

**МИНИСТЕРСТВО ВЫСШЕГО И СРЕДНЕГО СПЕЦИАЛЬНОГО
ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ УЗБЕКИСТАН**

ГАЖК «ЎЗБЕКИСТОН ТЕМИР ЙУЛЛАРИ»

**ТАШКЕНТСКИЙ ИНСТИТУТ ИНЖЕНЕРОВ
ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОГО ТРАНСПОРТА**

Кафедра «Мосты и тоннели»

УДК 624.21.012.35.059.3

На правах рукописи

Хасанова Динара Мирмамарахимовна

**УСИЛЕНИЕ И ОЦЕНКА МЕХАНИЗМА РАЗРУШЕНИЯ ЗОНЫ
СРЕЗА КОНСТРУКЦИЙ МОСТОВ**

Специальность:

**5А580603 - Эксплуатация мостов и транспортных тоннелей
ДИССЕРТАЦИЯ**

представлена на соискание степени магистра

Диссертация рассмотрена и
рекомендована к защите
зав. кафедрой «М и Т»

доц. Раупов Ч.С.

«__» ____ 2010 г.

Научный руководитель
доц. Раупов Ч.С.

Ташкент - 2010

Содержание

Наименование разделов	Стр .
Введение	
Глава I. Существующие методы оценки несущей способности наклонного сечения железобетонных балок и основные принципы их усиления	
1.2. Методы оценки несущей способности зоны среза железобетонных балок	
1.3. Методы усиления зоны среза железобетонных балок	
1.4. Выводы. Цель и задачи исследования.	
Глава II. Методика экспериментальных исследований механизма разрушения зоны среза железобетонных балок пролетного строения мостов и их усиления ТПМ	
2.1. Методика экспериментальных исследований прочности и жесткости зоны среза железобетонных балок пролетного строения мостов, усиленных ТПМ	
2.2. Прочность и жесткость зоны среза железобетонных балок пролетного строения мостов, усиленных ТПМ	
2.3. Выводы по главе II	
Глава III. Совершенствование методов расчета несущей способности зоны среза железобетонных балок пролетного строения мостов, усиленных ТПМ	
3.1. Теоретическое исследование несущей способности усиленных железобетонных балок пролетного строения мостов ТПМ	
3.2. Практические предложения по применению ТПМ для усиления и совершенствованию методов расчета усиленных балок пролетного строения мостов	
3.3. Выводы по главе III	
Общие выводы по диссертации	
Литература	
Приложение 1	
Приложение 2	

Введение

Задачи по развитию дорог Республики Узбекистан в условиях мирового финансово-экономического кризиса

Мировой глобальный финансовый кризис уже сегодня сказывается на развитии и эффективности нашей экономики. Например, из-за сокращающегося спроса на мировом рынке снижаются цены на экспортную Узбекистаном продукцию, такую как драгоценные и цветные металлы, хлопок, уран, нефтепродукты, минеральные удобрения и другие. Это в свою очередь приводит к уменьшению экспортной выручки хозяйствующих субъектов и инвесторов, отражается на их прибыли и рентабельности производства и в конечном итоге – на темпах роста и на наших макроэкономических показателях [1-3].

Получив начало с провалов и несостоятельности ипотечного кредитования в США, кризис нашёл своё масштабное отражение в кризисе ликвидности важнейших банков и финансовых структур мира [1].

Сегодня в Узбекистане созданы достаточный запас прочности и необходимая ресурсная база для того, чтобы обеспечить устойчивую и бесперебойную работу нашей финансово-экономической, бюджетной, банковско-кредитной системы, а такие предприятия и отраслей реальной экономики. В республике сегодня 100 процентная государственная гарантия обеспечивается по всем депозитным банковским вкладам населения. Узбекистан зарекомендовал себя как надежный и платежеспособный партнёр, где созданы практически беспрецедентные условия для привлечения иностранного капитала.

Однако, указанные положительные успехи республики, ни в коей мере не говорят о том, что принимающий все большие размеры мировой финансовый кризис не окажет воздействия на нашу страну и пройдет мимо нас. Ведь Узбекистан сегодня – это составная часть мирового пространства и глобального финансово-экономического рынка.

В настоящее время в республике принята Антикризисная программа мер по предотвращению и нейтрализации последствий мирового экономического кризиса, направленная на решении следующих актуальных задач [1, 2, 3]:

- дальнейшее ускоренное проведение модернизации технического и технологического перевооружения предприятий, широкое внедрение современных гибких технологий;

- реализация конкретных мер по поддержке предприятий-экспортеров в обеспечении их конкурентоспособности на внешних рынках;

- повышение конкурентоспособности предприятий за счет введения жесткого режима экономии, стимулирования снижения производственных затрат и себестоимости продукции;

- реализация мер по модернизации электроэнергетики, сокращению энергоемкости и внедрению эффективности системы энергосбережения;

- в условиях падающего спроса на мировом рынке поддержка отечественных производителей путём стимулирования спроса на внутреннем рынке.

Особое внимание в республике уделяется развитию транспортной инфраструктуры, в первую очередь автомобильных и железных дорог. Реализация Программы развития автомобильных дорог общего пользования на 2007-2010 годы уже сегодня обеспечивает круглогодичную надежную транспортную связь между всеми регионами республики, создает условия для бесперебойной, не пересекая территории сопредельных стран, транспортировке грузов и перевозке пассажиров, значительно увеличивает транзит грузов по нашей территории.

Большое значение для нас имеет и дальнейшее продолжение строительства железнодорожных полотен. В текущем году необходимо завершить работы по благоустройству на новой железнодорожной линии Тошгузар - Байсун - Кумкурган. Осуществить строительство новой железнодорожной ветки к перерабатывающему комплексу Дехканабадского завода калийных удобрений. Реализовать дополнительно предусмотренные меры по строительству двухпутной электрифицированной линии Джизак - Янгиер и однопутной электрифицированной

линии Янгиер - Фархад.

Большие перспективы открываются в связи с принятием решения о создании свободной индустриальной экономической зоны на базе аэропорта г. Навои, а также передаче в управление международному оператору - корейской компании «Кореан Эйр» вновь построенного аэродрома в г. Навои. Создание международного интермодального центра логистики позволит не только использовать его в качестве трансконтинентального транспортно-экспедиционного узла, соединяющего Юго-Восточную Азию с Европой, но и содействовать созданию новых высокотехнологичных производств в Навоийской области и соседних регионах.

Как отмечает Президент Республики Узбекистан, Каримов И.А. в своей книге [1], сосредоточивая все внимание, силы и ресурсы на борьбе с последствиями мирового экономического кризиса, укреплений финансово-банковской системы, оказании помощи предприятиям реальной экономики, создании новых рабочих мест и реализации мер по социальной защите населения, мы ни в коей мере не должны забывать о перспективе, то есть думать о посткризисном периоде нашего развития.

Важнейшая цель и основной приоритет социально-экономического развития на 2010 год – это продолжение и углубление реформирования, обновления и модернизации страны, безусловное выполнение Антикризисной программы на 2009-2012 годы и на этой основе обеспечение высоких и устойчивых темпов роста экономики, ее эффективности и макроэкономической сбалансированности.

Важнейшим приоритетом реализации экономической программы на 2010 год должно стать продолжение политики углубления структурных преобразований экономики для обеспечения роста конкурентоспособности страны.

Следующий важный наш приоритет, рассчитанный на долгосрочную перспективу и имеющий решающее значение для роста потенциала, могущества страны и конкурентоспособности экономики, – это осуществление активной инвестиционной политики по реализации стратегически значимых проектов, направленных на модернизацию, техническое и технологическое обновление ведущих базовых отраслей, развитие мощной современной сети транспортных

и инфраструктурных коммуникаций.

Особо хотела бы отметить то важное и ключевое место, которое отводится в наших долгосрочных проектах созданию современной коммуникационно-транспортной системы, включая все виды транспорта: автомобильного, железнодорожного, авиационного.

Конечная цель выполнения предусмотренной программы – увеличить объем транспортных и транзитных услуг путем переориентации значительной части торговых потоков между Европой и Азией на отечественные транзитные маршруты, организации центров логистики на базе имеющейся инфраструктуры, обеспечить рабочими местами тысячи людей.

Особое внимание следует обратить на дальнейшее развитие железнодорожных коммуникаций, на модернизацию которых намечено направить в 2010 году более 105 миллионов долларов. Необходимо обеспечить завершение строительства, включая объекты инфраструктуры, железнодорожной линии Ташгузар-Байсун-Кумкурган, продолжить строительство электрифицированных железнодорожных линий Янгиер-Джизак и Янгиер-Фархад [1].

Транспортные коммуникации, уровень их качества и диверсификации представляют собой один из ключевых индикаторов развития экономики страны, ее вовлеченности в региональные и глобальные хозяйствственные связи. Разветвленная сеть железных и автомобильных дорог, трубопроводов и линий электропередач позволяют экономически связать различные регионы внутри государства, создавая основу для их сбалансированного функционирования. Это также дает возможность государству повысить свой интеграционный потенциал в рамках межгосударственного сотрудничества и международных экономических организаций.

С этой точки зрения вопрос модернизации и развития транспортных коммуникаций представляет весьма актуальную проблему для государств Центральной Азии, от решения которой во многом будет зависеть их будущая экономическая и геополитическая значимость, а также значимость всего региона в целом.

В контексте вопроса реализации транспортного потенциала Центральной Азии условно можно выделить два взаимосвязанных направления.

Первое-это нахождение возможностей для ускорения транспортной интеграции центральноазиатских государств, вывод ее на качественно новый уровень.

Второе-разработка и реализация мер по налаживанию транспортного партнерства с ведущими экономическими центрами Евразийского континента, которые одновременно выступают как крупнейшие грузоотправители и грузополучатели.

В рамках первого из указанных направлений, а именно, ускорения внутрирегиональной транспортной интеграции, хотелось бы отметить необходимость реализации целого ряда мер экономического и политического характера. На наш взгляд, первоочередным условием фундаментального свойства должно стать контролируемое форсирование мероприятий, направленных на экономическую и промышленную интеграцию стран ЦА, преодоление внутренних диспропорций, дальнейшее развитие торговых связей и создание условий для взаимного инвестирования. Без данного базиса обеспечить полноценное развитие внутрирегиональных транспортных коммуникаций невозможно. Именно разветвленные хозяйствственные связи могут подтолкнуть к реальному, а не декларативному сотрудничеству в коммуникационной сфере.

Вторым условием, являющимся во многом технической производной от первого, является реализация мер по повышению качества эксплуатируемых транспортных коммуникаций и предоставляемых услуг, гармонизация законодательно-правовых баз. Необходимо отметить, что в транспортных стратегиях всех государств Центральной Азии создание благоприятной среды для национальных и иностранных грузоперевозчиков присутствуют в качестве ключевого пункта. Важность этого условия осознается всеми, что создает благоприятные предпосылки для активизации диалога на официальном уровне по вопросу гармонизации законодательных и правовых баз, в частности, в сфере тарифов и налогообложения.

Третьим условием развития интеграционных процессов в сфере транспортных коммуникаций является диверсификация доступов к мировым рынкам посредством развития новых маршрутов и коридоров.

Развитие новых маршрутов транспортировки грузов и создание благоприятных условий для транзита товаров и пассажиров по ним расширяют, прежде всего, возможности выбора у региональных и иностранных грузоотправителей и грузополучателей, тем самым, способствуя реальной интеграции центральноазиатских транспортных сетей. Грузоотправитель при наличии равно благоприятных условий может более уверено варьировать маршруты поставок.

К примеру, поставщик из Узбекистана при экспорте продукции в Европу может в идеале воспользоваться пятью вариантами доставки грузов. Первые два варианта представляют собой порты на Каспии – туркменский Туркменбashi и казахский Актау и далее через или Астрахань или страны Южного Кавказа. Третий вариант – железнодорожный и автомобильный маршруты через Казахстан и Россию. Четвертый – через Туркменистан и Северный Иран. Пятый – вариант доставки по воздушным путям сообщения.

Вторым ключевым направлением по максимальной реализации транспортного и транзитного потенциала Центральной Азии является необходимость налаживания партнерства с ведущими экономическими центрами Евразийского континента, которые одновременно выступают как крупнейшие грузоотправители и грузополучатели. Это в первую очередь Европейский Союз и страны Южной и Юго-Восточной Азии, Дальнего и Ближнего Востока, СНГ. В настоящее время товарооборот между этими ведущими континентальными рынками оценивается в более чем 600 млрд. долларов в год. Ввиду довольно слабого развития внутриконтинентальных коммуникаций, наличия высоких рисков и более высоких цен на транспортировку львиная доля перевозок осуществляется морским транспортом, в частности, по коммуникациям Индийского океана. Сегодня эти коммуникации являются третьими по значимости в мире, уступая Атлантическому и Тихому океанам. На Индийский

океан приходится более 30% мирового грузооборота.

Таким образом, перед Центральной Азией высвечиваются две перспективы: а) перспектива перетягивания на себя части уже идущих сегодня по южному океанскому пути грузопотоков и б) перспектива участия в перевозках будущих дополнительных объемов грузов, которые пойдут по линии Запад-Восток и Север-Юг. Естественным преимуществом Центральной Азии является то, что она занимает географически срединное положение между Западной Европой и Китаем, а также Северной Европой и Ближним Востоком, Южной Азией. Это значительно сокращает время транспортировки грузов по сравнению с океанскими маршрутами, которые с юга вынуждены огибать Евразию.

Международная деятельность транспортников регламентируется [1]:

- Конвенцией о договоре международной перевозки грузов (КДПГ);
- Конвенцией о международной перевозке грузов с применением книжки МДП (carnet TIR), год подписания Конвенции – 1975, перевозка автомобильным, контейнерным транспортом;
- основными соглашениями в области международных морских, железнодорожных и воздушных перевозок, а именно: Гамбургские правила по морским соглашениям (1978г.); Гаагско-Висбийские правила; Бернская конвенция – правила перевозки железнодорожным транспортом и последующая ее доработка (1980г.);
- воздушные перевозки, в основном, регламентируются Варшавской конвенцией (1955г.), Гватемальским протоколом (1971г.) и Монреальным протоколом (1975г.).

Актуальность диссертации. В настоящие времена в Узбекистане до 85% эксплуатируемых мостов составляют железобетонные мосты. Поэтому особую важность приобретает обеспечение прочности и долговечности железобетонных мостов для непрерывного пропуска транспорта, которые по ним проходят. Это достигается совершенствованием методов проектирования и расчета пролетных строений железобетонных мостов. Специфика проектирования железобетонных

элементов мостов особенно пролетных строений мостов заключается в определении их несущей способности и расчете по нормальным и наклонным сечениям. Если расчет по нормальным сечениям в современных нормах отражается все физические аспекты проблемы, то наклонные сечения рассчитываются в основном по формулам, включающим большое число опытных коэффициентов, не имеющих ясного физического смысла. В соответствии с принятыми нормами по первому предельному состоянию прочность нормальных и наклонных сечений пролетных строений железобетонных мостов обеспечивается условиями равновесия по моментам и поперечным силам. Значительные поперечные силы воспринимают при опорные участки мостовых балок таврового, двутаврового и коробчатого сечения, что требует существенного поперечного армирования. Вместе с тем известно, что разрушение по наклонным сечениям носит особо опасный, внезапный характер. Это связано с недостаточным исследованием механизмов разрушения изгибаемых элементов при поперечном изгибе, что привело к не учету всех силовых факторов в уравнениях равновесия. Особенно это касается учета экспериментально обнаруженных дополнительных усилий, связанных с силами контактного взаимодействия, передаваемых через наклонные трещины при взаимодействии их берегов вследствие их взаимного зацепления.

Это говорит о том, что расчет по наклонным сечениям требует дальнейшего совершенствования. Для правильного выполнения расчета необходимо знать закономерности процессов трещинообразования и разрушения элементов, основные факторы, влияющие на несущую способность, напряженно-деформированное состояние и внутренние усилия, действующие в наклонном сечении. Основную информацию обо всем перечисленном дает анализ результатов экспериментов. По предварительным оценкам усилия контактного взаимодействия составляют 40-45% от несущей способности пролетных строений по поперечной силе. В связи с этим, нами поставлена задача, провести экспериментальные и теоретические исследования прочности железобетонных пролетных строений мостов при срезе с учетом

контактных взаимодействий в трещинах [5-7].

Предложенная методика позволяет рассчитывать прочность пролетных строений мостов, работающие в стадии эксплуатации с трещинами. В настоящее время расчет железобетонных элементов с трещинами имеет важное значение в связи со сложностью механизмов их появления и недостаточной научной обоснованностью нормативных оценок прочности этих элементов.

Выполненные теоретические исследования и примеры расчета углубляют и расширяют знания о действительной работе, передаваемых через наклонные трещины при взаимодействии их берегов вследствие их взаимного зацепления в трещинах железобетонных конструкций [5-19, 33-42].

Накопление дефектов, в железобетонных конструкциях приводящее к снижению их несущей способности - серьезная проблема, связанная с увеличением сроков и ухудшением условий их эксплуатации, неудовлетворительным проектированием, коррозией арматуры в бетоне, трещинообразованием и т. п. Большинство существующих конструкций давно превысило сроки службы, а при реконструкции сооружений они предназначены нести нагрузки значительно превышающие первоначальные расчетные. При этом имеется два варианта решения проблемы – (а) полная замена конструкции, что связано с большой трудоемкостью и затратами; (б) её реабилитация (то есть её усиление, ремонт или восстановление), что является более реальным, позволяя при восстановлении конструкций увеличить также и её грузоподъемность. Традиционные способы усиления с использованием металлических профилей, стержней и стальных листов недостаточно эффективны, так как эти элементы легко подвергаются коррозии. Наряду с наращиванием сечений путем использования железобетонных рубашек этот способ весьма трудоемок и связан с рядом технических трудностей.

За последнее десятилетие внимание исследователей сосредоточено на применении полимерных композитов для внешнего усиления железобетонных элементов, в частности, так называемых углепластиковых волокнистых материалах (ТПМ), обладающих такими преимуществами как легкость,

высокая прочность и стойкость к коррозии, способность легко закрепляться на конструкциях с различной геометрией поверхности и сечений, сокращение сроков ремонта [56-77].

Вопросы оценки технического состояния и усиления железобетонных мостов и сооружений являются основными при их эксплуатации, так как во многих из них при обследовании обнаруживаются серьёзные повреждения от совместного действия эксплуатационных нагрузок и окружающей среды. Эти повреждения, накапливаясь и развиваясь со временем, снижают их несущую способность и могут привести к катастрофическим последствиям. Наиболее опасными дефектами являются сокращения площади сечения арматуры в результате её коррозии и трещины, развивающиеся в припорных наклонных сечениях балочных пролетных строений мостов.

В связи с этим конструктивные системы должны непрерывно диагностироваться во время эксплуатации и при необходимости быть усилены при помощи доступных средств. Следует отметить, что до сих пор строительные нормы или стандарты для новых конструктивных методов ремонта и усиления отсутствуют. В связи с этим требуется проведение экспериментально–теоретических исследований для создания основных нормативных документов и стандартов на методы проектирования и расчета ремонта и усиления таких конструкций. Вместе с тем в последние годы наиболее эффективным методом усиления бетонных конструкций является использование полимерных, в частности тканевых полимерных материалов (ТПМ), которые, отличаясь высокими прочностными и технологическими характеристиками, используются для внешнего усиления поврежденной зоны конструкций.

Таким образом, анализ изгибаемых железобетонных элементов по наклонным сечениям, в том числе использующих блочные модели, говорит о недостаточной изученности механизма проявления сдвига в рассматриваемых сечениях и не учитывают доли сопротивления балки, вызываемого суммарным действием касательных сил зацепления, складывающихся из шероховатости трещин, нагельного эффекта зерен заполнителя, а также продольной и

поперечной арматуры, пересекающей трещину под различными углами. Этот вопрос тесно связан с назначением пределов и способов рационального армирования изгибаемых элементов.

В процессе исследований элементов железобетонных конструкций, испытывающих действие поперечных сил, было выдвинуто большое количество различных предложений по расчету. В силу сложности исследуемой проблемы, предложенные методы расчета, как в странах СНГ, так и за рубежом основывались на эмпирическом и полуэмпирическом подходах и не учитывали всего комплекса технологических и конструктивных факторов и основные механизмы сопротивления поперечной силе. Это часто приводило к излишнему расходу материалов в конструкциях, а в ряде случаев не обеспечивалась их достаточная надежность.

В свете изложенного **целью настоящей работы** явилось анализ и оценка результатов исследований прочности и деформации наклонных сечений, железобетонных балок и разработке практических предложений, рекомендаций по усовершенствованию методики расчета железобетонных элементов по прочности наклонных сечений, принятых в КМК, а также по усилению железобетонных балок в зоне действия поперечных сил полосами ТПМ.

В частности предстоит решить следующие задачи:

- провести анализ и оценку результатов экспериментальных исследований прочности и жесткости, специальных образцов, проведенных А.А.Ашрабовым и Ч.С.Рауповым;

- разработать практические предложения и рекомендации по усовершенствованию методики расчета железобетонных элементов по прочности наклонных сечений, принятых в КМК, а также по усилению железобетонных балок в зоне действия поперечных сил листами ТПМ;

- провести нелинейный расчет балки пролетного строения железобетонного моста на ЭВМ с применением нового программного комплекса Lira 9.6.

Научная новизна работы состоит в следующем: Получены новые

результаты реального эксперимента прочности и жесткости наклонных сечений железобетонных элементов и численного эксперимента по моделированию процесса разрушения с применением нового программного комплекса Lira 9.6.

Практическое значение заключается в том, что в результате проведенных реальных и численных экспериментов разработаны практические предложения и рекомендации по усовершенствованию методики расчета железобетонных элементов по прочности наклонных сечений, принятой в КМК, а также по усилению железобетонных балок в зоне действия поперечных сил листами ТПМ.

Апробация работы. Основное содержание работы докладывалось:

- на научно-технических конференциях ТашИИТ (2008-2010 г.г.);
- на заседаниях кафедры "Мосты и тоннели" ТашИИТ (2008-2010 г.г.);

Объем работы. Диссертационная работа состоит из: введения; 3 глав, общих выводов; списка литературы - 114 наименований, из которых – 60 зарубежная литература; приложения; работа изложена на 98 страницах, она содержит 11 таблиц и 40 рисунков. Работа выполнена в 2008-2010 гг. на кафедре "Мосты и тоннели" ТашИИТ.

ГЛАВА I. СУЩЕСТВУЮЩИЕ МЕТОДЫ ОЦЕНКИ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ НАКЛОННОГО СЕЧЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК И ОСНОВНЫЕ ПРИНЦИПЫ ИХ УСИЛЕНИЯ

1.2. Методы оценки несущей способности зоны среза железобетонных балок

Диагностика дефектов и повреждений конструкций. В решении задач технической эксплуатации строительного фонда инженерная оценка технического состояния конструктивных элементов, оборудования и здания в целом - диагностика - занимает центральное место. Задача диагностики - изучение и определение признаков и причин повреждений, а также разработка способов и средств их анализа и оценки. Диагностика базируется на учении о физическом износе и коррозии строительных конструкций и основывается на следующих методиках [6, 7]:

- визуального определения износа по внешним признакам;
- инструментальной оценки состояния конструкций и зданий с помощью приборов;
- инженерного анализа диагностических данных с целью оценки технического состояния и разработки мероприятий по техническому обслуживанию и ремонту зданий и сооружений.

Для решения этих задач имеется значительный набор инструментальных средств, способствующих объективной оценке состояния отдельных элементов или здания в целом работниками эксплуатационных служб. Наличие инструментальных средств диагностики, не снижает значимости визуальных методов оценки состояния строительных конструкций по характерным признакам износа, но предъявляет повышенные требования к подготовке работников эксплуатационных служб. Имеющаяся нормативная база, регламентирующая параметры предельно допустимого износа конструктивных элементов, обеспечивает эффективность диагностической системы оценки

технического состояния зданий и сооружений железнодорожного транспорта.

Прочность, устойчивость, долговечность конструкций и здания, сооружения в целом определяются его техническим состоянием. Степень физического износа строительных конструкций зданий и сооружений, характеризующих техническое состояние, зависят, в основном, от условий и продолжительности эксплуатации и определяются, прежде всего, величиной, характером и интенсивностью нагрузок и воздействий.

Диагностируемые в процессе эксплуатации фактические нагрузки могут существенно отличаться от предусмотренных проектов, как по величине, так и по месту приложения. В связи с этим устанавливают систематический контроль за эксплуатационными нагрузками, которые не должны превышать нормируемых величин. При этом кроме действительной величины нагрузки от собственной массы конструкций, контролируется:

- место приложения статических и динамических нагрузок от технологического оборудования и их величина;
- места складирования материалов, полуфабрикатов, готовой продукции и величины предельных нагрузок от них;
- грузоподъемность и режим работы мостовых, консольных, козловых и других грузоподъемных кранов и устройств, различного подъемно-транспортного оборудования (тельферы, автопогрузчики и т.п.);
- места повышенных сугробных и пылевых отложений на покрытии.

К эксплуатационным воздействиям относятся:

- температурный режим эксплуатации конструкций, зависящий от технологических и природно-климатических условий;
- деформации фундаментов, вызываемые общими и локальными изменениями гидрогеологических свойств основания (появление техногенных вод, повышение уровня грунтовых вод, протечки в грунт химически активных жидкостей, строительные работы в непосредственной близости от фундаментов и т. п.);
- увеличение, по сравнению с проектной, степени агрессивности среды

(повышение содержания в воздухе агрессивных газов, жидкостей, пыли, абразивное воздействие сыпучих сред и т.п.).

Здания и сооружения железнодорожного транспорта, расположенные вблизи железнодорожных путей, испытывают вибродинамические воздействия (микросейсмику) от проходящих поездов и нуждаются в усиленной защите от внешнего шума и электромагнитных полей. В свою очередь, в самих железнодорожных зданиях нередко размещают оборудование для производств, являющихся источниками шума и вибрации, ультразвуковых и электромагнитных полей, выделяющих вредные вещества в окружающую среду и так далее. Все перечисленные факторы оказывают неблагоприятное воздействие на людей, находящихся внутри помещений и даже вне зданий. Если уровни таких воздействий превышают допустимые [6, 7, 21], необходимо предусматривать мероприятия по их снижению.

Сильно действующим фактором износа строительных конструкций является их увлажнение. Воздействие влаги усиливается при колебаниях температуры и влажности, а также при загрязнении окружающей среды агрессивными примесями. Повышение влагосодержания характерно для многих конструкций, контактирующих с водой в процессе изготовления и эксплуатации. При этом различают пять видов увлажнения:

- при изготовлении конструкций (строительная влага);
- атмосферными осадками;
- утечками из водопроводно-канализационной сети;
- конденсатом водяных паров воздуха;
- капиллярным и электроосмотическим подсосом;
- грунтовой водой.

Практика показывает, что повышенное влагосодержание отрицательно сказывается на эксплуатационных показателях несущих и ограждающих конструкций. С увеличением влажности возрастает теплопроводность материалов, ухудшаются теплозащитные свойства. Кроме того, при изменении влажности возрастает объемный вес материалов, а при многократном

увлажнении нарушается их структура и снижается долговечность. Неблагоприятно сказывается переувлажнение и на состояние воздушной среды помещений, ухудшая ее гигиенические показатели.

Долговечность бетона. Некоторые факторы долговечности бетона связаны с усадкой и ползучестью, рассмотренными выше, другие также в значительной степени обусловлены свойствами применяемых заполнителей. Весьма важна, способность бетона противостоять многократному изменению температуры. Если разница между коэффициентами температурного расширения цементного камня и заполнителей велика, то при изменении температуры в бетоне могут развиваться значительные внутренние напряжения, аналогичные усадочным и иногда еще более опасные [21].

Опасно для таких бетонов и охлаждение – в цементном камне могут возникнуть значительные растягивающие напряжения. Это возможно, в частности, после термообработки (пропаривания) бетонных изделий, то есть когда температура эксплуатации ниже температуры формирования структуры бетона. Еще более существенные напряжения могут возникнуть в бетоне при его применении в особых условиях футеровки тепловых агрегатов, печей и так далее. Используемые для этих целей жаростойкие бетоны получают на специальных заполнителях.

Многократные колебания температуры в процессе эксплуатации, вызывая появление внутренних напряжений, иногда знакопеременных, могут привести к «расшатыванию» структуры, образованию трещин в бетоне. Необходимо предвидеть возможные термические напряжения, уметь оценить последствия их действия.

Особый случай представляют заполнители с ориентированным расположением кристаллов. Так, кристаллы ортоклаза, являющегося составной частью гранитов, характеризуются термическим расширением только в одном направлении – параллельно кристаллографической оси. Кристаллы плагиоклазовых полевых шпатов имеют в различных направлениях разные коэффициенты линейного расширения, а у кристаллов кальцита, составляющего известняки и

мраморы, коэффициенты линейного расширения отличаются не только по значению, но и по знаку. При неравномерных деформациях подобных заполнителей в бетоне возникают большие сосредоточенные силы.

Заполнители, состоящие из кристаллов с одинаковой ориентацией кристаллографических осей или включающие крупные монокристаллы анизотропных минералов, при резких колебаниях температуры могут разрушить бетон. Поэтому из горных пород для заполнителей предпочтительны такие, которые состоят из мелких кристаллов со случайной, хаотической ориентацией.

Важным фактором долговечности бетона является его способность противостоять многократному попеременному увлажнению и высушиванию, вызывающему разбухание и усадку цементного камня. Интересный факт описан в США. Затонувшее судно с корпусом из керамзитобетона пролежало на дне моря более 30 лет. За это время морская вода проникла в бетон лишь на глубину в несколько миллиметров. Стальная арматура корпуса, имевшая защитный слой керамзитобетона 16 мм, не подверглась коррозии [21, 64-69].

В строительстве гидротехнических сооружений накоплен уже большой опыт применения бетонов на пористых заполнителях. Керамзитобетон и аглопоритобетон успешно использованы в производстве напорных водопроводных труб.

Водонепроницаемость – один из важных факторов стойкости бетона в различных агрессивных средах. На долговечность бетона влияет химическое взаимодействие некоторых заполнителей или содержащихся в них примесей с продуктами гидратации и гидролиза цемента и водой. В частности, стандартами ограничивается содержание в заполнителях органических примесей и сульфатов, вызывающих коррозию цементного камня. В глинистых породах, применяемых для производства искусственных пористых заполнителей (керамзита, аглопорита), могут встречаться вкрапления известняков. В результате обжига такого сырья образуются частицы пережженной медленно гасящейся извести (так называемый «дутник»), которая может через длительное время – уже в бетонной конструкции –

вступить во взаимодействие с водой. Получаемый гидроксид кальция, как известно, увеличивается в объеме, что может вызвать разрушение бетона. В бетоне, эксплуатируемом во влажной среде, возможны также медленно идущие и проявляющиеся в течение многих лет реакции взаимодействия щелочей, содержащихся в цементе, с некоторыми кислыми минералами заполнителей, например с опалом и другими видами химически активного аморфного кремнезема. Гелеобразные продукты реакции распирают зону контакта, в результате чего нарушается сцепление между заполнителем и цементным камнем, в бетоне возникают трещины.

В литературе описаны случаи разрушения по этой причине плотин, фундаментов, дорожных бетонных покрытий, мостов и других сооружений из бетона. Впервые это явление привлекло внимание исследователей США в 30-40-х годах нашего века, так как аварийное состояние многих сооружений потребовало для восстановления и ремонта огромных затрат.

Коррозию бетона при действии щелочей цемента на кремнезем заполнителя исследовали В. М. Москвин, Г. С. Рояк, А. М. Викторов и другие. Детальный анализ различных аспектов химической активности заполнителей дал Б. Н. Виноградов [21].

Для повышения долговечности бетона заполнители, активно взаимодействующие со щелочами, в цементных бетонах применяться не должны. Исключение составляют некоторые пористые заполнители, для которых в силу развитой поверхности, открытой пористости и надежности сцепления с цементным камнем такое взаимодействие, как показал опыт, не столь опасно. Описанные выше и другие эксплуатационные факторы с течением времени могут привести к постепенному ослаблению бетона, однако одновременно действует также фактор его упрочнения в силу продолжающейся годы и десятилетия гидратации цемента. Несомненно, долговечность бетона и бетонных конструкций связана с ростом прочности, компенсирующим ослабляющие эффекты.

Известно, что увеличение прочности бетона во времени зависит от вида цемента, состава бетона и условий эксплуатации, то есть рост прочности бетона

определяется ростом прочности цементного камня. Но это положение верно только до тех пор, пока выдерживается условие минимальной прочности заполнителя. Соотношение прочности заполнителя и твердеющего цементного камня в бетоне с течением времени меняется, и когда заполнитель оказывается самым слабым местом в бетоне, интенсивность дальнейшего увеличения прочности бетона уменьшается. Поэтому рост прочности легких бетонов на пористых заполнителях в ряде случаев может быть менее существенным, чем обычных тяжелых бетонов при прочих равных условиях. Испытание пористого заполнителя в бетоне дает возможность прогнозировать рост прочности бетона. Пусть, например, требуется определить, какой станет прочность аглопоритобетона через год эксплуатации в нормальных условиях, если в возрасте 28 сут бетон имел предел прочности 25 МПа.

В настоящее время в Украине более 50% мостов находятся в аварийном или предаварийном состоянии. В то же время стоимость восстановления мостов традиционными способами очень велика, поэтому определение новых путей ремонта бетонных и металлических мостовых конструкций представляет собой очень важную проблему. Наиболее перспективным путем решения этой проблемы является максимальное использование полимерных материалов. Специфические условия эксплуатации мостовых переходов резко усложняют задачу создания полимерных материалов для их восстановления. Действительно, мостовые конструкции находятся как на воздухе, так и под водой и в зоне переменного смачивания, они подвергаются всем видам нагрузок, включая знакопеременные, вибрационные, ударные, изгибающие. Работы по восстановлению подводных конструкций, например опор или подводных переходов трубопроводов часто приходится выполнять в условиях отсутствия видимости и сильного течения.

Упрочнение балок, ригелей, плит перекрытия. Для упрочнения железобетонных элементов мостовых конструкций, например, плит перекрытия, мировая практика в настоящее время предусматривает дублирование их угольными пластиками на основе эпоксидных смол. Такой подход нельзя

считать продуктивным в связи с его высокой стоимостью. Кроме того, наличие границы раздела бетон - пластик является слабой зоной системы. Учитывая малую прочность бетона при растяжении, усадочные внутренние напряжения могут привести к разрушению поверхностного слоя бетона на границе с пластиком. Значительно более эффективным методом восстановления работоспособности железобетонных мостовых конструкций является пропитка их мономером - "СПРУТ-5т"- такая пропитка позволяет не только восстановить, но и значительно повысить их прочность и другие, физические и механические свойства бетона. Пропитка является и наиболее дешевым способом "лечения" бетона. Так, при пористости бетона 5%, для того, чтобы пропитать его на глубину 1 см, достаточно в 20 раз меньше полимера, чем для покрытия такой же толщины.

Коррозия бетонных, железобетонных конструкций и методы их защиты. Бетонные и железобетонные конструкции зданий и сооружений железнодорожного транспорта подвержены воздействию внешней среды, в результате которого возникает коррозия материала. По характеру воздействия различают химическую, электрохимическую и механическую коррозию. Большинство конструкций промышленных предприятий эксплуатируется в агрессивной или слабоагрессивной средах, под влиянием которых в бетоне развиваются физико-химические и физико-механические деструктивные процессы.

Различают три вида физико-химической коррозии [6, 7]. Коррозия I вида вызывается фильтрацией сквозь толщу бетона мягкой воды, вымывающей его составные части. Происходит процесс выщелачивания гидрата окиси кальция $\text{Ca}(\text{OH})_2$ - гашеной извести и других содержащихся в бетоне растворимых веществ. Внешним признаком коррозии служит белый налет на поверхности конструкции, который является результатом выпадения их в осадок. По мере выщелачивания извести из бетона его прочность снижается. Результаты исследований показывают, что выщелачивание из бетона 16 % извести приводит к снижению его прочности на 20 %, при 30 %-ном выщелачивании -

на 50 %. Полное исчерпание прочности бетона наступает при 40...50 %-ной потере извести.

Следует учитывать, что при незначительном притоке мягкой воды и испарении ее с поверхности бетона, гидрат окиси кальция не вымывается, а остается в бетоне, уплотняя его. При этом прекращается дальнейшая фильтрация и происходит процесс, называемый самозалечиванием бетона. Коррозии I вида особенно подвержены бетоны на портландцементе. Стойкими оказываются бетоны на пущолановом портландцементе и шлакопортландцементе с гидравлическими добавками [6, 7].

Коррозия II вида, или химическое разрушение, развивается в бетоне при действии на него кислот и щелочей, вступающих в обменные реакции с составными частями цементного камня. В процессе взаимодействия кислот (соляной, серной и азотной) с гидратом оксида кальция $\text{Ca}(\text{OH})_2$ происходит его разрушение.

При фильтрации кислотных растворов через толщу бетона продукты разрушения вымываются, его структура становится пористой, и конструкция утрачивает несущую способность. Скорость коррозии зависит от концентрации кислоты и скорости фильтрации.

Влияние угольной кислоты при малой концентрации CO_2 незначительно, при высокой концентрации угольная кислота реагирует с карбонатом кальция (CaCO_3), превращая его в легкорастворимый бикарбонат $\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$, который при фильтрации агрессивной воды вымывается из бетона, снижая его прочность.

В реальных конструкциях процесс коррозии бетона оценивается по результатам химического анализа продуктов фильтрации. Обнаружение в фильтрате бикарбоната кальция свидетельствует о развитии коррозии. Безопасным для бетона считается раствор угольной кислоты с содержанием $\text{CO}_2 < 15 \text{ мг/л}$ при скорости фильтрации менее 0,1 м/с.

Щелочная коррозия цементного камня происходит при высокой концентрации щелочей и положительной температуре среды. В этих условиях

растворяются составляющие цементного клинкера (например, кремнезем SiO_2), что и вызывает разрушение бетона. Более стойкие к щелочной коррозии бетоны на портландцементе и заполнителях карбонатных пород.

Коррозия III вида, или кристаллизационное разрушение бетона, происходит вследствие накопления солей в порах и капиллярах кристаллов. Процесс коррозии III вида при наличии сильноагрессивной среды может наступить быстро - через несколько недель или месяцев. Отличительная особенность коррозии III вида - образование и накопление новообразований (кристаллов) до тех пор, пока не произойдет разрушение конструкции. Как правило, этой коррозии подвержены подземные конструкции, резервуары, элементы водоводов, теплотрассы и фундаменты, в основном из-за состава грунтовых вод, в которых часто содержатся сульфаты кальция, магния и натрия. Защита строительных конструкций осуществляется изоляцией их от увлажнения грунтовыми водами или отводом этих вод. Опасность коррозии III вида определяется по результатам измерения прочности и деформативности выбранных образцов бетона.

Долговечность железобетонных конструкций определяется способностью бетона и арматуры в совокупности длительно противостоять действию агрессивной среды. Коррозия арматуры может быть химической, электрохимической или вызванной блуждающими токами. Она развивается в следующих случаях: мала плотность бетона; в защитном слое имеются трещины, через которые проникают кислород, углекислый газ, вода; по порам и капиллярам поступает агрессивный раствор.

При отсутствии трещин и наличии щелочной среды цементного бетона ($\text{pH} = 12,5 \dots 13,0$) стальную арматуру пассивируют - защищают от окисления. Однако щелочность защитного слоя бетона в результате воздействия воды и содержащихся в воздухе диоксидов углерода CO_2 и серы SO_2 постепенно снижается. При значениях pH ниже 9,5 в арматуре начинаются окислительные процессы. Окислительным процессам способствуют воздействия растворов кислот, щелочей, солей, влажных газов, природных и промышленных вод, а

также блуждающих токов.

В кислотах, не обладающих окислительными свойствами (соляная кислота), стальная арматура сильно корродирует в результате образования растворимых в воде и кислоте продуктов коррозии, причем с увеличением концентрации соляной кислоты скорость коррозии возрастает. В кислотах, обладающих окислительными свойствами (азотная, серная и другие), при высоких концентрациях скорость коррозии, наоборот, уменьшается из-за пассивации и образования окисной пленки на поверхности арматуры.

Скорость коррозии арматуры в щелочных растворах при $\text{pH} > 10$ резко снижается из-за образования нерастворимых гидратов закиси железа. Растворы едких щелочей и карбонаты щелочных металлов практически не разрушают арматуру, если их концентрация не превышает 40 %.

Солевая коррозия арматуры зависит от природы анионов и катионов, содержащихся в водных растворах солей. В присутствии сульфатов, хлоридов и нитратов щелочных металлов, хорошо растворимых в воде, солевая коррозия усиливается. И, наоборот, присутствие карбонатов и фосфатов, образующих нерастворимые продукты коррозии на анодных участках, способствует затуханию коррозии. На интенсивность солевой коррозии арматуры влияет кислород, который окисляет ионы двухвалентного железа и понижает перенапряжение водорода на катодных участках. С повышением концентрации кислорода скорость коррозии увеличивается.

Рассматривая воздействие газов, следует особо отметить агрессивность оксидов азота NO , N_0_2 , N_2O и хлора Cl , которые в присутствии влаги вызывают сильную коррозию арматуры. Практика обследования железобетонных конструкций, соприкасающихся с грунтом, указывает на частые случаи разрушения арматуры блуждающими токами из-за их утечек в грунт на участках электрифицированных железных дорог, работающих на постоянном токе, или от других источников. В месте входа тока в конструкцию образуется катодная зона, а в месте выхода - анодная, или зона коррозии. Блуждающие токи могут распространяться на десятки километров от источника, практически

без уменьшения силы, которая может достигать сотен ампер. Расчеты с использованием закона Фарадея показывают, что ток силою всего в 1...2 А, стекая с конструкции, в течение года может уносить до 10 кг железа. Обычно скорость разрушения арматуры блуждающими токами заметно превышает скорость разрушения от химической коррозии. Опасной для конструкции считается плотность тока утечки свыше $0,15 \text{ мА}/\text{дм}^2$.

При анализе агрессивных воздействий на железобетонные конструкции учитываются факторы, сопутствующие коррозии арматуры и, кроме того, разрабатываются соответствующие защитные мероприятия. Коррозия арматуры обнаруживается по наличию трещин в защитном слое, ее интенсивность определяется замером сечений образцов или взвешиванием продуктов коррозии.

Следует отметить, что многие локомотивные депо обслуживали паровозы, поэтому покрытия помещений пропитаны копотью, содержащей СО и CO_2 . При увлажнении покрытий водой (из-за повреждений кровли) происходило быстрое коррозионное разрушение несущих конструкций. Подобная картина наблюдается и в котельных, где присутствуют влага и остаточные продукты горения.

Физико-механическая деструкция (разрушение) бетона при периодическом замораживании и оттаивании характерна для многих конструкций, незащищенных от атмосферных воздействий (открытые эстакады, путепроводы, опоры ЛЭП и другие). Разрушающих факторов при замораживании бетона, находящегося в водонасыщенном состоянии, несколько: кристаллизационное давление льда, гидравлическое давление воды в капиллярах, возникающее вследствие отжатия ее из зоны замерзания; различие коэффициентов линейного расширения льда и материала и другие. Постепенное разрушение бетона при замораживании происходит вследствие накопления дефектов, образующихся во время отдельных циклов. Скорость разрушения зависит от степени водонасыщения бетона, пористости цементного камня, вида заполнителя. Более морозостойки бетоны плотной структуры с низким коэффициентом водопоглощения.

Влияние производственных масел (нефтепродуктов) на прочность бетона

неоднозначно. Разрушающие действуют на бетон только те нефтепродукты, которые содержат значительное количество поверхностно-активных смол [5]. К ним относятся все минеральные масла, дизельное топливо. В то же время бензин, керосин, вазелиновое масло практически не снижают прочность бетона, однако, как и другие нефтепродукты, уменьшают сцепление бетона с арматурой. Так, например, при воздействии керосина сила сцепления бетона с гладкой арматурой уменьшается примерно на 50 %.

Защита бетонных и железобетонных конструкций от коррозии осуществляется, в зависимости от характера разрушительного воздействия, различными способами - это:

- снижение агрессивного воздействия среды;
- лакокрасочные покрытия - при действии газообразных и твердых сред (аэрозоли);
- лакокрасочные толстослойные (мастичные) покрытия - при действии жидких сред;
- оклеечные покрытия - при действии жидких сред, в грунтах, в качестве непроницаемого подслоя в облицовочных покрытиях;
- облицовочные покрытия, в том числе из полимербетонов - при действии жидких сред, в грунтах, в качестве защиты от механических повреждений оклеенного покрытия;
- пропитка (уплотняющая) химически стойкими материалами - при действии жидких сред, в грунтах;
- гидрофобизация - при периодическом увлажнении водой или атмосферными осадками, образовании конденсата, в качестве обработки поверхности до нанесения грунтовочного слоя под лакокрасочные покрытия.

Зашиту поверхностей надземных и подземных железобетонных конструкций назначают с учетом возможности возобновления защитных покрытий. Для подземных конструкций рекомендуется применять материалы, обеспечивающие защиту конструкций на весь остаточный период эксплуатации. Защита поверхностей подземных конструкций, эксплуатирующихся в

газообразных и твердых агрессивных средах, осуществляется, как правило, лакокрасочными материалами - атмосферостойкими или для наружных работ (в том числе химически стойкими) [6, 7]. В жидких органических средах (масла, нефтепродукты, растворители) недопустимо применение лакокрасочных покрытий, рулонных, листовых материалов, а также герметиков на основе битумов. Эффективной защитой железобетонных конструкций от атмосферных осадков может служить их гидрофобизация или флюатирование. В первом случае бетон пропитывается на глубину 2...10 мм гидрофобными (водоотталкивающими) составами на основе кремнийорганических полимерных материалов ГКЖ-94, ГКЖ-10. Составы наносятся кистью или пульверизатором на предварительно очищенную сухую поверхность конструкции. Во втором случае бетон обрабатывается 3...7 %-ным раствором кремнефтористоводородной кислоты (флюат). При этом кремнефтористомагний $MgSiF_6$ реагирует с ионами кальция, образуя на стенках пор и капилляров цементного камня нерастворимый защитный слой из кристаллов фтористого калия и кремнезема. Флюат наносится на поверхность бетона в 3-4 слоя, обычно с интервалом 4 ч между нанесением слоев.

Подготовка поверхности конструкции - важный этап проведения ремонтно-восстановительных работ. Осуществляют тщательную очистку разрушенных участков от посторонних включений и наслоений вручную и механическим способом с применением вращающихся проволочных щеток или с помощью пескоструйного аппарата.

Образование продуктов химической коррозии на арматуре увеличивает ее объем, вследствие чего бетон защитного слоя механически разрушается. Это выражается в появлении волосяных трещин по направлению арматурного стержня. Со временем трещины раскрываются, бетон защитного слоя отслаивается и корродированная арматура оголяется. Для восстановления эксплуатационных качеств необходимо с помощью металлической щетки или пескоструйного аппарата очистить арматуру от ржавчины и оценить степень ее коррозии. Если коррозией повреждено более 50 % площади сечения

арматурного стержня, то поврежденный участок вырезается и производится его замена на новый, равноценный по площади стержень, привариваемый электродуговой сваркой. При площади менее 50 % поврежденный участок не вырезается, а на него наваривается дополнительный стержень усиления, компенсирующий разрушенное сечение.

Хорошей защитой арматуры также является послойное нанесение торкретбетона, приготовленного из смеси цемента и песка, взятых в отношении 1:2 (1:3) и наносимого на поверхность с расстояния 1...1,2 м слоями толщиной 1...1,5 см.

Для защиты железобетонных конструкций, работающих в сильноагрессивных атмосферных и агрессивных жидких средах без механических воздействий в процессе эксплуатации, широко применяются битумные покрытия в виде шпаклевок и плотных штукатурок. Битумы используются разогретыми до 150...200°C, смешанными с наполнителями и растворенными в маслах и углеводородах.

Для защиты покрытий и стен от разрушения парообразной агрессивной средой применяются лаки и эмали. Наиболее часто для этого используют битумно-смоляные эпоксидные эмали, полихлорвиниловые (ПХВ) эмали и лаки, кремнийорганические эмали. В связи с высокой проницаемостью лакокрасочных материалов покрытия выполняются многослойными слоями: от 3 до 8 слоев в зависимости от агрессивности среды. При устройстве защитного покрытия особое внимание уделяется подготовке поверхности: она должна быть чистой, ровной и сухой.

Показатели надежности эксплуатируемых зданий и сооружений. Современные здания и сооружения являются сложными инженерными системами. Поддержание их в работоспособном состоянии требует определенных затрат на техническое обслуживание и ремонт. Техническая эксплуатация зданий и сооружений призвана обеспечить в них непрерывность технологических или функциональных процессов при минимальных затратах на их эксплуатацию. Важность поддержания зданий и сооружений железнодорожного транспорта в

работоспособном состоянии усиливается тем, что они определяют надежность функционирования транспортной технологической системы в целом и ее отдельных участков.

Комплексным показателем качества объекта - сооружения, здания, конструкции или их составных частей - является надежность. Определение термина надежность дает Руководство РД 50-650-87.

Надежность - свойство объекта выполнять заданные функции, сохраняя во времени значения установленных эксплуатационных показателей в заданных пределах, соответствующих заданным режимам и условиям использования, технического обслуживания, ремонтов, хранения и транспортирования. Это свойство комплексное, включающее в себя безотказность, долговечность, ремонтопригодность здания, сооружения в целом и их составных частей.

Безотказность - свойство объекта непрерывно сохранять свою работоспособность в течение заданного промежутка времени или некоторой наработки.

Работоспособность - состояние объекта, при котором он способен выполнять заданные функции, сохраняя значения заданных параметров в пределах, установленных нормативно-технической документацией.

Наработка - продолжительность работы объекта. Наработку объекта от начала эксплуатации или ее возобновления после среднего или капитального ремонта до наступления предельного состояния называют техническим ресурсом или просто ресурсом.

Долговечность - свойство объекта сохранять работоспособность до наступления предельного состояния при установленной системе технического обслуживания и ремонтов, то есть с возможными перерывами в работе.

Предельные состояния - такие состояния, при которых конструкции перестают удовлетворять заданным эксплуатационным требованиям или требованиям производства работ.

Нормальная эксплуатация осуществляется без каких-либо ограничений в соответствии с технологическими и бытовыми условиями, предусмотренными в

нормах и заданиях на проектирование, учитывающих безопасность работы людей, оборудования и сохранность ограждающих конструкций.

Ремонтопригодность - свойство объекта быть приспособленным к предупреждению, обнаружению и устранению отказов (дефектов, повреждений) путем проведения технического обслуживания и ремонта (ТОиР).

Отказ - событие, заключающееся в полном или частичном нарушении работоспособности объекта или его элемента, важное понятие теории надежности. Отказы делятся на отказы функционирования, при которых объект (или элемент объекта) прекращает выполнение своих функций, и отказы параметрические, при которых некоторые параметры объекта изменяются в недопустимых пределах (например, напряжения превышают расчетное сопротивление или прогиб больше допустимого). В соответствии с причинами появления, характером развития и проявления, отказы делят: на внезапные (разрушение от перегруза, хрупкое разрушение и т. п.); постепенные по развитию и внезапные по проявлению (усталостные разрушения), постепенные (износ, старение, коррозия). Внезапные отказы вследствие своей неожиданности более опасны, чем постепенные. Последние представляют собой выходы параметров элементов за границы допускаемых значений в процессе эксплуатации.

При проектировании и конструировании зданий и сооружений закладывается теоретическая надежность. В процессе изготовления обеспечивается физическая надежность каждого конкретного элемента и здания в целом, что зависит от качества применяемых материалов, сборки и монтажа конструкций, то есть комплекса несовершенств. После изготовления надежность должна обеспечиваться правильной организацией эксплуатации и ремонта. В процессе эксплуатации надежность зданий и сооружений может снижаться под действием природных, главным образом, атмосферных факторов, технологических воздействий, воздействий агрессивной среды, что приводит к постепенному разрушению. В теории надежности строительных конструкций получили

распространение такие термины, как дефект, повреждение, авария и катастрофа.

Дефекты конструкций являются следствием ошибок или отступлений от правил производства работ при проектировании, изготовлении и монтаже конструкций. Повреждения конструкций, появляющиеся и развивающиеся во время их эксплуатации, являются, как правило, следствием нарушения правил эксплуатации или просчетов при проектировании; их очагами часто являются дефекты изготовления, транспортно-такелажных операций.

Авария - отказ системы, сопровождающийся обрушением. Катастрофа - отказ, сопровождающийся обрушением с человеческими жертвами. Таким образом, рассмотрена надежность (безотказность) одного элемента. Надежность системы, состоящей из большого числа конструктивных элементов, зависит от надежности каждого ее элемента. Для определения надежности системы, кроме надежности ее элементов, необходимо знать способы их логического соединения. В теории надежности различают два вида соединений - последовательное и параллельное. Последовательным соединением элементов называют такое, когда отказ одного из них вызывает отказ всей системы в целом.

Из приведенных формул и их физического содержания следует, что при последовательном соединении надежность системы ниже надежности самого слабого элемента. Если при отказе одного элемента приходящаяся на него нагрузка передается на другие элементы системы, и она в целом сохраняет эксплуатационные качества, то соединение элементов в этом случае считается параллельным. В строительных конструкциях (в отличие от электронных систем, космических аппаратов и т. п.) параллельное соединение в чистом виде не применяется. Однако во многих случаях параллельным соединением элементов можно считать конструктивное резервирование.

Несмотря на некоторую условность схемы разделения времени эксплуатации на три периода, справедливость ее подтверждается частыми авариями. Из-за снижения качества строительства могут произойти обрушения

построенных зданий впервые год-два эксплуатации. Примеров разрушения зданий вследствие значительного износа при низком уровне технической эксплуатации также достаточно.

Оценка технического состояния и эксплуатационных свойств зданий и сооружений. В промышленных зданиях с железобетонным или смешанным каркасом в процессе осмотров следует зафиксировать дефекты, повреждения и отказы, которые могут быть вызваны использованием низкокачественных материалов, неправильным ведением технологического процесса и ошибочно принятыми конструктивными решениями. В железобетонных конструкциях могут быть скрытые дефекты, вызванные смещением положения арматуры, низким качеством сварки стыков арматуры, коррозией арматуры и другими причинами.

В железобетонных конструкциях встречаются следующие изъяны:

- поверхностные неровности глубиной 2-3 см: поверхностные, глубинные и сквозные раковины, которые характерны для густо армированных участков;
- пустоты, возникающие в результате не прохождения бетона на каком-либо участке бетонирования;
- швы и прослойки, являющиеся результатом попадания в массу бетона случайных тел (строительный мусор, щепки и тому подобное).

Основным видом дефектов, повреждений железобетонных конструкций являются трещины, встречающиеся как в монолитных, так и в сборных конструкциях. Трещины могут быть вызваны усадкой бетона, неравномерным нагревом или охлаждением, неравномерностью осадки опор и перенапряжением конструкций. Трещины могут быть стабилизованными или нестабилизованными (прогрессирующими). Причиной появления трещин в сборном железобетоне могут быть нарушения технических правил транспортировки, хранения и монтажа.

Основным критерием оценки трещин в эксплуатируемых сооружениях является степень их опасности для несущих конструкций. Трещины в растянутой зоне шириной до 0,4 мм в обычном железобетоне и до 0,2 мм в

преднапряженном можно считать неопасными. При обнаружении необходимо только осуществить их затирку раствором. Раскрытие трещин свыше 0,4 мм свидетельствует о перегрузке конструкции (достижении арматурой состояния пластической деформации, нарушении ее сцепления с бетоном). При наличии трещин с раскрытием свыше 0,4 мм в преднапряженных растянутых и изгибаемых элементах и сквозных трещин с раскрытием от 0,4 до 1 мм в ненапряженных конструкциях, сопровождающихся прогибами, превышающими $1/50$ длины пролета, следует усилить элементы конструкции увеличением сечения, инъецированием трещин и другими методами. Раскрытие трещин до размера, измеряемого сантиметрами, свидетельствует о значительных разрушениях конструкции, возможных разрывах арматуры или нарушениях ее анкеровки. В этом случае возникает опасность обрушения.

Образование трещин в сжатых элементах в направлении, параллельном усилию, при одновременном появлении лещадок и отколов бетона приводит к необходимости усиления. Исключение составляют случаи, когда трещины появляются из-за коррозии арматуры. В этом случае требуется защита конструкции от проникновения влаги и действия агрессивной среды. Поперечные трещины в сжатых элементах свидетельствуют о возможном временном появление растяжения и снижают несущую способность конструкции примерно на 15 %.

Продольные трещины в растянутых элементах свидетельствуют о появлении растяжения в поперечном направлении от усадки, обжатия предварительно напряженной арматурой, недостаточности поперечного армирования, коррозии продольной арматуры или ее выдергивании. Последние две причины связаны со снижением несущей способности и требуют мероприятий по усилению.

При освидетельствовании сборных железобетонных конструкций особое внимание следует уделить дефектам монтажа, которые можно объединить в три группы: дефекты стыков; дефекты положения элементов (отклонения от вертикали, перекосы и т. п.); дефекты опирания конструкций. Наиболее опасны

дефекты стыков несущих элементов конструкций, так как они могут привести к разрушению, а также дефекты опирания. Неправильное опирание или малая его площадь приводят к нерасчетной работе конструкции, что, в свою очередь, может привести к аварии.

В покрытиях производственных зданий локомотивных, вагонных депо и других железнодорожных зданиях имело место применение железобетонных стропильных балок серии ПК-01-07 и ферм серий ПК-01-27, ПК-01-28. Применялись балки пролетом 12, 15, 18 и 24 м, составленные из блоков, собираемых путем натяжения пучковой арматуры, пропускаемой через каналы в блоках с передачей натяжения на бетон. В стропильных фермах указанного типа использована для нижнего пояса напрягаемая арматура в виде пучков из высокопрочной проволоки диаметром 5 мм, располагаемых в каналах. Долговечность таких балок и ферм зависит от раскрытий трещины в местах заанкеривания рабочей продольной арматуры в предварительно напряженных балках и с обычным армированием считаются наиболее опасными, так как могут привести к внезапному обрушению.

Картина трещин в колоннах зависит от соотношения продольной силы и момента. При малых эксцентрикитетах в случае перегруза появляются вертикальные трещины, при больших эксцентрикитетах - горизонтальные. Большой шаг поперечной арматуры приводит к потере устойчивости продольных сжатых стержней и соответственно к выколу бетона. Появление трещин в консольной части свидетельствует о недостаточности армирования или перегрузе колонны.

При технических осмотрах несущих железобетонных конструкций наиболее опасные силовые трещины от статических и динамических силовых воздействий фиксируют и затем наблюдают. По их развитию во времени принимается решение о необходимости проведения ремонтно-восстановительных работ или о необходимости усиления конструкции.

При выявлении участков конструкций с повышенным коррозионным износом рекомендуется в первую очередь обращать внимание на следующие

элементы и узлы конструкций:

- опорные узлы стропильных и подстропильных ферм, вблизи которых расположены водоприемные воронки внутреннего водостока;
- верхние пояса ферм в узлах присоединения к ним аэрационных фонарей, стоек ветроотбойных щитов;
- верхние пояса подстропильных ферм, вдоль которых расположены ендовы кровель;
- опорные узлы ферм, участки или ветви колонн, находящиеся внутри кирпичных стен;
- верхние части колонн, находящиеся вблизи внутренних водостоков и вдоль ендов;
- участки колонн, расположенные на уровне пола, в особенности при мокрой уборке помещений (гидросмыв);
- участки колонн многоэтажных зданий, проходящие через перекрытие, в особенности при мокрой уборке помещений;
- участки плит покрытия, расположенные вдоль ендов, у воронок внутреннего водостока, у наружного остекления и торцов фонарей, у торцов здания.

Обследование зданий и сооружений. При длительных сроках эксплуатации (более 30-40 лет) возникает необходимость в проведении обследования зданий и сооружений. Обследование конструкций проводится также в следующих случаях [6, 7]:

- при обнаружении в процессе текущих или периодических осмотров существенных дефектов, повреждений, оценки, опасности которых не может дать служба технической эксплуатации предприятия;
- при необходимости реконструкции или технического перевооружения, связанных с изменением объемно-планировочного решения здания, нагрузок или условий эксплуатации;
- при возникновении аварий на аналогичных сооружениях.

Обследование может быть полным или выборочным, в зависимости от

состояния конструкций и поставленных задач. При выборочном обследовании достаточно охватить 20 % однотипных конструкций (балок, ферм, колонн и так далее.), находящихся в наиболее неблагоприятных условиях работы, - в зонах повышенной вибрации, агрессивной среды и т. п. Если при выборочном обследовании обнаружены существенные неисправности.

1.3. Методы усиления зоны среза железобетонных балок

Экспериментальная оценка эффективности усиления железобетонных конструкций элементами внешнего армирования из углеволокна приведена в работах [11, 12, 18, 33-42]. В настоящее время в России растет интерес к усилению конструкций, поврежденных в результате механического воздействия. Степень пригодности здания или сооружения может варьироваться в широких пределах от частично работоспособного до аварийного. Повреждения железобетонных конструкций, полученные в результате сейсмического воздействия, представляют особый интерес после того, как по целому ряду регионов России повышаются требования к сейсмостойкости.

Традиционные методы усиления путем наращивания сечений или изменения расчетной схемы порой ухудшают характеристики сейсмостойкости здания, приводят к возникновению дополнительных зон ослаблений и концентраторов напряжений.

Рассмотрим эксперимент по применению элементов внешнего армирования из углеродного волокна, которые закрепляются на конструкции путем приклеивания на высокопрочные эпоксидные клеи. Такой метод монтажа элементов усиления на поврежденной конструкции не противоречит дополнительным мерам по восстановлению сечений, но не приводит к дополнительному повреждению конструкции в местах анкеровки.

Установка элементов внешнего армирования в виде углеродных холстов типа *SIKAWRAP* (однонаправленный холст с механическими характеристиками:

$E_{carbon}=238000$ МПа) имела цель не допустить развитие повреждений в виде силовых трещин, полученных в ходе загружения.

Приведенные ниже результаты являются первым этапом в программе исследований, разработанной специалистами НИЦ, ЦНИИ и НИИЖБ, ЦНИИСК [32]. Целью исследований, проведенных на статическом силовом стенде, была оценка влияния элементов внешнего армирования на несущую способность объемного блока (рис.1.1 и 1.2) и на перераспределение усилий в элементах исследуемой конструкции.



Рис. 1.1. Объемный железобетонный блок, предназначенный для испытаний



Рис. 1.2. Размещение моделей в силовом стенде для создания горизонтальной статической нагрузки

Испытания проводились в два этапа.

На первом этапе объемный железобетонный блок нагружался вертикальной равномерно распределенной нагрузкой до получения характерной картины трещин для плиты перекрытия блока, как опертой по контуру, и горизонтальной нагрузкой, создаваемой домкратами в уровне верхней грани, до появления трещин в бетоне конструкции и достижения

максимальных значений усилий на домкратах. Схема нагружения условно представлена на рис. 1.3, на рис. 1.4 показано характерное разрушение в виде трещины объемного железобетонного блока после снятия нагрузки.

Образцы фиксировались от опрокидывания в уровне основания специальной траверсой из стального профиля.

Полученные в ходе испытаний формы разрушения носят смешанный характер, поскольку являются результатом наложения двух последовательно прикладываемых систем нагрузок. Образцы перестали воспринимать нагрузку после значительного раскрытия трещин (более 5 мм) и отслоения защитного слоя.

В отличие от традиционного подхода к усилению элементами внешнего армирования, когда до установки элементов усиления восстанавливают сплошность и первоначальные габариты сечения путем инъектирования трещин и заполнения сколов ремонтными растворами, элементы внешнего армирования были установлены непосредственно на образец без какого либо дополнительного ремонта.

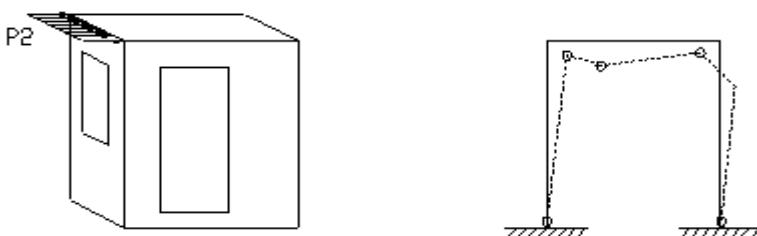


Рис. 1.3. Схема нагружения статической нагрузкой объемного железобетонного блока



Рис. 1.4. Характерные повреждения железобетонного блока после достижения максимальных усилий

На втором этапе, после усиления моделей элементами внешнего армирования из углеродного волокна все повторялось (рис.1.5). При этом фиксировались перемещения в выбранных точках блоков и максимальные усилия на домкратах (рис.1.6).

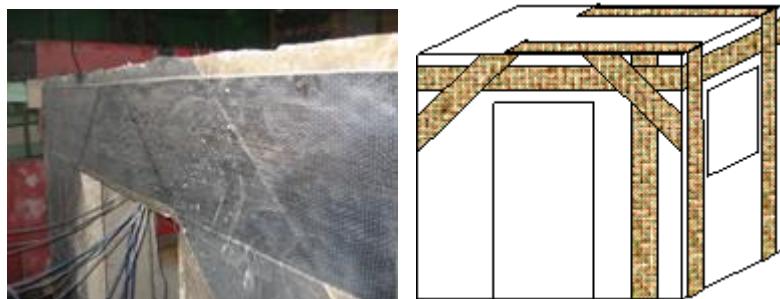


Рис. 1.5. Блоки, усиленные углепластиками, после повторного нагружения

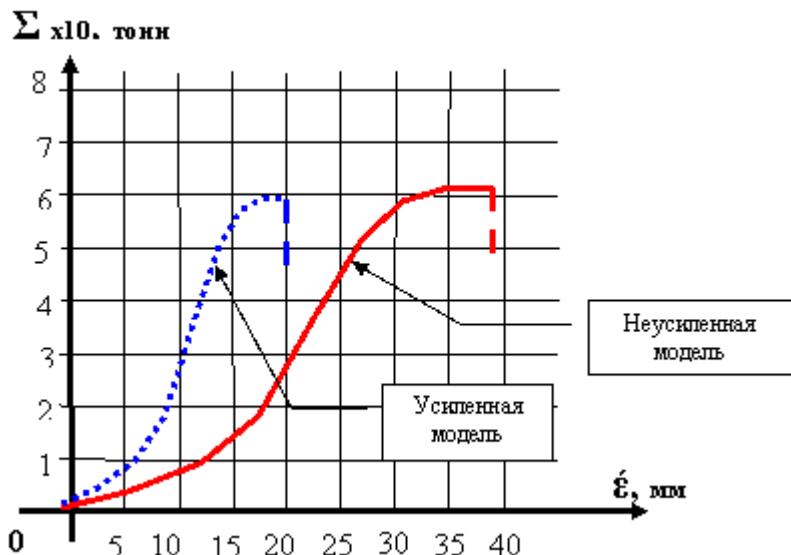


Рис. 1.6. Диаграмма нагружения. По оси ординат – усилия на домкратах, т; по оси абсцисс – горизонтальные перемещения, мм

В результате испытаний было установлено, что использование углепластиковых полотен в качестве элементов усиления является эффективным и позволяет восстанавливать несущую способность поврежденных конструкций практически до первоначальных значений. Усиленный блок способен воспринимать внешнюю нагрузку, составляющую 90% от максимальной, при которой произошло разрушение неповрежденной конструкции.

С использованием базы данных Автоматизированной информационно-аналитической системы управления техническим состоянием искусственных сооружений (*ACУ ИССО*) в работе [43] был произведен анализ конструкций и технического состояния железобетонных пролетных строений, эксплуатируемых на сети железных дорог России.

По данным *ACУ ИССО* на 01.11.2007 г., на сети железных дорог России эксплуатируется около 37000 шт. железобетонных пролетных строений, запроектированных под нагрузки 1907, 1925, 1931 (Н7 и Н8), 1962 (С14) гг. На первом месте по распространенности стоят пролетные строения, запроектированные под нагрузку С14 1962 г. (45%), далее расположились пролетные строения под нагрузки Н8 (39%), Н7 (7%), 1907 г. (4%) и 1925 г. (2%) (рис.1.7).

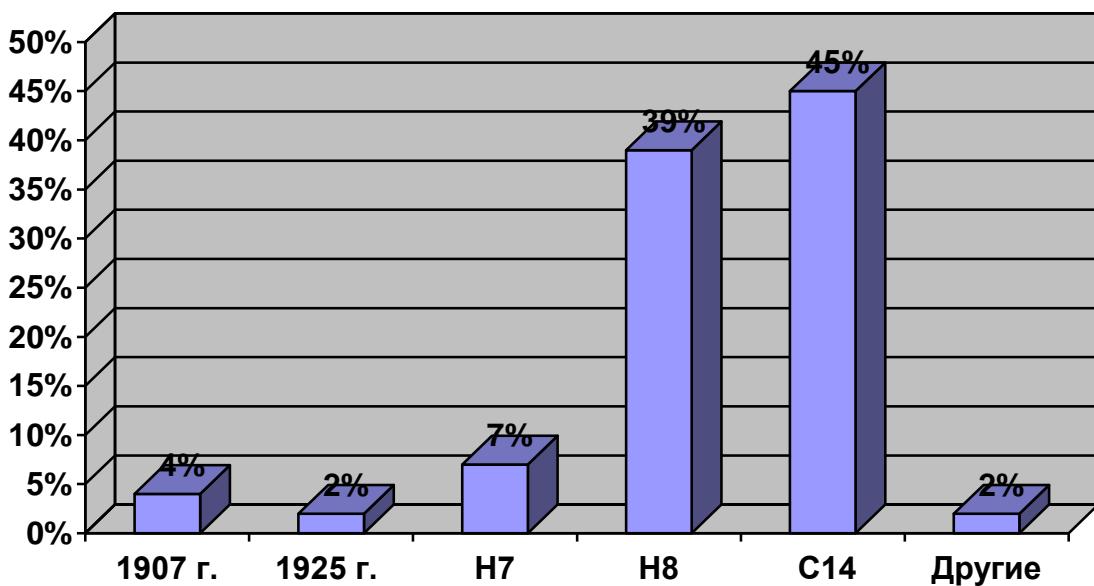


Рис. 1.7. Пролетные строения по расчетным нормам

Нормативный срок эксплуатации железобетонных пролетных строений составляет 70 лет. На сети железных дорог эксплуатируется 18% пролетных строений, срок эксплуатации которых превышает нормативный. Техническое состояние конструкций во многом определяется их сроком и условиями эксплуатации.

Среди показателей условий эксплуатации, отметим: грузонапряженность

линии, климатический регион расположения сооружения, возвышение пролета над уровнем земли или межени воды, а также прочие факторы, такие как сейсмичность района, наличие агрессивных сред и другие. Эксплуатация мостов включает в себя следующие основные элементы: постоянные надзор и уход; систему осмотров; технический учет; содержание; планово-предупредительный ремонт (текущий ремонт); капитальный ремонт; реконструкцию; замену мостов; планирование мостовых работ; проектирование ремонтных и строительных работ; систему контроля всех видов проводимых работ.

Пролетные строения имеют дефекты и повреждения, образование и развитие которых обусловлено их конструктивными и технологическими особенностями и условиями эксплуатации. В табл.1.1 приведены данные об основных дефектах и повреждениях несущих конструкций пролетных строений.

Таблица 1.1
Неисправности железобетонных пролетных строений

Дефекты и повреждения	Число пролетных строений (%) от общего количества каждого их типа под различную нагрузку			
	1907 г.	1925 г.	1931 г.	1962 г.
Бетон низкой прочности (меньше 10 МПа)	0,07	0,27	0,24	0,04
Раковины в бетоне	2,04	2,79	2,64	0,71
Недостаточный защитный слой арматуры или его отсутствие	3,49	4,51	2,36	0,53
Выщелачивание цементного камня	10,47	13,13	10,61	4,41
Морозное разрушение бетона	0,79	1,19	1,34	0,37
Коррозия рабочей арматуры	0,72	1,19	0,27	0,10
Трещины, изменяющие раскрытие под нагрузкой	0,26	0,13	0,23	0,07
Трещины, не изменяющие раскрытие под нагрузкой	9,03	10,34	5,94	2,84
Нарушение гидроизоляции (промокания)	1,38	3,05	0,72	0,65

Как видно из табл.1.1, наибольшее количество неисправностей имеют пролетные строения, запроектированные под нагрузку 1907, 1925 и 1931 гг. (52% пролетных строений от общего количества), что может быть связано в первую очередь с большим сроком их эксплуатации. Самыми распространенными неисправностями пролетных строений являются: выщелачивание цементного камня (8%); трещины, не изменяющие величину раскрытия под нагрузкой (5%); раковины в бетоне (2%); недостаточный или отсутствующий защитный слой рабочей арматуры (2%). Имеющиеся неисправности со временем могут привести к существенному снижению грузоподъемности пролетных строений. С каждым годом грузонапряженность железнодорожных линий увеличивается, в планы компании ГАЖК «ЎТИ» входит введение в эксплуатацию новых локомотивов с нагрузкой на ось, превышающей нормативную нагрузку Н8. В перспективные планы входит и повышение скоростей движения поездов. Встает вопрос о необходимости повышения грузоподъемности поврежденных железобетонных пролетных строений.

Основным способом реконструкции железобетонных мостов старых лет проектировки на сети железных дорог Узбекистана является замена старых пролетных строений на новые. За последние шесть лет было заменено около 1314 пролетных строений, в среднем 219 в год. Результаты анализа технического состояния эксплуатируемых пролетных строений свидетельствуют, что в ближайшие годы может возникнуть необходимость в замене 30% пролетных строений. Основываясь на количественных показателях замен пролетных строений, выполненных в предыдущие годы, можно подсчитать, что на замену всех старых пролетных строений может потребоваться не менее 50 лет. Без сомнений, таким видом реконструкции трудно решить проблему повышения грузоподъемности железобетонных пролетных строений. Одним из способов решения может стать усиление основных несущих конструкций мостов с использованием новых материалов.

На практике усиление железобетонных пролетных строений чаще всего

производят путем увеличения их поперечного сечения добавлением нового материала (арматуры, бетона) и реже - путем изменения статической схемы моста, подведением шпренгелей. Небольшое усиление - до 15% по нормальным напряжениям достигается добавлением растянутой арматуры поясов главных балок. Значительно большее усиление железобетонных пролетных строений (до 15-35%) обеспечивается приваркой дополнительного арматурного каркаса, состоящего из продольных и наклонных стержней и коротких хомутов, и увеличением, таким образом, высоты сечения главных балок. Трудоемкость установки арматурного каркаса заключается в сложности обеспечения его связи с существующей арматурой. В случае усиления пролетных строений по главным растягивающим напряжениям балки заключают в железобетонные оболочки с толщиной стенок не менее 5 см, армируя их отогнутыми стержнями и хомутами. Возможность усиления железобетонных пролетных строений изменением их расчетной схемы по сравнению с металлическими пролетными строениями крайне ограничена. Для железобетонных пролетных строений при изменении их статической схемы необходимо обеспечить совпадение знаков эксплуатационных эпюр внутренних усилий до и после усиления. Из всех известных решений этому в наибольшей степени отвечают шпренгельные конструкции усиления. Работы по устройству шпренгельных конструкций сложные и трудоемкие, их должны выполнять рабочие высокой квалификации. Так же есть разработки в направлении усиления железобетонных пролетных строений стальными элементами (листами и прокатами). В этих решениях используется принцип внешнего армирования путем наклейки стальных элементов на поверхность усиливаемого элемента при помощи наклонных и вертикальных тяг.

Можно определить несколько существенных недостатков усиления пролетных строений с использованием арматурного каркаса, железобетонных оболочек и металла. Некоторые из них – это большой собственный вес материалов усиления, плохая связь элементов арматурного каркаса усиления с существующей арматурой балок пролетного строения, неустойчивые к

коррозии металла и бетона, возможность затруднения дальнейшей эксплуатации пролетных строений.

Необходимость в усилении опор в основном может возникнуть в связи с неудовлетворительным физическим состоянием их кладки, когда методом капитального ремонта невозможно восстановить прочность опоры до требуемых значений, а также при недостаточной грузоподъемности конструктивных элементов (тела и фундаментов опоры) ограничивающей пропуск более тяжелых нагрузок. На сети железных дорог в основном возводились массивные конструкции промежуточных опор. Как правило, такие конструкции имеют большой запас прочности. Необходимость их усиления или переустройства может возникнуть в крайне редких случаях.

За последние несколько лет в России [23, 43] при усилении железобетонных мостов стали применять композитные (составные) материалы – искусственные материалы, содержащие различного рода волокна. Основные физико-механические характеристики волокон приведены в табл. 1.2.

Таблица 1.2

Характеристики волокон

Материал	Модуль упругости Е, ГПа	Предел прочности при растяжении, σ_r , МПа	Деформация при разрыве ε_r , %
Е-стекло	70 – 80	2000 – 3500	3,5 – 4,5
Углеволокно (высокоупругое)	390 – 760	2400 – 3400	0,5 – 0,8
Углеволокно (высокопрочное)	240 – 280	4100 – 5100	1,6 – 1,73
Арамид-волокно	62 – 180	3600 – 3800	1,9 – 5,5
РВО	270	5800	2,1

Есть много преимуществ использования таких систем усиления, некоторые из них – это малый собственный вес, хорошие механические характеристики, коррозионная стойкость. Композитные материалы для строительного усиления доступны в различных геометрических формах от ламинатов, используемых для усиления элементов с плоской ровной

поверхностью, до тканевых, которые легко повторяют форму усиливаемых элементов. Композитные материалы так же удобны для применения в случаях, когда необходимо сохранить внешний вид усиливаемых конструкций (памятники архитектуры и истории) или когда традиционные технологии усиления становятся неэффективными.

В строительстве преимущественно применяют композитные материалы, состоящие из стеклянных волокон, угольных волокон, арамидных волокон и волокон РВО (полипарафениловые бензобисокзали). С физической точки зрения при усилении перспективно применять композиты на основе угольных волокон и волокон РВО, так как они наряду с высоким пределом прочности при разрыве имеют модуль упругости не ниже, чем у стальной арматуры (см. табл.2). Суть метода усиления заключается в установке композитных лент или тканей на тщательно подготовленной поверхности усиливаемого элемента при помощи эпоксидных смол. Зарубежный опыт показывает, что усиление пролетных строений с использованием современных композитных материалов экономичнее по сравнению с традиционными методами усиления. Технология проста и не требует использования кранового оборудования и временных опор.

Технико-экономическая эффективность внедрения технологии складывается из экономии средств при применении усиления железобетонных пролетных строений вместо их замены на новые конструкции. Стоимость замены одного железнодорожного пролетного строения составляет 8-16 млн руб. Стоимость усиления одного железобетонного пролетного строения современными композитными полимерными материалами составляет 1-2 млн руб. Экономия средств на одно пролетное строение может составлять 7-14 млн руб. При потребности в замене железобетонных пролетных строений по причине недостаточной грузоподъемности 15-25 шт. в год на одной железной дороге экономический эффект на одной железной дороге может составить 140 млн руб.

Восстановление железобетонных конструкций. На основе анализа изменения характеристик реконструируемых железобетонных конструкций

предлагается в работе - методика оценки снижения прочности железобетона. В последние годы остро обозначилась проблема восстановления эксплуатационных параметров железобетонных конструкций, поврежденных в результате природных или техногенных аварий и катастроф, объектов незавершенного строительства, на которые длительное время оказывались климатические воздействия. Эксплуатация железобетонных конструкций в условиях агрессивных сред, температурных воздействий, а также изменения технологии эксплуатации и увеличение полезных нагрузок приводят к уменьшению сроков службы объектов, к увеличению объемов работ по восстановлению и усилению железобетонных конструкций.

В результате усиления конструкций образуется самостоятельный класс железобетонных конструкций – реконструируемый железобетон, который отличают особенности, связанные с измененным состоянием бетона в усиливающей конструкции. В частности:

- наличие в усиливающем элементе напряженно-деформируемого состояния, обусловленного предысторией нагружения;
- влияние технологических воздействий при проведении работ по усилению на характеристики бетона и напряженное состояние усиливающего элемента, а также в целом усиленной конструкции;
- работа в составе конструкций бетонов с различными прочностными деформативными характеристиками, при наличии в одном из бетонов повреждений силового и несилового (температурного, влажностного, коррозионно-агрессивного) характера.

Особую значимость в теории реконструированного железобетона приобретает проблема оценки структурных изменений, прочностных и деформативных параметров бетона с точки зрения предыстории нагружения усиливающей конструкции [21]. Большое влияние на структурные изменения бетона оказывает уровень длительно приложенной нагрузки. Начало структурных нарушений бетона, а, следовательно, снижение прочности, характеризуется нижней границей микротрецинообразования R_{crc}^o , а состояние структуры

бетона соответствующей длительной прочностью—верхней границей микротрецинообразования R_{crc}^v .

На основании экспериментальных исследований определены параметры нижней и верхней границ трещинообразования тяжелых бетонов (см. табл. 1.3).

Таблица 1.3

Класс бетона	B10	B15	B20	B25	B30	B40
R_{crc}^o / R_b	0,35	0,43	0,50	0,53	0,56	0,60
R_{crc}^v / R_b	0,75	0,78	0,81	0,83	0,85	0,90

Учитывая, что в подавляющем числе случаев выполняется усиление эксплуатируемых железобетонных конструкций, находящихся под нагрузкой, для практических расчетов, в соответствии с КМК 2.03.01-96, можно рекомендовать следующее: при проектировании усиления конструкций из бетонов классов В10-В20 (при нагрузке 0,5–0,65 расчетной величины) расчетные характеристики бетонов умножаются на коэффициент условия работы $g_b=0,9$; для конструкций из бетонов В25 и выше при нагрузке 0,6–0,75 – $g_b=0,9$. Для конструкций из бетонов В10-В20 при уровне нагрузки 0,6 и более – $g_b=0,8$. Для бетонов В25 и более коэффициент $g_b=0,8$ следует применять при уровне нагрузки 0,75 и выше.

Следующей особенностью реконструированного железобетона является технологическое воздействие на усиливаемую конструкцию при ее увлажнении дополнительно уложенным бетоном усиления [23]. Увлажнение протекает достаточно долго, так как контакт бетонов «закрыт» толщей дополнительно уложенного бетона. Увлажнение бетона приводит к значительным изменениям характеристик. Так, проведенные исследования показали, что через 3...6 суток после увлажнения прочность бетона составила 0,78 от прочности бетона при естественной влажности; через 20 суток – 0,9; через 30 – 1,05; через 60 и более – 1,2. Таким образом, при проектировании усиления железобетонных конструкций добетонированием, при длительном увлажнении бетона

усиливаемой конструкции, необходимо учитывать технологическое воздействие при проверке ее прочности на нагрузки, действующие в период строительства введением коэффициента работы бетона $g_b=0,8$.

Надежность конструктивного решения усиления элемента или конструкции зависит от правильности оценки степени коррозионного повреждения железобетона в результате агрессивного воздействия среды. Значительные трудности вызывает оценка степени коррозионного повреждения рабочей арматуры. Одной из косвенных характеристик степени коррозионного повреждения арматуры является наличие и ширина раскрытия трещин в бетоне защитного слоя, ориентированных вдоль арматурных стержней. На основании многочисленных данных, полученных при обследовании строительных конструкций зданий и сооружений различного назначения, для оценки повреждения арматуры можно рекомендовать следующие коэффициенты: для стержней диаметром 25 мм при ширине раскрытия коррозионной трещины 1,0 мм степень повреждения арматуры - 8%, при ширине 2,0 мм - 12%, при ширине 3,0 мм - 15%.

Для оценки степени снижения прочности бетона при коррозионном повреждении под воздействием щелочных растворов, растворов кислот на этапе предварительного обследования объектов и при проведении оценочных расчетов на основании накопленного опыта и исследований [4] можно рекомендовать следующие коэффициенты условия работы бетона при эксплуатации в течение 1 года - 0,7, 2 лет - 0,6, 3 лет - 0,55, 5 лет - 0,4.

В настоящее время в отечественной и зарубежной практике вопросу изучения железобетонных конструкций при действии на них поперечных сил посвящено большое количество экспериментальных и теоретических исследований. Главная причина этого заключается в сложности данной проблемы. В припорной зоне железобетонная балочная конструкция работает в условиях плоского напряженного состояния, при наличии нормальных и касательных напряжений, не упругих деформаций в арматуре и бетоне, большого количества нормальных и наклонных трещин, влияния поперечных

сил в продольной арматуре и сил зацепления, возникающих в наклонной трещине при ее подвижке.

К настоящему времени в отечественной и зарубежной практике накоплено множество различных способов и конструктивных приемов усиления, выбор которых условливается рядом конкретных условий. Обычно выделяют три наиболее важных фактора, влияющих на выбор проекта реконструкции:

1) минимальные сроки производства работ по усилению и, соответственно, минимальные сроки остановки действующего производства;

2) минимум трудозатрат при изготовлении и монтаже усиливающих конструкций;

3) надежность и долговечность усиленной конструкции. Можно выделить два основных направления при производстве усиления конструкций: без разгрузки и с разгружением конструкции. В свою очередь, первое направление можно подразделить на два метода усиления: с изменением расчетной схемы и напряженного состояния конструкции и без изменения расчетной схемы и напряженного состояния конструкции. При производстве работ по усилению с разгружением конструкции условно выделяют: а) способы усиления при полном разгружении с последующим исключением конструкции из работы и ее заменой на новую (этот способ реконструкции скорее следует считать введением нового строительного объекта либо его конструктивно независимого элемента); б) способы усиления при частичном разгружении конструкции либо ее элемента. Чтобы дать представление о многообразии различных способов и конструктивных приемов усиления, следует перечислить наиболее часто встречающиеся из них, условно разделив их на три группы. Группа 1 - усиление без разгрузки конструкции с изменением расчетной схемы и напряженного состояния: усиление предварительно напряженными распорками, стойками, затяжками, обоймами; установка шарнирно-стержневых цепей, дополнительных жестких и упругих опор; установка предварительно напряженных хомутов; дополнительная горизонтальная или шпренгельная предварительно напряженная арматура (затяжка). Группа 2: усиление без

разгрузки конструкции и без изменения расчетной схемы и напряженного состояния;; железобетонная рубашка, обойма, одно и двухстороннее наращивание; торкретирование и набрызгивание бетона (как правило, с добавлением арматуры); местное усиление накладными хомутами, дополнительной поперечной арматурой и продольной; усиление с использованием усиливающих элементов, присоединяемых к основной конструкции на клею либо с помощью высокопрочных болтовых стяжек. Группа 3: усиление с частичным разгружением конструкции: устройство дополнительных металлических и железобетонных балок; установка предварительно напряженных разгружающих ферм и кронштейнов; установка разгружающих систем металлических и железобетонных конструкций и другие. На рис. 1.8 представлена развернутая, обобщающая различные приемы усиления, классификация, основанная на анализе работы конструкции с точки зрения ее напряженно-деформированного состояния, расчетной схемы и требуемого изменения несущей способности.



Рис. 1.8. Классификация способов усиления железобетонных конструкций по виду материала усиления.

ЦНИИПС (Москва) [23, 32, 43] были проведены экспериментальные

исследования сцепления бетонов разных возрастов и разработана технология, обеспечивающая надежное сращивание старого бетона с новым. Надежность сцепления достигается за счет укладки нового бетона на очищенную шероховатую и увлажненную поверхность старого бетона с обязательным вибрированием. Толщина наращивания должна быть не менее 60 мм (при использовании торкретирования бетона толщина элемента усиления – не менее 30 мм). Эти исследования послужили началом широкого применения железобетонных обойменных конструкций. Обоймы устраиваются замкнутыми, охватывающими элемент со всех сторон. При усадке бетона обойма плотно обжимает усиливаемый элемент и увеличивает надежность связи нового и старого бетонов. В некоторых случаях хомуты усиливающих обойм заменяются спиральной обмоткой.

Анализ существующих методов расчёта прочности железобетонных элементов по наклонным сечениям. Развитие применения железобетона в строительстве стимулировало развитие теории расчёта железобетонных элементов, в частности теории прочности по наклонным сечениям. В процессе исследования напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов при совместном действии изгибающего момента и поперечных сил было выдвинуто большое количество различных предложений по оценке прочности наклонного сечения. Эти предложения отличаются не только их принципиальным воздействием, но и в них используются различные методы расчёта, которые закладывались в нормативные документы [20, 25, 26, 64-70, 84, 99, 100-114] отличающиеся, как по физической основе, так и по конечным результатам. Такое положение объясняется очень сложным характером явления, возникающего в железобетонном элементе при совместном действии изгибающего момента и поперечных сил.

В целом предлагаемые и используемые методы расчёта на совместное действие изгибающего момента и поперечных сил можно разделить на три основные группы.

К первой группе относятся, методы основанные на арочной, [6, 7]

ферменной и рамной аналогиях, они применялись и применяются многие десятки лет и широко известны. Поэтому нет необходимости их рассматривать подробно следует лишь отметить, что в настоящее время установилось мнение, что это направление развития теории прочности железобетонных элементов при совместном действии изгибающего момента и поперечных сил, не является достаточно перспективным, так как оно не рассматривает фактическую работу железобетонного элемента в предельном состоянии.

Ко второй группе, относятся методы основные на статическом подходе с помощью эмпирических зависимостей, полученных из статического анализа опытных данных, оцениваются влияние тех или иных по наклонным сечениям [21, 42, 43].

Такое решение задачи с использованием, как правило, планирования эксперимента имеет ряд серьёзных недостатков связанных в первую очередь, с отсутствием необходимой представительной выборки экспериментов, отвечающей необходимым требованиям статической обработки невозможностью создания универсального метода расчёта. Отказ от физических представлений и использование только статического материала не только значительно ограничивают возможности решения задачи, но и требует большого объёма экспериментов. Статические методы являются иногда необходимыми. Современные методы расчёта железобетонных элементов используют, например, для обработки опытных данных, методы математической статистики, которые позволяют установить степень влияния различных факторов на прочность железобетонных элементов по наклонным сечениям для определения целесообразности их ввода в расчётные формулы.

К третьей группе относятся методы расчёта, основанные на рассмотрении условий равновесия внешних и внутренних усилий в наклонном сечении в стадии разрушения. Впервые предложенный и разработанный на этих принципах А.А.Гвозденим и М.С.Боришанским [6, 7] метод расчёта прочности наклонных сечений по сравнению с другими методами явился крупным шагом вперед, так как стало возможным перейти от условных схем и напряжений к

фактическим усилиям в наклонном сечении. В дальнейшем этот метод получил широкое развитие в работах отечественных исследователей и за рубежом [20, 25, 26, 64-70, 84, 99, 100-114].

Поэтому дальнейшее развитие теории расчёта железобетонных элементов при совместном действии изгибающего момента и поперечной силы целесообразно продолжить на основе принципа равновесия предельных усилий в наклонном сечении.

Ремонт и усиление строительных конструкций, в том числе и мостовых, в Узбекистане становятся всё более актуальными задачами и требуют значительных материальных вложений. И действительно, число подлежащих восстановлению конструкций промышленных зданий и сооружений исчисляется сотнями тысяч. Это связано с нарастанием их физического износа, который вызван длительным отсутствием ремонта.

Сегодня одной из ведущих концепций в промышленном строительстве является системный подход к повышению надежности строительных конструкций. Он охватывает все этапы жизненного цикла любого инженерного сооружения, в том числе и моста: проектирование, строительство, эксплуатацию, включая мониторинг его текущего состояния, проведение диагностических исследований перед усилением (ремонтом), выполнение проектных работ по ремонту, собственно ремонтные технологические операции с последующим контролем качества выполненных работ. Такой системный подход необходим для успешной разработки технологии и выбора материала для ремонта и усиления мостовых железобетонных конструкций.

Наиболее распространенными в мировой практике способами усиления мостов являются: увеличение площади поперечного сечения элемента конструкции (традиционный подход), а также применение полимербетонных композиционных материалов.

Прежде чем более подробно рассмотреть способ усиления композиционными материалами, попытаемся выяснить, бетоны каких марок используются при производстве мостовых железобетонных конструкций?

Специалисты, производители и поставщики товарного бетона считают, что сегодня потребность дорожно-строительных организаций в бетоне очень велика, так как это основной материал при строительстве мостов, а также временных дорог. Для производства мостовых железобетонных конструкций используются товарные бетоны В10, В20 и выше, и в основном класс зависит от конкретного проекта моста.

Прочностные и качественные характеристики железобетонных конструкций, применяемых в строительстве мостов, зависят от класса бетона по прочности В20 или В30, при средней плотности 2400 кг/м³. При производстве бетона для мостовых железобетонных конструкций используются цементы активности R=40 МПа, R=50 МПа, в зависимости от технологии, применяемой на заводах ЖБИ, так как каждый из них имеет свою технологическую карту.

В последнее время расширилось применение армированных бетонных конструкций в ответственных сооружениях, эксплуатируемых в сильно агрессивных средах, где трудно обеспечить коррозионную стойкость стальной арматуры. Отсюда возникает необходимость обеспечения антимагнитных и диэлектрических свойств некоторых изделий и сооружений. Кроме того, в перспективе необходимо учитывать ограниченность запаса руд, пригодных для удовлетворения непрерывно растущих потребностей в стали и всегда дефицитных легирующих присадках.

Практическое решение возникших проблем стало возможным благодаря ускоренному развитию химической промышленности. В практике уже используется предварительное натяжение неметаллической арматуры.

Еще в конце 80-х годов XX века в мировой практике широкое распространение получил способ усиления строительных конструкций путем внешнего армирования с применением полимерных композиционных материалов на основе углеродных, арамидных, полиэфирных волокон, а также стекловолокна. Усиление мостовых конструкций композиционными материалами заключается в приклеивании последних на специально подготовленную поверхность железобетонных конструкций, что придает им необходимую прочность практически без увеличения веса.

Второй, более современный, подход получил название «композитное усиление несущей способности конструкций из железобетона, кирпича и дерева от изгибающих и сдвиговых нагрузок». Здесь усиление железобетонных конструкций производится композиционными материалами, как заводского изготовления (ламинаты), так и создаваемыми непосредственно на строительном объекте из тканей (лент, холстов) за счет пропитки и наклейки их специальными полимерными составами (в основном на эпоксидной основе).

Композитное усиление несущей способности железобетонных конструкций, по сравнению с традиционным способом усиления металлом, позволяет экономить до 20% средств, выделяемых на ремонт мостовых сооружений.

Область применения этих материалов распространяется на железобетонные конструкции, не имеющие повреждений, но требующие усиления. Это связано с увеличением расчетных эксплуатационных нагрузок в результате реконструкции сооружений (в том числе перепрофилирования). Кроме того, нагрузки могут возрастать из-за изменения схем работы конструктивных элементов промышленных объектов.

Композиционные материалы можно также использовать при восстановлении железобетонных конструкций, поврежденных в ходе эксплуатации («отстрел» защитного слоя, коррозия арматуры и бетона, наличие трещин, непроектных прогибов и так далее.). В результате такого восстановления сохраняются эксплуатационные свойства этих конструкций, и повышается их долговечность.

Это объясняется сравнительно высокой прочностью полимербетонных композитов, низкой влагопроницаемостью, устойчивостью к воздействию многих химических факторов.

В мировой практике также применяются усиления с помощью холстов. Это является актуальной задачей, способной повысить их эксплуатационную надежность. Иногда приходится комбинировать традиционные методы усиления с методами усиления углеволокном. Приходится применять также

методы строительной химии для восстановления и ремонта бетона.

Можно сказать, что усиление строительных конструкций композиционными материалами является менее трудоемким и энергозатратным процессом по сравнению со всеми другими аналогичными способами.

В связи с этим применения внешних фиброармированных пластик (ФАП) используются для продольного и поперечного армирования стержневых элементов, для создания армирующих, усиливающих оболочек на колоннах и опорах мостов, эстакад, консолях колонн, для усиления плит, оболочек, элементов ферм и других конструкций.

К настоящему времени в отечественной и зарубежной практике накоплено множество различных способов и конструктивных приемов усиления, выбор которых обуславливается рядом конкретных требований /1-3/. Обычно выделяют три наиболее важных фактора, влияющих на выбор проекта реконструкции: сроки производства работ по усилению; минимум трудозатрат при изготовлении и монтаже усиливающих элементов; надежность и долговечность усиленной конструкции. Традиционные способы усиления с использованием металлических профилей, стержней и стальных листов недостаточно эффективны, так как эти элементы легко подвергаются коррозии. Наряду с наращиванием сечений путем использования железобетонных рубашек этот способ весьма трудоемок и связан с рядом технических трудностей: внешнее усиление увеличивает собственный вес конструкции; стальные листы не защищены бетоном и легко подвергаются коррозии; необходимо специальное оборудование для установки тяжелых стальных листов; ограничивается их длина (6...10 м) из-за собственного веса, необходимы стыковые соединения; трудно изготавливать стальные листы для сложных сечений неправильной формы; при загружении конструкций может произойти отделение стальных листов от бетонных поверхностей; установка стальных листов очень трудоёмка.

Накопление дефектов в железобетонных конструкциях, приводящее к снижению их несущей способности – серьезная проблема, связанная с

увеличением сроков и ухудшением условий их эксплуатации, неудовлетворительным проектированием, коррозией арматуры в бетоне, трещинообразованием и т. п. Большинство существующих конструкций давно превысило сроки службы, а при реконструкции сооружений они предназначены нести нагрузки значительно превышающие первоначальные расчетные. Вопросы оценки технического состояния и усиления железобетонных мостов и сооружений являются основными при их эксплуатации, так как во многих из них при обследовании обнаруживаются серьёзные повреждения от совместного действия эксплуатационных нагрузок и окружающей среды. Эти повреждения, накапливаясь и развиваясь со временем, снижают их несущую способность и могут привести к катастрофическим последствиям. Наиболее опасными дефектами являются сокращения площади сечения арматуры в результате её коррозии и трещины, развивающиеся в припорных наклонных сечениях балочных пролетных строений мостов. В связи с этим конструктивные системы должны непрерывно диагностироваться во время эксплуатации и при необходимости быть усилены при помощи доступных средств. При этом имеется два варианта решения проблемы – (а) полная замена конструкции, что связано с большой трудоемкостью и затратами; (б) её реабилитация (то есть её усиление, ремонт или восстановление), что является более реальным, позволяя при восстановлении конструкций увеличить также и её грузоподъемность.

За последнее десятилетие внимание исследователей сосредоточено на применении полимерных композитов для внешнего усиления железобетонных элементов, в частности, так называемых тканевых полимерных материалов (ТПМ), обладающих такими преимуществами как легкость, высокая прочность и стойкость к коррозии, способность легко закрепляться на конструкциях с различной геометрией поверхности и сечений, сокращение сроков ремонта [6-7]. Внешне усиление композициями из ТПМ используется для увеличения несущей способности нормальных и наклонных сечений железобетонных конструкций, дополнительно обеспечивая их герметизацию и упругие свойства. Большинство проведенных исследований по усилению зоны среза

железобетонных балок были произведены только с помощью листами однонаправленных углепластиковых волокон. Случаев усиления двунаправленными (то есть ортогонально ориентированными) ТПМ очень мало.

Первое применение листов ТПМ для усиления и реабилитации поврежденных конструкций было выполнено в 1991 году, в Швейцарии и успешно продолжены в США, Японии, России. Уже к 1997 году более 1500 бетонных конструкций в мире были внешне усилены ТПМ [20, 25, 26, 64-70, 84, 99, 100-114]. Использование листа ТПМ резко возросло за последнее десятилетие и в настоящее время, требование к ТПМ увеличивается во всем мире. Их широко использовали во всех отраслях промышленности, в частности в космосе, морском транспорте и строительной промышленности. Наиболее эффективно ТПМ может быть использован при реабилитации, усилении и восстановлении существующих конструкций мостов. Соединения ТПМ стали более популярными из-за разнообразия комбинаций уникальных особенностей: легкий вес; высокая удельная прочность; антикоррозийный; antimagnитный; атмосферостойкий; низкая теплопроводимость; низкий коэффициент теплового расширения; низкие эксплуатационные расходы; долговечность; хорошая поверхностная полировка; неограниченная длина.

Следует отметить, что методы усиления железобетонных конструкций, разрушающихся от среза являются более сложными, чем при изгибе. Поэтому использование тканевых полимерных материалов (ТПМ) в качестве внешнего армирования является перспективной альтернативой при усилении и продлении срока службы существующих железобетонных пролетных строений мостов, имеющих наиболее серьезные дефекты в зоне действия поперечных сил [20, 25, 26, 64-70, 84, 99, 100-114]. Современные нормативные документы не учитывают сложный механизм разрушения таких конструкций при срезе, а расчетные формулы носят эмпирический характер. При усилении конструкций механизм их разрушения ещё более усложняется. В настоящее время методы расчета, связанные с реабилитацией железобетонных элементов композициями

из ТПМ разработаны недостаточно.

1.4. Выводы. Цель и задачи исследования

В связи с вышеизложенным возникла необходимость проведения экспериментально-теоретических исследований механизма разрушения усиленных железобетонных конструкций мостов и оценки их несущей способности зоны среза, усиленных ТПМ с применением нового подхода к моделированию реального процесса контактного взаимодействия берегов трещин в железобетонных образцах при сдвиге с применением нового программного комплекса Lira 9.6, а также разработка практических предложений по усилению конструкций ТПМ.

Анализ отечественного и, главным образом, зарубежного опыта указывает на явную целесообразность и экономическую эффективность применения композитных полимерных материалов при усилении несущих конструкций. Технология имеет все шансы занять ведущее место на нашем рынке и потеснить традиционные методы усиления.

ГЛАВА 2. МЕТОДИКА ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ МЕХАНИЗМА РАЗРУШЕНИЯ ЗОНЫ СРЕЗА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК ПРОЛЕТНОГО СТРОЕНИЯ МОСТОВ И ИХ УСИЛЕНИЯ ТПМ

2.1. Методика экспериментальных исследований прочности и жесткости зоны среза железобетонных балок пролетного строения мостов, усиленных ТПМ

Цель работы состоит в исследование механизма передачи напряжений через трещины в железобетонных образцах-дисках, усиленных тканевым углепластиковым волокнистым материалом (ТПМ) при действии усилий и деформаций среза. По результатам испытаний железобетонных образцов, проведенных доц. Рауповым Ч.С. на сдвиг, были предложены соответствующие соотношения для оценки несущей способности и жесткости этого механизма.

Испытанию подвергались специальные образцы, в которых предварительным раскалыванием образовывалась трещина. Её берега взаимно сдвигаясь, зацепляются друг за друга из-за их шероховатости, обеспечивая передачу через них возникающих в трещине напряжений. Был изучен характер зависимости между этими напряжениями и соответствующими им смещениями в трещинах образцов от начальных ступеней загружения и вплоть до разрушения, а также влияние на эту зависимость внутреннего армирования образцов стальными хомутами и их внешнего усиления тканевым полимерным материалом.

Специальные образцы были сгруппированы в три серии РО, Р и РF и испытаны на срез. Серия РО имела два образца РО1 и РО2, которые не были армированы хомутами. А серии Р и РF имели по три образца Р1/РF1, Р2/РF2 и Р3/РF3, которые были армированы соответственно 2, 4 и 6 стержнями-хомутами диаметром 6 мм из мягкой стали ($R_s=660,82\text{МПа}$) перпендикулярно плоскости среза. Процент армирования стальными хомутами образцов Р1 и РF1, Р2 и РF2, Р3 и РF3 было соответственно 0,14 %, 0,28 % и 0,42 %. Кроме

того, образцы серии PF были усилены внешне приклейенными листами ТПМ размером 150x340 мм на передней и задней стороны каждого образца в зоне среза (рис.2.1.) по методике, приведенной в [4].

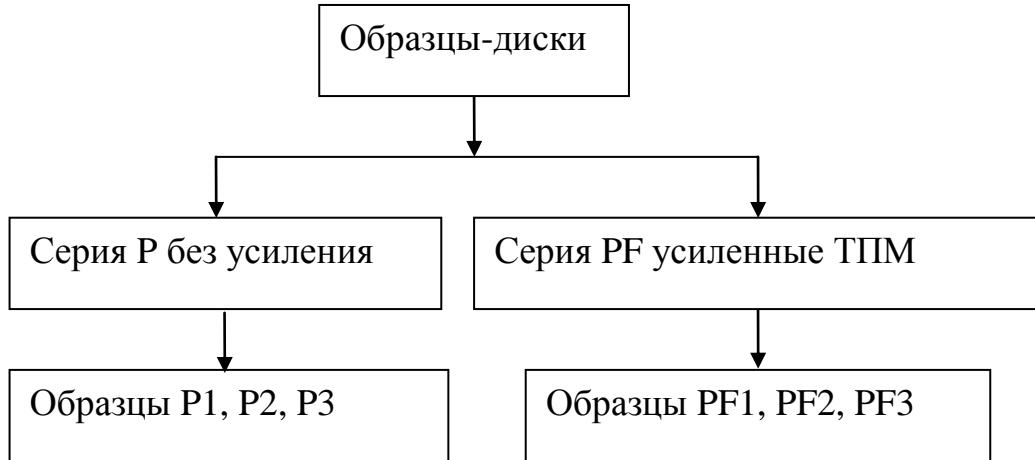


Рис. 2.1. Полная структура серий специальных образцов

Прочность бетона для всех образцов $R=45,0$ МПа. Образцы серии Р были предварительно расколоты линейной нагрузкой до испытания на срез. Образцы серии PF были предварительно расколоты и усилены приклейенными двунаправленными листами ТПМ с подобным количеством и ориентацией под $0/90^\circ$ перед испытанием на срез. Все смещения измерялись реперами, а деформации в стальных хомутах–тензодатчиками на каждой ступени нагрузки.

Описания и размеры специальных образцов. Поперечное сечение специальных образцов серий показано на рис. 2.2 и 2.2,а. Специальные образцы были сгруппированы в три серии, называемые как РО, Р и PF. Каждая серия имела по три образца. Серия РО не имела поперечных арматур, тогда как серии Р и PF были армированы поперечной арматурой среза поперек плоскости среза (см. рис.2.2). Серия Р была подразделена в образцах, называемая как Р1, Р2 и Р3. Поперечное армирование серий PF было таким же, как серия Р. Однако, обозначения образцов не то же самое, потому что эти образцы были усилены внешне с полосами ТПМ, представленной как PF1, PF2 и PF3. На рис. 2.2,а показан специальный образец с усилением среза поперек плоскости сдвига.

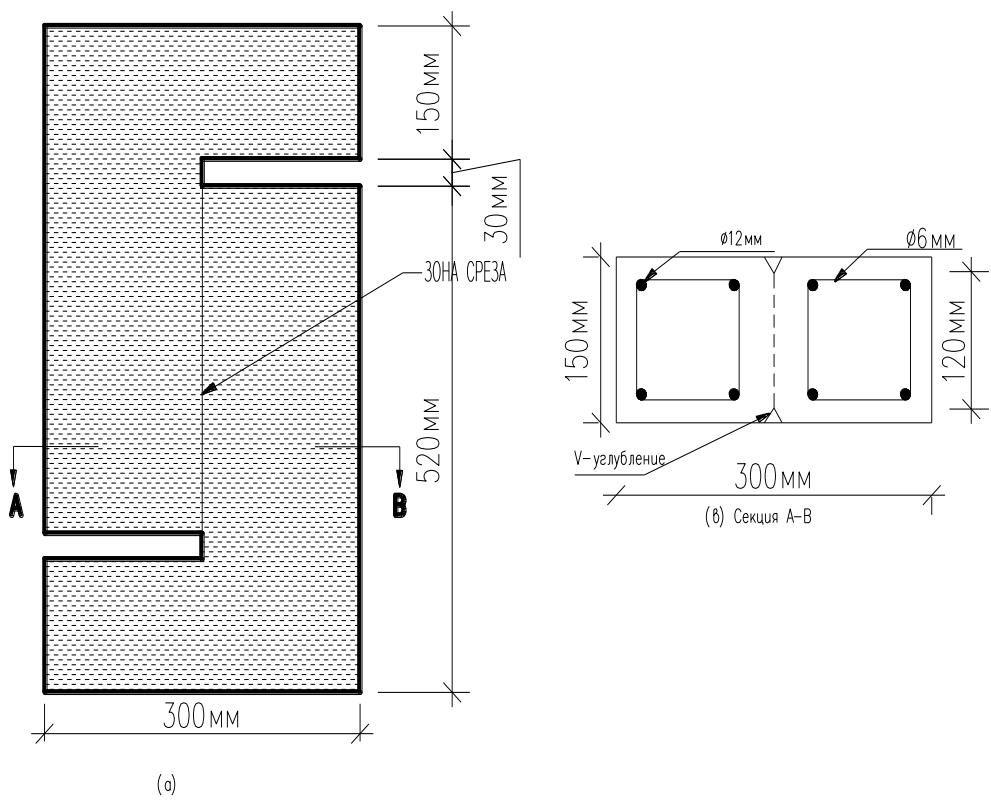


Рис. 2.2. Поперечное сечение специальных образцов (серия РО)

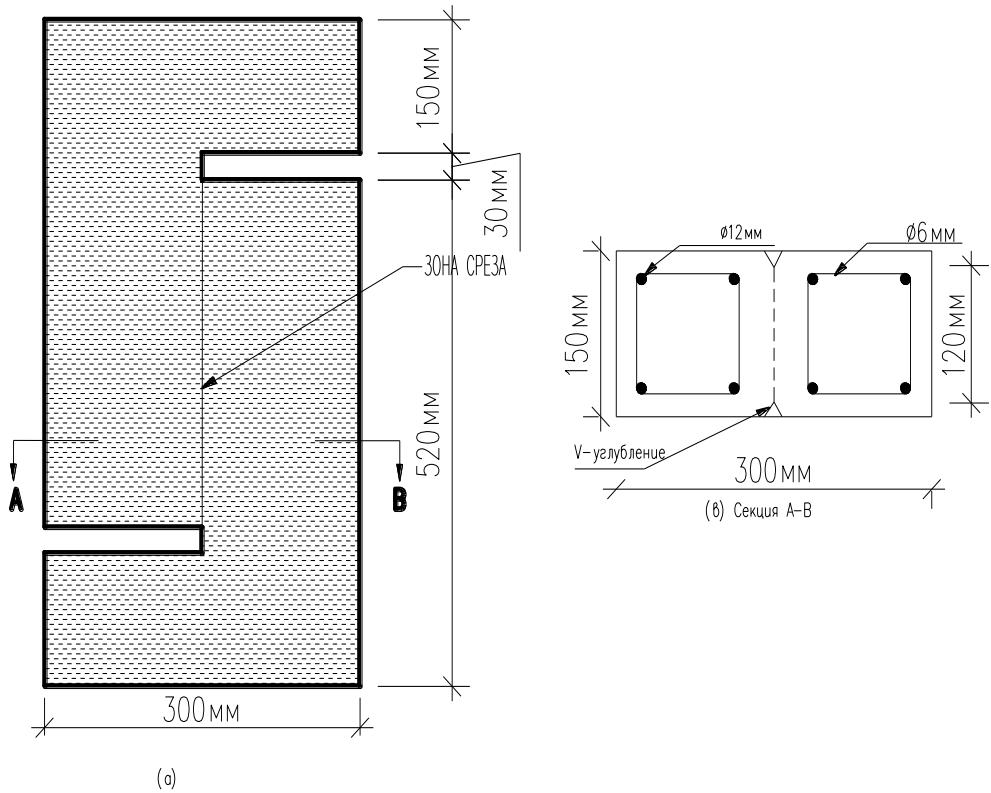


Рис. 2.2,а. Поперечное сечение специальных образцов (серии Р и PF)

Изготовление специальных образцов. Для заливки специальных образцов, арматурный каркас был помещен должным образом в изготовленной деревянной форме. На рис. 2.3 (а) и (б) показаны размещения арматур в специальных образцах с и без поперечных хомутов поперек плоскости среза в деревянной форме. Две алюминиевые угловые прокаты длиной 340 мм были помещены в плоскости среза сжимаемых образцов. Первый угловой прокат был помещен твердо у основания деревянной форме в перевернутой форме V, чтобы развить нарез. После уплотнения литой бетонной смеси, второй другой алюминиевый угловой прокат был помещен наверху влажного бетона, чтобы сделать углубление по плоскости среза и поверхность была выровнена оштукатуриванием при помощи совок, не нарушая угловую секцию. Бетонной смесь уплотняли с помощью вибростола.



Рис. 2.3 (а). Размещение арматур специальных образцов без хомутов
поперек плоскости среза



Рис. 2.3 (б). Размещение арматур, положение нареза у основания
специальных образцов с поперечными арматурами поперек плоскости среза

Сорт мягкой стали использовался для армирования среза серий Р и PF. На рис. 2.5, 2.6, и 2.6, а показаны специальные образцы с армированием поперек плоскости среза.

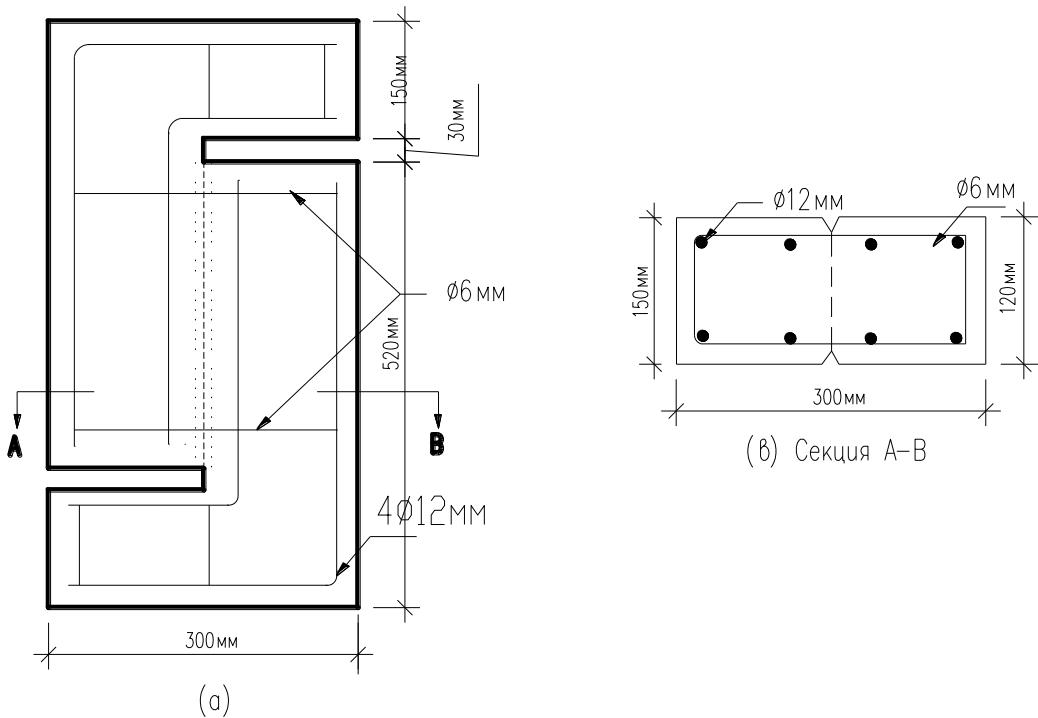


Рис. 2.4. Схема армирования специальных образцов без внутреннего армирования среза (серия Р)

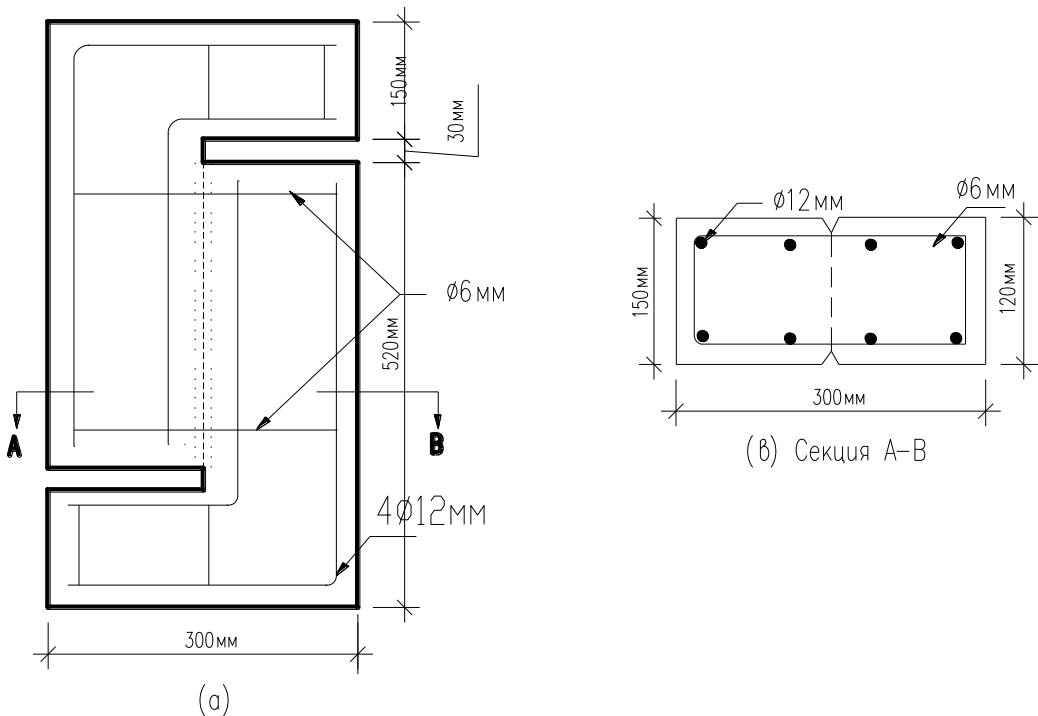


Рис. 2.5. Схема внутреннего армирования среза специальных образцов (Р1 и PF1)

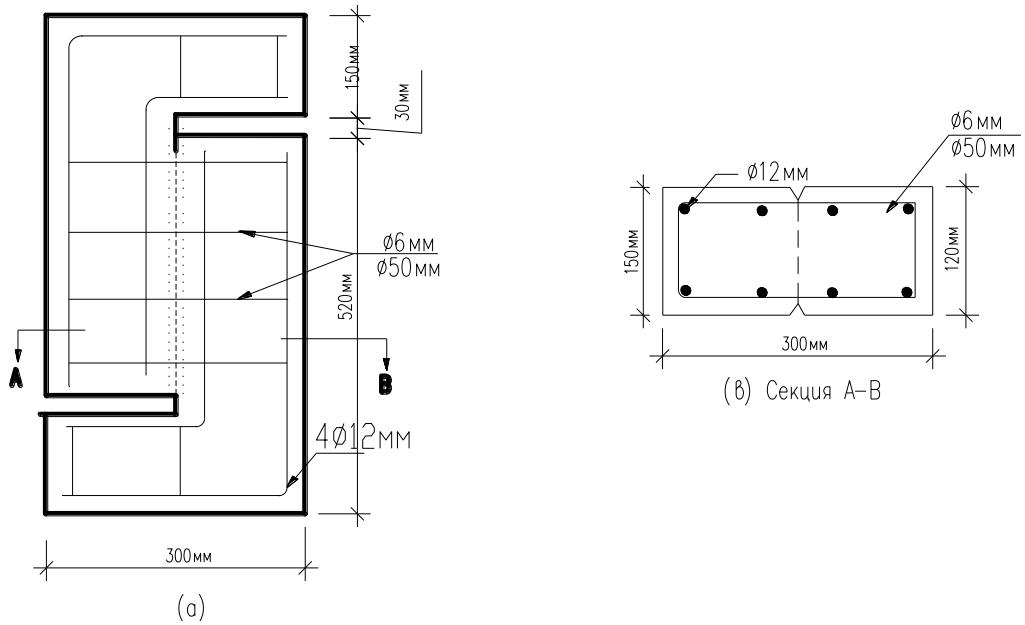


Рис. 2.6. Схема внутреннего армирования среза специальных образцов (Р2 и РF2)

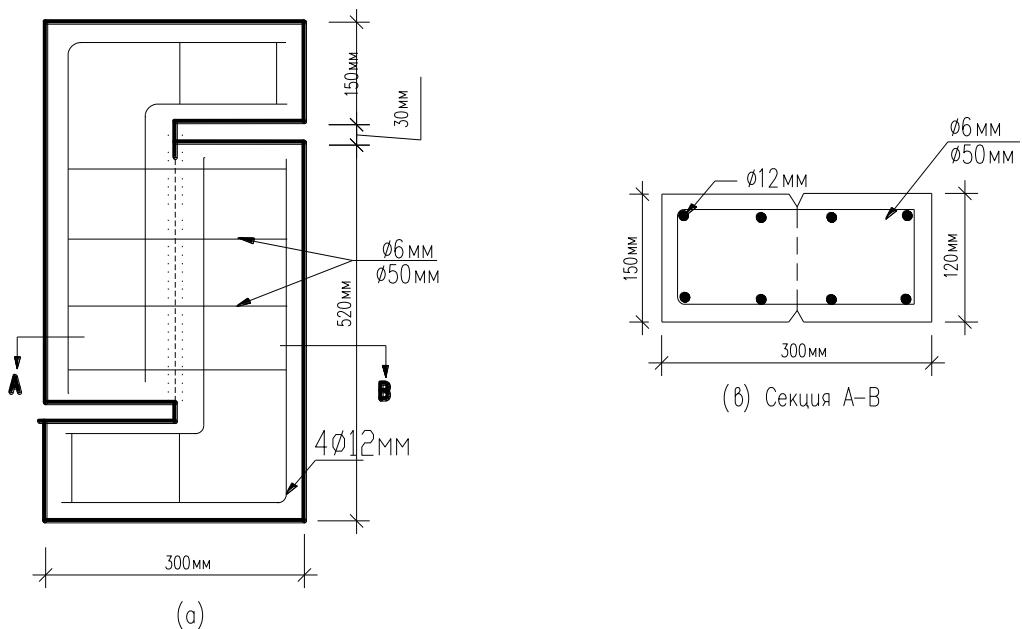


Рис. 2.6. (а). Схема внутреннего армирования среза специальных образцов (Р3 и РF3)

Свойства тканей эпоксидной смолы и волокна. В этом исследовании, витками Sika 160C были использованы двунаправленная ткань ТПМ (0/90 градус) как внешнее упрочнение или упрочнение системы. В этой системе ткани, волокна ориентируются в продольном и поперечном направлениях, поэтому их называют как двусторонней системы ткани. Эта укрепляющая система состоит из двух основных компонентов, эпоксидной смолы и листов

волокна. Система эпоксидной смолы Sikadur-330 также использовалась как пластирь в сложной укрепляющей системе. Листы волокна соединены (приклеены) эпоксидной смолой на поверхности бетона, используя двухкомпонентной системы. Свойства эпоксидной смолы приведены в таблице 2.1.

Таблица 2.1.

Свойства эпоксидной смолы (Основанные на руководстве изготовления)

Эпоксидная смола		
Связывающая прочность клея (МПа)	Предел прочности (МПа)	Модуль упругости (МПа)
4 МПа	30 МПа	3,800 МПа

Углеродистые волокна, используемые в этой программе исследования были в форме сухого двунаправленного листа, на который волокна ориентированы в (направлениях) координатах x и y . Листы обеспечивались в рулоне шириной 600 мм и длиной 5,000 мм. Толщина двунаправленного листа ТПМ - меньше чем универсального листа волокна и его материальные свойства сведены в таблице 2.2. Значения предела прочности, модуля упругости были определены испытанием образцов при растяжении ТПМ Научно-исследовательской лабораторией ЕМРА Швейцария (лист данных Sika)

Подготовка поверхности. Подготовка поверхности – первый (передовой) предварительный шаг в монтаже тканей ТПМ на поверхности бетона. Неподходящая подготовка поверхности может привести к нарушению сцепления и разрушению усиленной балки. Этого можно избегать, если обратить серьезное внимание на подготовку поверхности перед приклеиванием обратить серьезное внимание на подготовку поверхности перед приклеиванием ткани волокна на поверхности бетона. Поверхность образцов была шлифована однородно без любых волнистостей или неравномерностей с помощью механической дробилки для удаления частицы заполнителей. На рис. 2.7. показана шлифовка бетонной балки с помощью механической дробилки.

Таблица 2.2.

Свойства углеродистой ткани волокна (Основанные на Руководстве
изготовления)

Завод Sika			
Ориентация волокна	Толщина (мм)	Предел прочности (МПа)	Модуль упругости (МПа)
0/90 (дву направлений)	0.09 мм	3,800 МПа	230,000 МПа

Аналогично, острые грани или углы конструкции были округлены с радиусом по крайней мере 10 мм. Поверхность бетона должна быть очищена от всякого нефтяного или сального вещества. Залитые частицы пыли и материалы должны быть раздроблены и удалены от поверхности бетона продуванием и также с чистящим проводом от частицы заполнителей. Поверхность балки должна быть высушена должным образом до применения листов ТПМ. Области трещины, осколки и коррозионной арматурной стали нужно обрабатывать перед применением системы ТПМ. Все трещины, шириной раскрытия больше чем 0.25 мм и большие поры или отверстия должны быть заделаны эпоксидной смолой.

Подготовка эпоксидной смолы. При подготовке два компонента Sikadur-330 пропитывались с помощью эпоксидной смолы для обертывания полосы ТПМ на поверхности бетона. Сначала компонент А был смешан отдельно с помощью мешалкой типа весла (см. рис. 2.7 (а)). А потом таким образом был смешан компонент В с помощью совка прежде, чем добавляется к компоненту (см. рис. 2.7 (б)). Далее взвешивали тщательно компонентов А и В в отношении 1:4 и смешивали согласно техническим условиям изготовителя (см. рис. 2.7 (в)). Соединение перемешивали в течение 3 минут на низкой скорости, используя миксер типа весла до появления однородного серого цвета (см. рис. 2.7 (г)). Иногда несмешанную часть эпоксидной смолы у основания посуды перемешивали с помощью инструмента типа лопатки (см. рис. 2.8). После тщательного перемешивания обоих компонентов эпоксидная смола была пригодна к применению. В низкой окружающей температуре, пригодность

будет больше, чем высокой температуре. Максимальный срок годности готовой эпоксидной смолы 25 минут.

Применение полос ткани ТПМ. Поры и раковины (дырки) на готовой поверхности бетона должны быть заполнены готовой эпоксидной смолой при помощи совка (см. рис. 2.9). Слой эпоксидной смолы был нанесен толщиной приблизительно 1 мм щеткой или роликами. На рис. 2.10 показано нанесение покрытия эпоксидной смолы на поверхности бетона. Функция влажной смолы состоит в пропитке сухих волокон, поддержке волокна в намеченной ориентации, распределять напряжение по волокнам и предотвращать волокна от износа и экологических эффектов.



(а) Смешивание компонента А с помощью мешалки типа весла



(б) Смешивание компонента В с помощью совком (scrapper)



(с) Взвешивание компонентов А и В



(д) Смешивание компонента А и В

Рис. 2.7. Порядок подготовки эпоксидной смолы



Рис. 2.8. Смешивание компонента А и В при помощи лопатки



Рис. 2.9. Выравнивание поверхности и заполнение маленьких пор и раковин



Рис. 2.10. Применение грунтовку эпоксидной смолой на намеченном месте

Листы ТПМ можно отрезать в любой форме и размере. Полосы были помещены на поверхности бетона слегка покрытой эпоксидной смолой. Ткани ТПМ были применены в необходимой форме и размере, чтобы предотвратить перерасход ткани. Впоследствии, лист или ткани перекатывали при помощи ребристого ролика, чтобы отжать избыток эпоксидной смолы (см. рис. 2.11). В конце заключительный слой эпоксидной смолы был применен на поверхность

тканей или листов. На рис. 2.12 изображен заключительный вид обернутых полос.



Рис. 2.11. Применение ребристого ролика согласно руководству волокна



Рис. 2.12. Последняя стадия обернутой полосы балки

Усиление специальных образцов. Образцы серии РF были усилены с тканями ТПМ по передней и задней стороны плоскости среза. Лист ТПМ ориентировался в одном направлении под 0/90 градуса на плоскости среза. Ориентация листа ТПМ показана на рис. 2.13. Серия Р была хранена как контрольный образец без усиления (без обертывания листами волокна). Внутреннее укрепление оставалось такой же, как для двух серий.

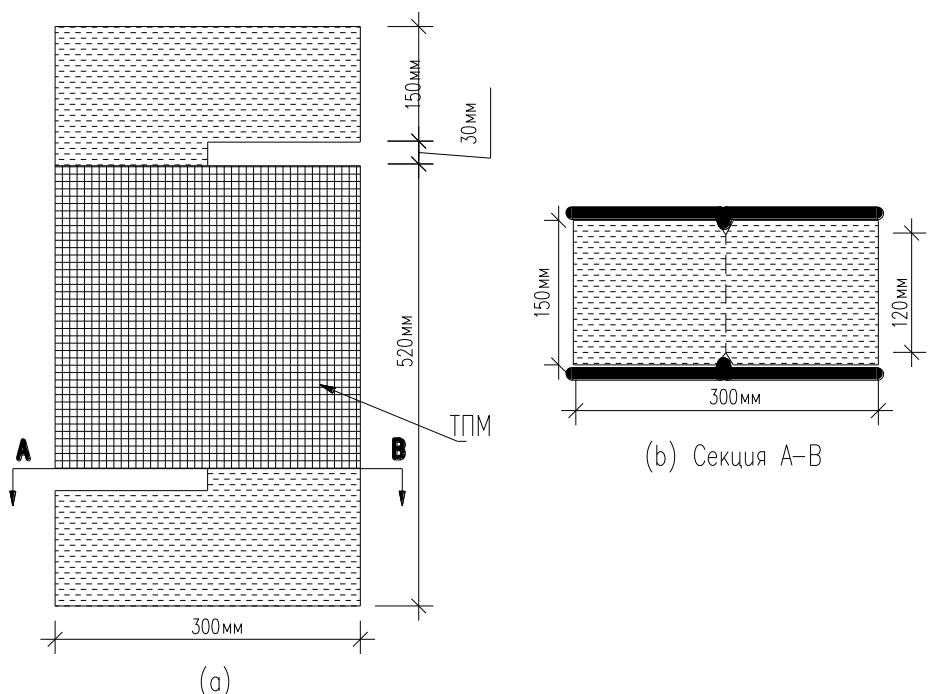


Рис. 2.13. Усиление специальных образцов с листами ТПМ (Ориентация: 0/90) для образцов PF1, PF2 и PF3

Установка инструментов. В Р и РF сериях электрические датчики с базой измерения 10 мм использовались для внутренних хомутов. Тензорезисторы были наклеены на внутренних стальных хомутах, которые расположены перпендикулярно плоскости среза. Эти датчики использовались для измерения деформации в закрытых стальных хомутах. Схема расположения датчиков в образцах группы Р, Р1 и Р2 показана соответственно на рис. 2.14 (а), 2.14 (б) и 2.14 (с). В образцах Р1/РF1, Р2/РF2 и Р3/РF3 использовали соответственно два, три и четыре датчика. Различие между образцами серий Р и РF заключалось в том, что передние и задние стороны образцов серии РF были усилены внешними укрепляющими полосами–листами ТПМ. Образцы серии РО не были усилены никакими внутренними закрытыми стальными хомутами поперек плоскости среза. Но эти образцы были размещены во внешних ограничителях. Эти внешние ограничители, имеющие приспособляемые пруты для поддержания образцов неповрежденными и поддержания постоянную первоначальную ширину. Датчики приклеивались также по внешним стержням для измерения деформации бетона (см. рис. 2.14 (б)).

Репера были помещены с обеих сторон пролета среза для измерения смещения и первоначальную ширину раскрытия трещин на каждой ступени загружения. Схема размещения реперов была принята такой же, как во всех образцах серий Р и РF. Схема расположения датчиков и реперов показана на рис. 2.14 (а), 2.14 (б) и 2.14 (с).

Установка и испытание специальных образцов. Все образцы серий Р были предварительно расколоты по плоскости среза перед испытанием. Образец был установлен горизонтально так, как показан на рис. 2.15. Верхней и нижней поверхности нареза (пазы) снабжались пластиной из мягкой стали. Образец был внимательно установлен в рамку для загружения по линии нареза гидравлическим домкратом. Нагружение увеличивали до образования трещин в плоскости среза. Впоследствии расколотый образец был перевернут в вертикальном направлении для повторного испытания на срез. Испытание на срез было выполнено в той же самой рамке испытания.

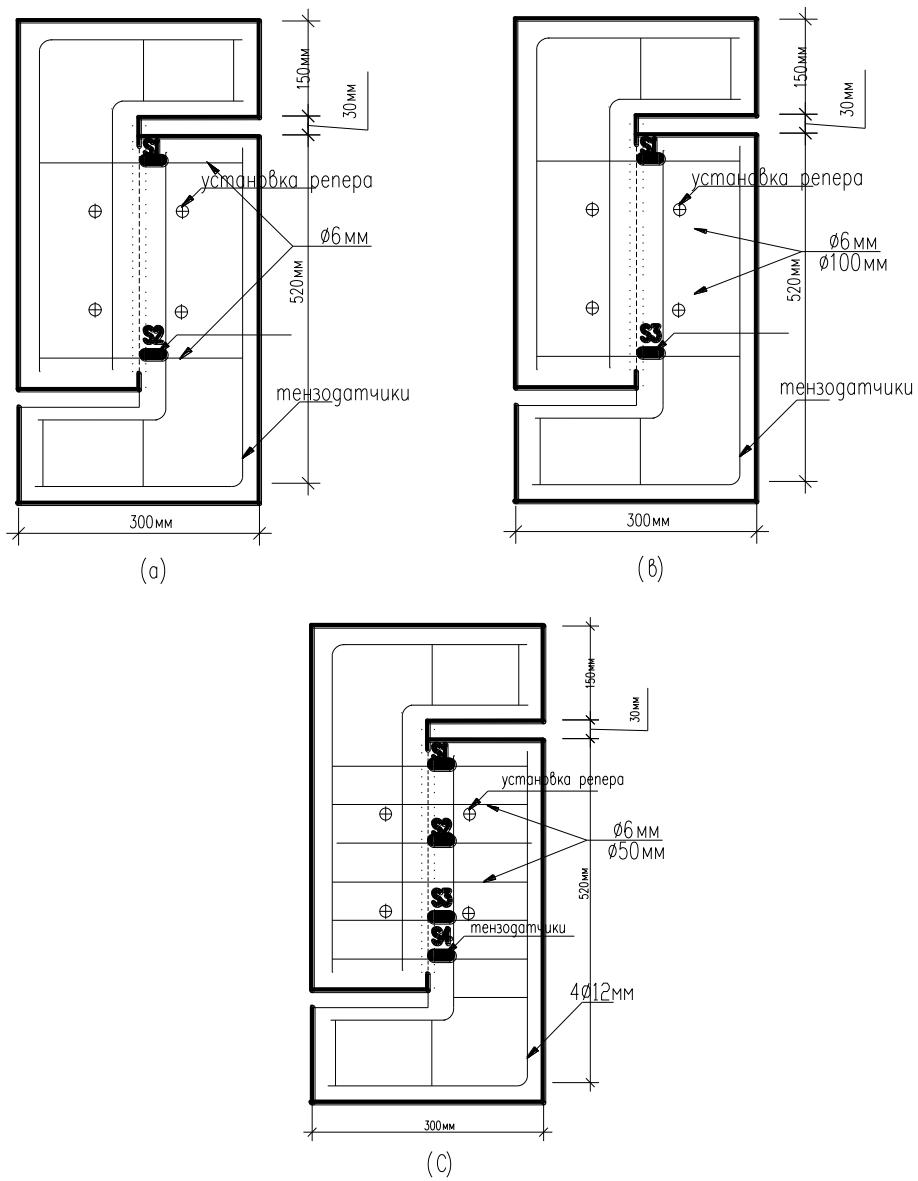


Рис. 2.14. (а), (б) и (с). Схема расположения тензорезисторов и реперов на специальных образцах серий Р1, РF1, Р2, РF2, Р3 и РF3

Экземпляры были подперты на ролике, позволяющей верхние и нижние половинки образца перемещаться свободно в горизонтальном направлении при вертикальном нагружении. Образец был загружен центрально (концентрически) как показано на рис. 2.16. Нагружение увеличивалось до наступления разрушения. После каждой ступени нагружения измеряли смещения по плоскости среза с помощью реперов с точностью до 0.001мм. Датчики были соединены с регистрирующими приборами для измерения деформации по стальным стержням. На каждой ступени нагружения измеряли

деформации через компьютеризированную систему для получения и накопления данных. Разрушение считается тогда, когда образец перестает сопротивляться дальнейшей нагрузке.

Все образцы серий PF были усилены с помощью листов ТПМ по передним и задним сторонам образцов после раскола горизонтальной нагрузкой по плоскости среза. Приклеивание листов ТПМ приведено выше, в гл. (Установка листа ТПМ). Усиленные образцы были испытаны так же, как серии Р. В таблице 2.3. приведены количества арматуры железобетона, количества слоев и ориентации листов ТПМ.

Таблица 2.3.

Ведомость образцов для испытаний (Специальные образцы серий Р и PF)

Описание образцов	f_c (МПа)	Стальные хомуты поперек плоскости среза	Усиление ТПМ	
			Количество слоев	Ориентация
P1		2 шт. 6mm Ø	---	---
P2		4 шт. 6mm Ø	---	---
P3		6 шт. 6mm Ø	---	---
PF1 (Усиленный)		2 шт. 6mm Ø	1 слой	0/90 градус
PF2 (Усиленный)		4 шт. 6mm Ø	1 слой	0/90 градус
PF3 (Усиленный)		6 шт. 6mm Ø	1 слой	0/90 градус



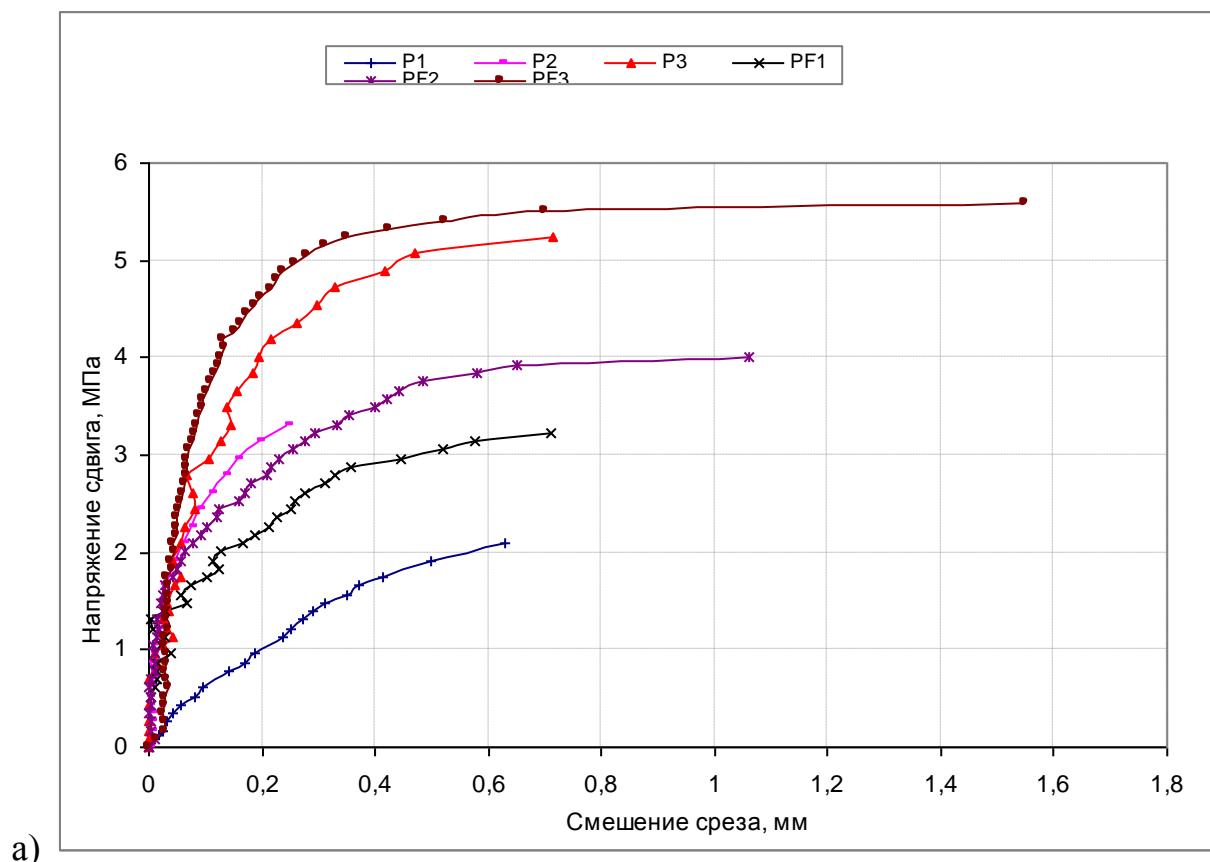
Рис. 2.15.
Специальный образец,
подвергнутой линейной
нагрузке по плоскости среза



Рис. 2.16.
Экспериментальная установка
специальных образцов под
прямым грузом среза

2.2. Прочность и жесткости зоны среза железобетонных балок пролетного строения мостов, усиленных ТПМ

По результатам измерений были получены диаграммы зависимости между касательными смещениями берегов трещины δ , её раскрытием a и соответствующими им касательными τ и нормальными σ напряжениями, возникающими в сечении с трещинами при срезе, рис. 2.17.



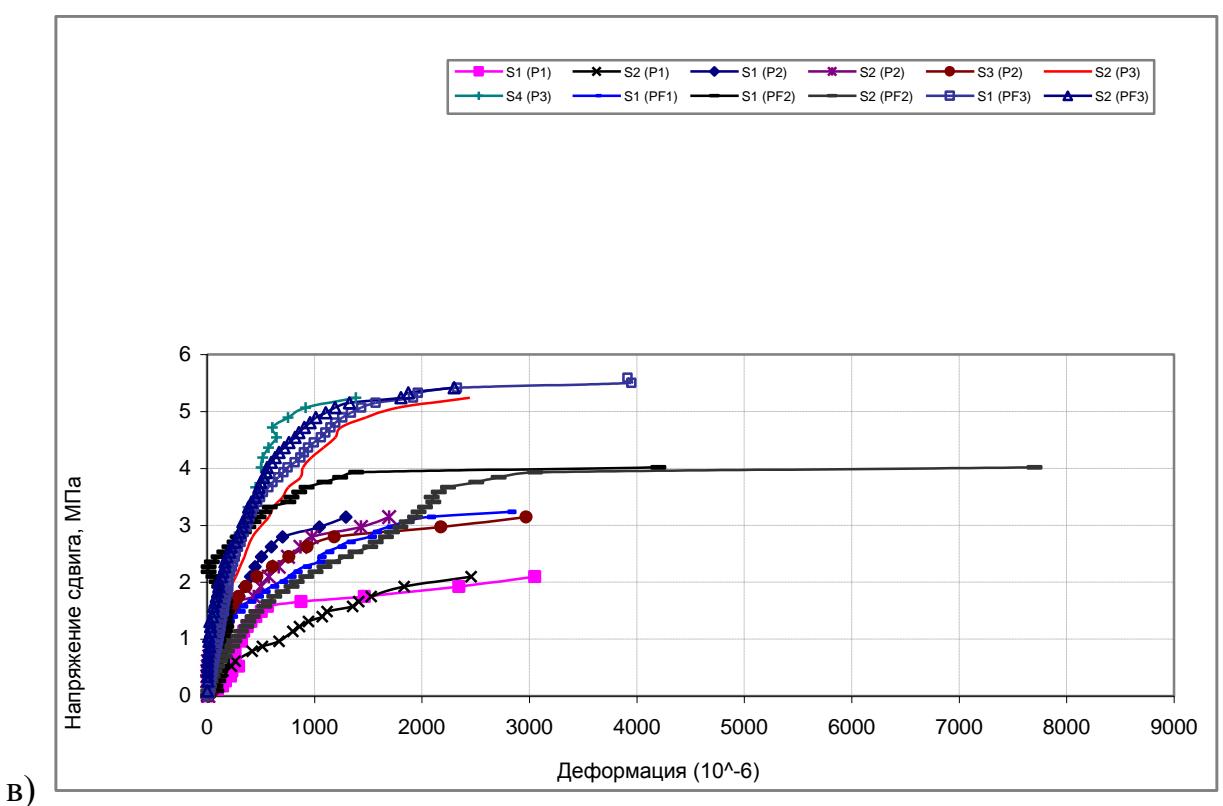
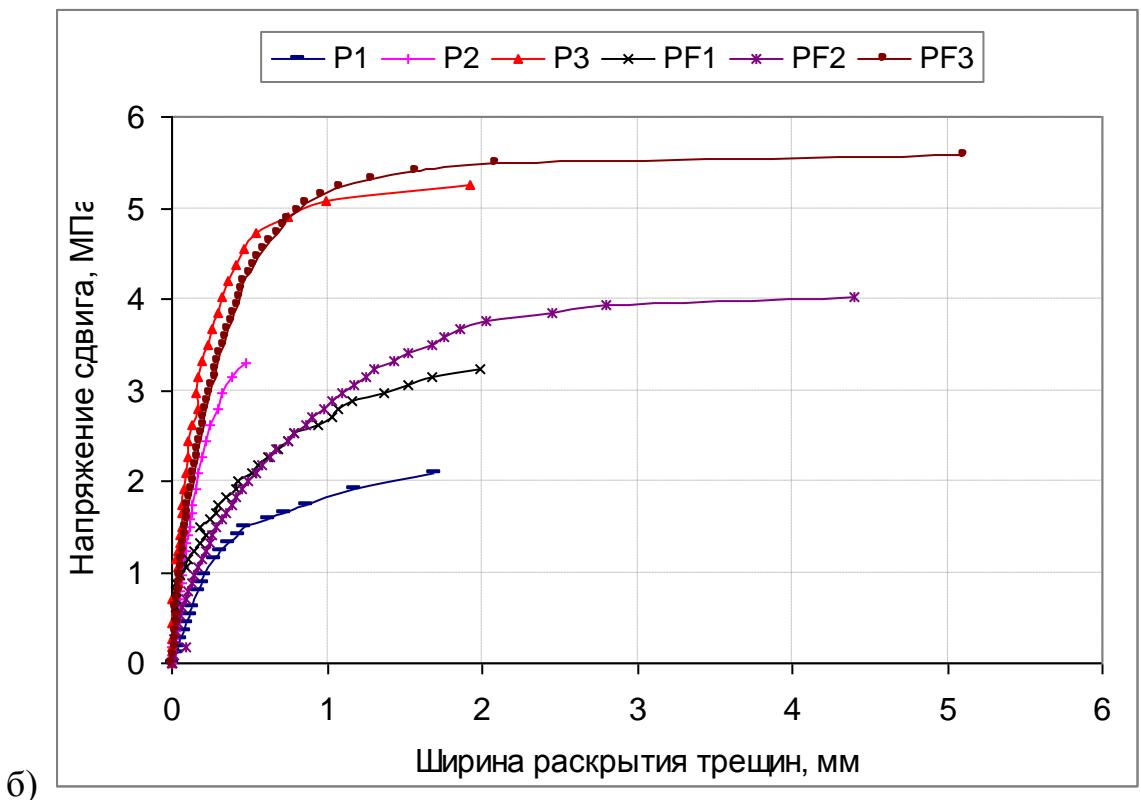


Рис. 2.17. Зависимости: а) $\langle\sigma-\Delta\rangle$; б) $\langle\sigma-a_{crc}\rangle$; в) $\langle\sigma-\varepsilon\rangle$ в стальных хомутах поперек плоскости среза образцов серий Р и РF

Результаты показывают, что смещение при сдвиге усиленных образцов на начальных стадиях загружения значительно меньше, чем у образцов без ТПМ. Однако в предельной стадии перед разрушением наблюдалось резкое увеличение сдвигающих смещений в усиленных образцах, что можно объяснить пластическим характером разрушения волокон ТПМ. Испытание на срез показывают, что напряжение сдвига увеличивается с увеличением процента внутреннего армирования стальными стержнями–хомутами. Однако в усиленных образцах вклад ТПМ в несущую способность уменьшается с увеличением процента внутреннего армирования.

Жесткость всех усиленных образцов была больше чем не усиленных, кроме образца РF2. Его жесткость была меньше по сравнению с образцом Р2 из-за меньшей начальной ширины раскрытия трещин. Жесткость железобетонных образцов с большой начальной шириной раскрытия трещин была меньше, чем образцов с меньшей начальной шириной раскрытия трещин.

Увеличение процента внутреннего армирования влияло на нормальное и касательное смещение в образцах Р1 и Р3 в предельной стадии несущественно.

В образцах наблюдалось уменьшение вклада напряжения сдвига, обеспеченный внешним усилением ТПМ при увеличении процента внутреннего армирования поперек предрасколотой плоскости среза. Наблюдалось, что на начальных стадиях загружения касательное смещение сдвига и ширина раскрытия трещин усиленных образцов ТПМ были меньше, чем у образцов без ТПМ. Однако, эти же значения смещения или ширины раскрытия трещин в усиленных образцах резко возрастили при разрушающей нагрузке по сравнению с образцами без ТПМ. Увеличение нагрузки приводит к увеличению смещения сдвига и ширины раскрытия трещин в образцах без ТПМ, а в усиленных образцах ТПМ, увеличение уровня смещения было постоянно до разрушающей нагрузки.

Характер разрушения образцов показан на рис. 2.18 и 2.19.

Максимальная деформация хомутов образцов без ТПМ (серий Р) изменяется в пределах $(2447\text{--}3052)\times 10^{-5}$, тогда как у образцов с ТПМ (серий РF)

увеличивается в пределах $(2805-7770) \times 10^{-5}$. Увеличение нагрузки приводит к увеличению значения деформации в усиленных образцах ТПМ.

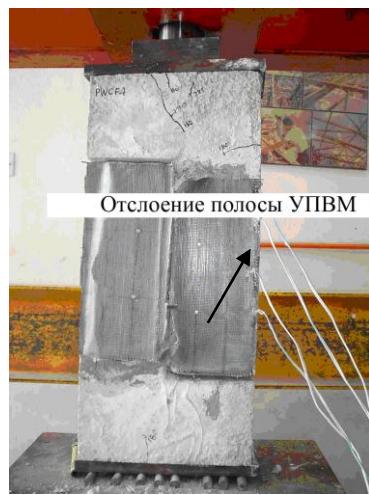


Рис. 2.18. Разрушение по плоскости среза образца Р1 (слева).

Рис. 2.19. Отслаивание листа ТПМ от поверхности бетона образца РF3 (справа)

А фактическая деформация в стальных хомутах была меньше предельной деформации. В усиленных образцах, расколотые поверхности имели признак разделения, далее происходило разрыв листа ТПМ по плоскости среза или отслоения листа ТПМ от поверхности бетона. Внешнее усиление листами ТПМ предотвратило смещения сдвига так же как расширение трещин. При испытании на срез, образцы РF1 и РF2 разрушились разрывом листов ТПМ по плоскости среза, однако, образец РF3 был разрушен отслоением от поверхности бетона (табл.2.4.).

Таблица 2.4.

Результаты эксперимента не усиленных и усиленных специальных образцов

Детали образцов	Количество и диаметр стальных хомутов, мм	ρ (%)	Разрушающая нагрузка, кН	Напряжение сдвига, МПа	Вклад листов ТПМ, кН	Повышение (%)
P1	2 D 6	0,14	85,50	2,09	---	---
PF1			131,82	3,23	46,32	54,17
P2	4 D 6	0,28	135,38	3,30	---	---
PF2			167,45	4,10	32,07	23,68
P3	6 D 6	0,42	213,87	5,24	---	---
PF3			228,02	5,58	14,15	6,62

Выводы по главе II

Методология обеспечила детали экспериментального исследования, выполненного для достижения цели и задачи исследования, как заявлено в главе I. Были представлены детали изготовления и методика усиления полосами ТПМ. Схема расположения внутренних датчиков на стальных стержнях и полосах ТПМ, расположение реперов на поверхности бетона для каждого образца была описана подробно.

Результаты показывают, что смещение при сдвиге усиленных образцов на начальных стадиях загружения значительно меньше, чем у образцов без ТПМ.

Жесткость железобетонных образцов с большой начальной шириной раскрытия трещин была меньше, чем у образцов с меньшей начальной шириной раскрытия трещин. В образцах наблюдалось уменьшение вклада напряжения сдвига, обеспеченные внешним усилием ТПМ при увеличении процента внутреннего армирования поперек предрасколотой плоскости среза. Наблюдалось, что на начальных стадиях загружения касательное смещение сдвига и ширина раскрытия трещин усиленных образцов ТПМ были меньше чем образцов без ТПМ.

ГЛАВА III. СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ МЕТОДОВ РАСЧЕТА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ЗОНЫ СРЕЗА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК ПРОЛЕТНОГО СТРОЕНИЯ МОСТОВ, УСИЛЕННЫХ ТПМ

3.1. Теоретическое исследование несущей способности усиленных железобетонных балок пролетного строения мостов ТПМ

Теории разрушения и теории прочности. Наличие структурных образований типа зерен, микротрещин, дислокаций, пачек молекул и приближенности гипотез, принятых в основу линейного расчета приводит к тому, что их прочность в реальных условиях эксплуатации оказывается на два-три порядка меньше теоретической, соответствующей идеальному молекулярному порядку. При этом, чем больше дефектность материала, отклонение его структуры от идеального порядка, тем меньше прочность при прочих равных условиях.

Для различных классов материалов характерны те или иные типы структурных образований, определяющие особенности их деформирования и разрушения. Наряду с физическим исследованием микроструктуры и микроразрушения материалов целесообразно проводить также феноменологический анализ явления разрушения на основе некоторых моделей, отражающих наиболее существенные стороны этого явления. Поскольку, по-видимому, в настоящее время еще рано говорить о возможностях построения какой-то общей теории разрушения, более предпочтительным представляется развитие частных теорий, более или менее хорошо описывающих поведение некоторых классов материалов в определенных условиях. При этом возникает необходимость достаточно полной и общей классификации основных типов поведения твердых тел и соответствующих теорий. Разрушение твердого тела почти всегда происходит вследствие развития в нем некоторых поверхностей разрыва смещений. При этом, если реализуется разрыв нормального к поверхности смещения, то говорят о трещине нормального разрыва (отрыва) или просто трещине; если же

реализуется разрыв касательного к поверхности смещения, то говорят о трещине сдвига или дислокации. Роль указанных двух типов разрывов различна в различных конкретных условиях. С уменьшением прочности материала, увеличением температуры, при сжатии, как правило, возрастает роль трещин сдвига и дислокаций. С увеличением прочности, уменьшением температуры, при наличии циклических нагрузок, агрессивных сред, облучения, как правило, возрастает роль трещин нормального разрыва.

Развитие поверхностей разрыва начинается с несовершенств структуры материала, которые приходится рассматривать в начальный момент как некоторые заданные конечные возмущения, всегда присутствующие в системе. Эти возмущения обычно рассматривают в виде некоторых начальных трещин или дислокаций, что хорошо согласуется с прямыми экспериментальными наблюдениями. Дальнейшее развитие начальных возмущений при нагружении может быть самым различным.

Для роста дислокаций характерно почти одновременное и стабильное развитие сразу многих дислокаций, образующих полосы скольжения и целые пластические области. Поэтому теория дислокаций является физической основой феноменологической теории пластичности. Заметим, что модель идеального упруго-пластического тела и теории предельного состояния (типа теории Мора) дают ответ на вопрос о предельных нагрузках и несущей способности конструкций в рамках самой реологической модели без привлечения каких-либо дополнительных критериев прочности.

Для роста трещин характерно преимущественное развитие одной наиболее опасной трещины (однако есть исключения, например рост трещин в условиях сжатия, близкого к всестороннему), способность ее к быстрому неустойчивому росту, обычно вызывающему разделение тела на части. При составлении критерия прочности на основе теории трещин оказывается, что в большинстве случаев получаются обычные теории прочности, однако фигурирующие в них константы следует считать уже зависящими от размеров начальных трещин, а также от их формы и местоположения. Впрочем, для

широкого круга явлений разрушения микронеоднородных тел прочность не зависит от величины начального возмущения (начальной трещины) и определяется характерными параметрами структуры тела, например величиной зерна (на это обстоятельство обратил в 1939 г. внимание Г. Нейбер; см. также Г. П. Черепанов, 1967). Таким образом, формально к этому вопросу можно подойти как к простейшему обобщению обычных теорий прочности введением одного дополнительного внутреннего структурного параметра, не участвующего в формулировке реологической модели. Такой подход созвучен идее о введении в уравнения состояния дополнительных структурных параметров, развиваемой Л. И. Седовым. Не следует забывать также о том, что исследование процесса разрушения весьма часто представляет самостоятельный интерес вне связи с вопросом о несущей способности.

Исторически теория дислокаций и теория трещин сложились отдельно; различие формального аппарата этих теорий объясняется тем обстоятельством, что в теории дислокаций рассматривают непосредственно разрывы смещений и поэтому в линейной теории имеют дело с логарифмическими особенностями, а в теории трещин на поверхности разрыва обычно задают силовые условия и поэтому имеют дело со степенными особенностями. Однако между этими теориями имеется глубокое внутреннее сходство, заключающееся в том, что коэффициентам при этих особенностях в обеих теориях придается смысл основных параметров системы, ведущих процесс.

В теории трещин наиболее принципиальным моментом является формулировка условия локального разрушения в рассматриваемой точке контура трещины. Для решения вопроса о развитии трещины это так же важно, как, например, выбор правильного критерия разрушения для гладкого образца. Наиболее просто формулируется условие локального разрушения в теории так называемых квазихрупких трещин, когда наибольший размер области пластических деформаций в рассматриваемой точке контура трещины мал по сравнению с расстоянием этой точки до ближайшей границы тела. Простейший вариант этого условия на основе физических идей А. А. Гриффита и Г. Нейбера

был предложен в 1957 г. Дж. Р. Ирвином. Он заключается в том, что коэффициент при особенности напряжений в рассматриваемой точке в момент локального разрушения (и продвижения трещины в этой точке) считается равным некоторой постоянной материала; при этом напряжения вычисляются в предположении идеальной упругости тела. Поскольку указанный коэффициент представляет собой некоторую функцию внешних нагрузок, длины трещины и геометрии тела, находимую из решения упругой задачи в целом, условие локального разрушения на контуре трещины в принципе позволяет определить ее развитие и, в частности, отыскать ту комбинацию внешних нагрузок, которая разделяет области устойчивости и неустойчивости [44, 45, 47].

Если рассматривать эти внешние нагрузки как некоторые независимые параметры, вполне определяющие состояние системы, то полученная комбинация нагрузок будет аналогична поверхности предельного равновесия для этого же тела без трещины из некоторого гипотетического идеального упруго-пластического материала. Однако при изменении пути нагружения разрушающая комбинация нагрузок, вообще говоря, будет другой. Таким образом, аналогия поведения идеально упругого тела с трещиной некоторому идеальному упруго-пластическому телу без трещины справедлива лишь для каждого заданного пути нагружения (в частности, для пропорционального нагружения или при монотонном увеличении одного внешнего параметра нагрузки). Были предложены различные модели детального механизма разрушения в конце квазихрупкой трещины. Модель Леонова – Панасюка (1959), предложенная независимо от зарубежных авторов, наиболее проста и универсальна. Согласно этой модели принимается, что на продолжении трещины имеется область ослабленных связей; толщина этой области в рамках теории малых деформаций считается равной нулю. Кроме того, предполагается, что противоположные берега этой области притягиваются один к другому некоторым напряжением, представляющим собой константу материала, а в начале этой области, совпадающей с концом трещины, скачок нормального смещения в момент разрушения становится равным некоторой другой

константе материала. Этот критерий может быть применен также к трещинам в упруго-пластических телах, если пластическая область не мала, но пластические деформации сосредоточены вдоль некоторого тонкого слоя на продолжении трещины. Последний случай реализуется, например, в тонких пластинах из малоуглеродной стали.

В дальнейшем было показано, что все известные модели (а их в настоящее время насчитывается около десяти), отличающиеся детальной схемой описания локального разрыва в конце хрупкой трещины, эквивалентны в том смысле, что всегда приводят к условию Гриффита – Ирвина. Подход к описанию развития трещин в произвольных сплошных средах был предложен Г. П. Черепановым (1967). Он основан на энергетической концепции и на представлении о сверхтонкой структуре конца трещины, размер которой мал сравнительно с размером пластической области вблизи вершины трещины.

Теория предельного равновесия и теория хрупких трещин составляют основу современной механики разрушения. На основе этих теорий было решено много конкретных проблем большого практического значения. Эти теории дают идеализированное описание свойств пластичности и хрупкости, которые присущи в разной мере всем твердым телам. Однако не следует противопоставлять феноменологические теории прочности и теорию трещин, которая расшифровывает феноменологическое понятие сопротивления отрыву, объясняет снижение последнего по сравнению с бездефектным кристаллом и придает ему статистический характер.

В реальных условиях прочность твердого тела может зависеть от следующих основных факторов: материала, формы и размеров тела, времени, способа приложения нагрузки, числа циклов нагрузки, температуры, параметров, определяющих степень агрессивности внешней среды, скорости и предыстории деформирования.

Некоторые обобщения упомянутых выше теорий на случай влияния этих факторов (простейшие обобщения состоят, например, в указании зависимости постоянных, фигурирующих в этих теориях, от некоторых параметров). На

практике оказывается, что существует некоторая переходная зона изменения указанных факторов, которая отделяет область вязкого разрушения от области хрупкого разрушения, причем в последней эксплуатации конструкции, обычно считается недопустимой. В области вязкого разрушения расчет прочности производят либо по теории предельного равновесия, либо по теориям прочности.

Вывод о недопустимости работы конструкции в области хрупкого разрушения связан с трудностью обнаружения заранее, методами неразрушающего контроля, трещиноподобных дефектов, могущих привести к разрушению и фигурирующих в формулах хрупкой прочности. Следует иметь в виду, что типы таких дефектов многообразны - могут быть, например, различного рода непровары в сварных конструкциях, зоны окисленного или охрупченного металла, загрязнения, инородные включения metallurgической или технологической природы и так далее. Во многих ответственных конструкциях зачастую не удается избежать даже весьма больших по размерам дефектов. Это связано, прежде всего, с общей тенденцией использования все более прочных (и, как правило, более хрупких) материалов и со специфическими условиями работы некоторых конструкций. Следует принять также во внимание, что разрушение кристаллов, близких к идеальным, носит хрупкий характер. На подобных кристаллах, пока еще в лабораторных условиях, достигнуты весьма большие значения прочности, в десятки и сотни раз превосходящие техническую прочность.

Вывод о недопустимости работы конструкции в области хрупкого разрушения имеет временный характер, и в будущем, по-видимому, его придется пересмотреть. В некоторых конструкциях уже в настоящее время допускается наличие контролируемых трещин, размеры которых не превышают критические.

Отметим два важнейших круга задач, когда вопрос о предельных нагрузках может быть в принципе решен без привлечения механики разрушения, на основании решения задачи в рамках реологической модели. Это – случаи, когда

тело способно испытывает произвольные конечные деформации, и задачи на потерю устойчивости.

Улучшение качества бетона на основе использования смешанных видов волокон. Трещины представляют собой структурные дефекты бетонных изделий и делятся на два типа: технологические и силовые. Первые, размеры которых не превышают диаметра частиц заполнителя, а их длина составляет несколько микрон (1–5 нм), – в основном микротрещины и поры в матрице, трещины и полости на границе крупного заполнителя и матрицы, возникающие в процессе изготовления конструкции. Они преимущественно располагаются в одном направлении, что приводит к существенному отличию механических свойств бетона вдоль и перпендикулярно к слоям бетонирования. Вторые, макротрещины, являющиеся результатом соединения микротрещин, представляют собой большие разрывы. Длина этих трещин может быть такой, что они проходят по всему поперечному разрезу образца – так называемые сквозные трещины, которые возникают в процессе эксплуатации конструкции. Силовые трещины обычно равномерно ориентированы, что приводит к изменению физико-механических характеристик по разным направлениям – анизотропии свойств. Наконец, в структуре бетона присутствуют магистральные трещины, характеризующие разрушение всей конструкции в целом или отдельных ее частей. Магистральные трещины относятся к мега трещинам [6,7, 23, 46-48].

Производство и эксплуатация бетонных сооружений сопровождаются трещинообразованием, обусловленным комплексом причин (рис. 3.1). Трещины, деформации или разрушения могут быть вызваны ударными, вибрационными, другими динамическими нагрузками; упщеними в расчетах и армировании; использованием некачественных материалов; нарушениями режимов тепловой обработки и технологии монтажа; разнородностью прочности, упругости и жесткости используемых материалов; потерей прочности основания. Каждый из этих факторов наиболее интенсивно проявляется на разных этапах твердения бетона, и поэтому их влияние на долговечность бетонных элементов неодинаково. Наибольшую роль играют деформации, происходящие в затвердевшем бетоне,

причем основная доля приходится на те из них, которые связаны с растягивающими или изгибающими нагрузками, внутренними напряжениями при циклическом замораживании и оттаивании, воздействием внешней среды, коррозионными процессами. Развитие дефектов с течением времени существенно сказывается на напряженно-деформированном состоянии элементов конструкций. Предупредить все вышеперечисленные причины трещинообразования в бетоне или снизить степень их влияния на свойства материала можно применением дисперсно-армированных бетонов. Применение такого композита позволяет успешно решить ряд специализированных задач: усиление мостовых конструкций, взлетно-посадочных полос, промышленных бетонных полов, созданию солнцезащитных экранов, декоративных элементов и другие.

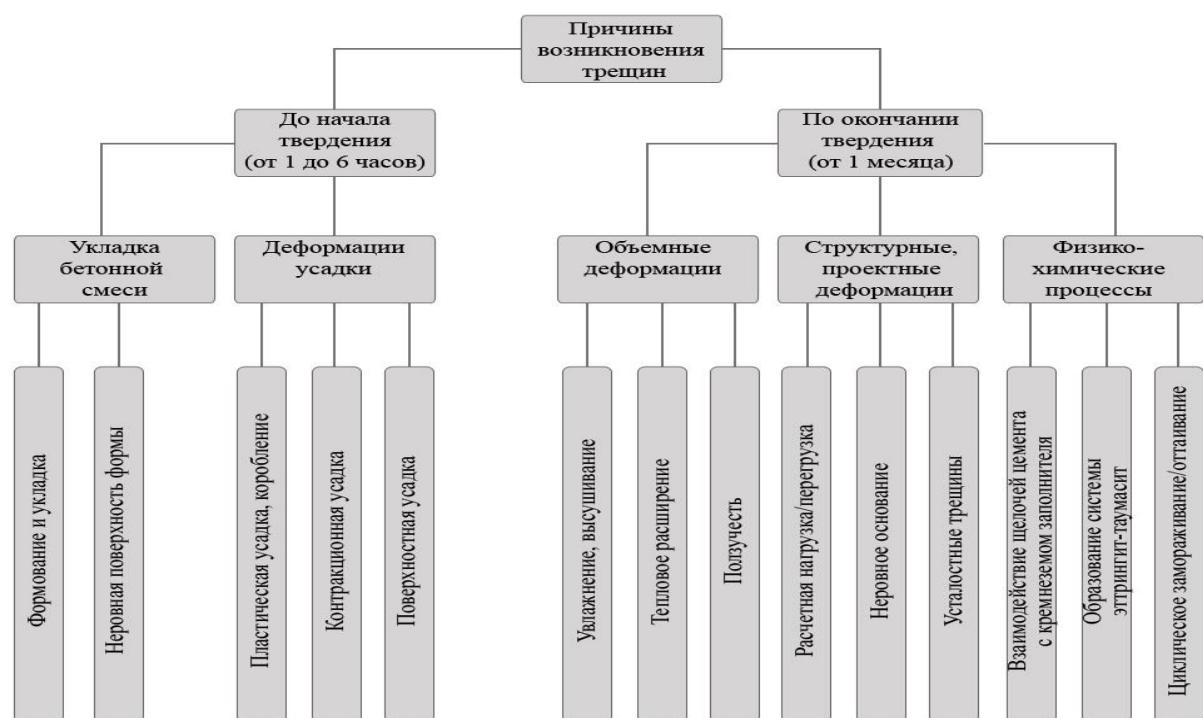


Рис. 3.1. Виды трещин и причины их возникновения

“Без фибры жизни нет” – такой девиз выбрали организаторы международного симпозиума “Дисперсное армирование в строительных конструкциях” (2006). Волокна далеко не новый вид строительного материала. Наиболее древние

жилища – землянки и хижины – возводились с использованием ивовых прутьев, а в жарких краях – например, из магнолии. Скат кровли покрывали травяной настилкой и засыпали землей слоем до 60 см. В Древнем Египте и на Востоке использовали саман – рубленую солому, чаще ржаную, запрессованную в глину. В Римской империи пользовались терракотовыми кирпичами и черепицей, а также шерстью животных, вводя ее в строительные растворы.

Первые попытки армирования бетона стальными волокнами осуществил француз Жан Луи Ламбо [109-111]. В 1855 г. он изготовил лодку длиной 3,5 м из цементного раствора, армированного несколькими слоями стальной тканой сетки. Позднее стали применять стеклофибробетон, состоящий из определенным образом ориентированного стеклянного волокна, стеклянных сеток или тканей, соединенных цементным раствором. Результаты исследования этого материала были опубликованы в работах Дж. Ромуальди (США) и братьев Бирюковичей (РФ): его плотность в 2 раза ниже, чем алюминия, и в 5 раз ниже, чем стали [32]. Из-за особенности свойств стеклофибробетон был использован при возведении ряда ответственных сооружений. Дисперсно-армированный бетон в мостостроении применялся в Берлинском парке (1988) для реконструкции пешеходного двухпролетного моста, а в одном из японских гольф-клубов (1992) – для сооружения вантового моста. В Лос-Анджелесе и Санта-Монике (США), в рамках программы повышения сейсмоустойчивости мостовых конструкций (1993), нашли применение защитные облицовки колонн с использованием матов на основе фибробетона [56-82].

На сегодняшней день существует несколько видов дисперсно-армированных бетонов, основным признаком классификации которых является физическая природа волокон (табл. 3.1).

Несмотря на многообразие применяемых в строительстве дисперсно-армированных бетонов, в вопросе предотвращения образования и снижения темпов развития трещин ведущая роль отводится смешанным видам волокон. Существует два научных подхода к данной проблеме.

Таблица 3.1.

Классификация дисперсно-армированных бетонов

Виды дисперсно-армированных бетонов	Международное название	Характеристика используемых волокон
Фибробетон с армированием натуральными волокнами	Natural Fiber Reinforced Concrete (NFRC)	Натуральные волокна: сизаль (лубяное волокно), кокос, бамбук, джут
Сталефибробетон	Steel Fibre Reinforced Concrete (SFRC)	Металлические волокна: из холоднотянутой проволоки или листовой стали, с анкерами в виде отгибов, зигзагообразной формы
Стеклофибробетон	Glass Fiber Reinforced Concrete (GFRC)	Стекловолокна: стекло E, стекло S
Фибробетон с армированием синтетическими волокнами	Polymer Fiber Reinforced Concrete (PFRC)	Синтетические волокна: полиэтилен, полиэстер
Фибробетон с армированием углеродными волокнами	Carbon Fiber Reinforced Concrete (CFRC)	Углеродные волокна: карбон, арамид (кевлар)
Фибробетон с армированием смешанными видами волокон	Multiscale-Scale Fiber-Reinforced Concrete (MSFRC)	Смешанные виды волокон разной длины

Первый заключается в применении фиброволокон одного вида, но разных размеров. Например, сочетание макро- и микрометаллической фибры различной длины и объемного содержания. Второе направление научных исследований – использование двух и более видов фибры, в частности, смесь

стальных и синтетических волокон.

Для справки, одни из первых сооружений в Европе, где применялся бетон, упрочненный металлической фиброй из холоднотянутой проволоки, находились в аэропорту Хитроу (Великобритания) [64-69].

Из такого бетона были изготовлены 65-миллиметровые панели для парковки автомобилей. Через 5 лет их эксплуатации проводилось обследование конструкций – никаких признаков трещинообразования на плитах не обнаружено. А первые патенты на бетонную смесь с добавками стальных волокон для промышленных бетонных полов были выданы во Франции уже в 1923 г.

Авторами работы [23] было проведено исследование особенностей механизма образования и развития трещин бетона, содержащего 2 % прямолинейных металлических волокон длиной 6 мм с диаметром 0,2 мм и 1 % металлических волокон с крючками на концах, длина которых 30 мм, а диаметр 0,3 мм. Результаты сопоставлялись с физико-механическими характеристиками бетона, содержащего 2 % короткой стальной фибры, а затем – бетона, содержащего 1 % длинной фибры с крючками на концах. В первой серии образцов (с короткими волокнами) прочность при изгибе составила 26 МПа. Вторая серия образцов (с длинными волокнами) характеризовалась пониженной прочностью при изгибе около 20 МПа, однако их пластичность была лучше. Образцы, изготовленные в комбинации с длинными и короткими стальными волокнами, имели самый высокий показатель прочности при изгибе, достигающий 42 МПа, со значительным увеличением пластичности. Показатели прочности бетона при сжатии во всех трех случаях были примерно одинаковые и составляли от 22 до 26 МПа.

Одновременное использование волокон разной длины способствует сокращению количества как микро-, так и макротрещин. Короткие волокна уменьшают количество микротрещин, позволяя избежать значительных дислокаций напряжений. Длинные же волокна, значительно поникающие удобоукладываемость бетонной смеси, необходимы для снижения числа дискретных микротрещин при высоких нагрузках. Причем важно, чтобы объем длинных волокон был меньше

по сравнению с объемом коротких. Фибра, содержащаяся в количестве менее 1 %, используется преимущественно для повышения трещиностойкости в плитах дорожных покрытий, подвергающихся истиранию поверхности и высоким темпам развития усадочных трещин. Присутствие волокон в объеме от 1 до 2 % повышает предел прочности, сопротивление развитию трещин, ударную прочность, что позволяет применять этот композит для торкрет-бетонирования. Высокое содержание фибры более 2 % предназначено для деформационного упрочнения, создания ультра прочного бетона (рис. 3.2 и рис. 3.3).

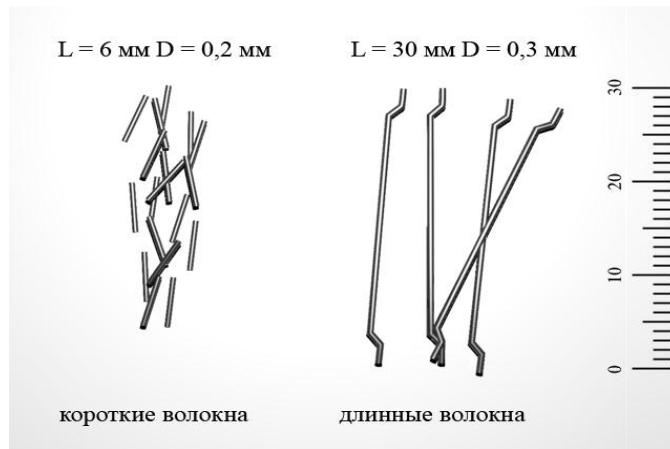


Рис. 3.2. Длинные и короткие металлические волокна

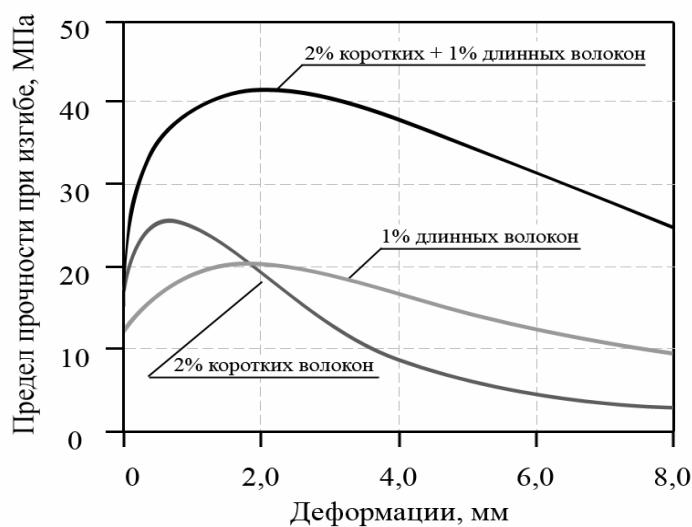


Рис. 3.3. Влияние длины волокон на прочность бетона при изгибе

Кроме того, направление и однородность распределения волокон в материале дополнительно повышают его эксплуатационную надежность. Бетон, в котором фибра распределена равномерно и выровнена в направлении основных воспринимаемых усилий, наилучшим образом сопротивляется воздействующей нагрузке. В идеале фиброволокна должны находиться в каждой секции структурных элементов, образующих бетон. Более того, они должны располагаться вдоль осей правильной решетки, на подобие треугольной (рис. 3.4). Продольные оси равны расстоянию S от каждой оси фиброволокна. Таким образом, комбинированное применение волокон разной длины предотвращает развитие процессов трещинообразования, вызванных растягивающими и изгибающими нагрузками.

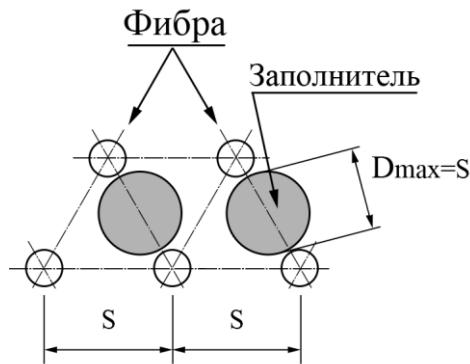


Рис. 3.4. Расположение частиц заполнителя между волокнами

Сама по себе фибра обладает высокой прочностью при растяжении и повышенным модулем упругости. Коэффициент теплового расширения у нее находится в тех же пределах, что и у цементного камня. Правда приходится констатировать, что фибра способна играть свою роль – приостанавливать развитие волоссяных трещин – лишь на расстоянии между отдельными волокнами не более 12 мм (максимальная крупность заполнителя, которую не следует превышать). Для бетона, армированного стальными волокнами различной длины характерна повышенная огнестойкость, низкая ползучесть, а также высокие деформативные характеристики. В целом дисперсное армирование от 1 до 3 % стальных волокон повышает прочность при сжатии до 40 % и прочность при изгибе до 150 %, резко увеличивает сопротивляемость

механическим и тепловым ударам, повышает износостойкость.

Как уже отмечалось, причиной трещинообразования, а следовательно, и снижения долговечности строительных конструкций является воздействие внешней среды. Вероятность образования трещин в результате изменения объема воды (льда) в процессе циклического замораживания – оттаивания бетонных сооружений очень высока. В неизолированных образцах обычно быстрее всего высыхают и деформируются от усадки наружные слои бетона, что приводит к возникновению напряжений от неравномерной усадки и связанных с ними дополнительных трещин в структуре материала. Поэтому гибридный бетон незаменим в конструкциях, подверженных воздействию переменного уровня морской воды высокой солености. В частности, в порту Монреяля (Канада) в октябре 1995 г. для повышения морозостойкости использовали бетон, содержащий синтетические и стальные волокна. Площадь восстановленных береговых сооружений составила 900 м².

Стоит заметить, что полипропиленовые волокна – наиболее популярный вид синтетических волокон, они химически инертны, гидрофобны и легки. Их использование в объеме менее 0,1 % понижает пластическую усадку в процессе трещинообразования, а следовательно, препятствует растрескиванию материала. Установлено [32, 43], что присутствие полипропиленовой фибры в бетонах и растворах устраняет образование усадочных трещин на раннем этапе на 60–90 % (при применении арматурной сетки – всего на 6 %).

Нами проведено исследование бетона, армированного полипропиленовыми и стальными волокнами (табл. 3.2.).

Таблица 3.2.

Характеристика волокон для армирования бетона

Вид используемых волокон	Диаметр волокон	Длина волокон	Объемное содержание волокон в бетонной смеси
Полипропиленовые	0,38 мм	25 мм	1,3 %
Металлические	0,88 мм	38 мм	0,7 %

Как показали результаты исследований, прочность при сжатии исследуемого вида бетона немного выше аналогичного показателя образцов без фибры и только с металлической фиброй, в том числе и на начальной стадии твердения в раннем возрасте 7 сут. Существенное отличие свойств наблюдается после проведения 300 циклов замораживания при температуре -18°C и оттаивания при $+18^{\circ}\text{C}$. На поверхности обычного бетона по окончании исследования появились крупные трещины длиной от 8 до 25 мм, в некоторых случаях даже откололись небольшие куски образцов. Тогда как армирование двумя видами волокон привело к тому, что поверхность бетонных кубиков со стороной 100 мм была покрыта сетью мелких неглубоких трещин, максимальной длиной 9 мм. Подсчитано наибольшее количество трещин: 37 из них соответствуют дефектам длиной 2–2,5 мм, 20 – 4,5–5 мм.

Данный вид, дисперсно-армированного бетона, обладает высокой долговечностью, в условиях пониженных температур, агрессивного воздействия водных растворов, благодаря тому, что на стадии структурообразования происходит перераспределение напряжений при пластической усадке от наиболее опасных зон на весь объем материала; а в процессе эксплуатации – замедление темпов роста трещин, снижение концентрации напряжений в области макродефектов, выравнивание и перераспределение напряжений в структуре бетона между его составляющими.

Причиной развития внутренних напряжений, способствующих появлению дефектов, подобных трещинам, может служить и кристаллизация в порах бетона солей, содержащихся в агрессивной среде. Эти процессы значительно ускоряются при попеременном погружении конструкций в раствор соли и высушивании, так как к химическим взаимодействиям агрессивной среды и цементного камня в бетоне добавляются физические процессы кристаллизации продуктов коррозии. Наиболее часто на практике встречается образование кристаллов гипса, когда происходит взаимодействие агрессивной сульфатсодержащей среды с раствором гидроксида кальция, находящегося в поровой жидкости бетона. Кристаллы гипса оседают на стенках пор и

капилляров, вызывая тем самым напряжения. Дополнительно они способны инициировать формирование моносульфатной формы гидросульфоалюмината кальция, а также образование этtringита, стимулируя еще более значительные напряжения.

Воздействие влаги в присутствии различных солей активизирует физико-химические взаимодействия фазовых составляющих материала. Такие условия интенсифицируют процессы внутреннего массообмена и способствуют миграции веществ в структуре бетона, что вызывает изменение состава поровой жидкости и уменьшение концентрации водорастворимых щелочей. Это приводит к увеличению концентрации мигрирующих веществ на отдельных участках. Существование таких активных участков обуславливает неравномерность развития напряжений в теле бетона и развитие крупных трещин, устьями которых являются активные участки. Процесс трещинообразования при этом характеризуется быстрым разрушением элементов конструкций.

В любом случае кристаллизация, создающая внутренние напряжения, в начале приводит к образованию микротрещин, затем внутри них происходит рост объема экспансивных фаз. В результате расклинивающего действия толщина этих трещин возрастает, увеличивается длина, происходит раскрытие трещин, приводящее к объединению их в макротрещины и, в конечном счете, к разрушению конструкции. В случае применения фибры рост микродефектов на начальном этапе может быть предотвращен или остановлен. В результате конструкция не распадается на куски, сохраняя свою целостность.

Таким образом, применение дисперсного армирования позволяет снижать концентрацию напряжений, предотвращать развитие встречных трещин и затруднять процесс трещинообразования. Выбирая типы смешанных волокон и корректируя соотношение объема этих волокон друг к другу и бетону, возможно направленно регулировать свойства материала, повышая его трещиностойкость, что в свою очередь обеспечивает качественное улучшение не только стойкости материала под нагрузкой, но и повышает коррозионную стойкость, обусловленную ростом внутренних напряжений, а также атмосферостойкость,

стойкость к переменному увлажнению – высушиванию, замораживанию – оттаиванию и другим циклическим процессам.

В работах [64-69] было предложено уравнение для определения сопротивления при сдвиге образца с трещиной за счет зацепления берегов трещин. Зацепления берегов трещин играет большую роль для определения несущей способности железобетонного элемента при действии поперечной силы. При взаимодействии берегов трещин во внутреннем армировании образца возникают дополнительные напряжения в направлении поперек трещины. Сопротивление сдвига в сечении с трещиной можно записать как

$$Q_u = A_s R_s \operatorname{tg} \alpha, \quad (3.1)$$

где $\operatorname{tg} \alpha$ - коэффициент трения между поверхностями трещины. Деля это уравнение на площадь плоскости среза, получим выражение для напряжения сдвига усиленных образцов было вычисленное с учетом вклада внешнего армирования ТПМ

$$\sigma_u = \rho R_s \operatorname{tg} \alpha. \quad (3.2)$$

Несущая способность при срезе усиленных образцов была определена по результатам эксперимента.

В усиленных образцах, листы ТПМ будут сопротивляться горизонтальному разделению образца (нормальное смещение или раскрытие трещин) и смещениям сдвига по плоскости среза. Волокна, ориентируемые перпендикулярно трещине будут работать как стальные хомуты. Однако вертикальные волокна (то есть параллельно трещине) будут действовать как ограничители деформаций для параллельных волокон, а также для предотвращения отслаивания листа ТПМ от поверхности бетона. Предложено эмпирическое уравнение, учитывающее вклад внешнего усиления в уравнении (3.2) при помощи регрессионного анализа. По результатам эксперимента напряжение сдвига для усиленных образцов может быть выражено следующим образом:

$$\tau_R = 0,88544 \left[\rho R_s \operatorname{tg} \alpha + \left(\frac{2t_f}{b} \right) + \left(\frac{w_f}{S_f} \right) R_{fu} \right] - 2,9802, \quad (3.3)$$

где $\rho = A_{sw} / A_{crc}$; $\operatorname{tg} \alpha = 1,4$; A_{sw} – площадь стальных хомутов; A_{crc} – площадь плоскости среза; R_s – прочность при растяжении стали; t_f - толщина листа ТПМ; b – ширина плоскости среза; $w_f/s_f = 1$ – ширина, интервала полосы; R_{fu} - предел прочности при растяжении листа ТПМ.

Применимость уравнения (3.3) ограничена кубиковой прочностью бетона в пределах 30 – 40 МПа. В табл. 3.3. приведено сравнение теоретических и экспериментальных данных испытанных образцов. Видно, что предложенное уравнение хорошо аппроксимирует экспериментальные значения (табл. 3.3. и рис.3.5) и позволяет с достаточной точностью определить несущую способность при срезе усиленных образцов ТПМ (рис. 3.5).

Таблица 3.3.

Сравнение результатов теоретических и экспериментальных исследований специальных образцов с ТПМ и без ТПМ

Образцы	A_{sv} (мм^2)	Напряжение сдвига σ_{uf}		$\frac{\sigma_{uf,exp}}{\sigma_{uf,the}}$
		теоретическое (МПа)	экспериментальное (МПа)	
P1	56,55	1,28	2,09	1,63
PF1	56,55	3,20	3,32	1,04
P2	113,09	2,56	3,30	1,28
PF2	113,09	4,34	4,10	0,95
P3	169,65	3,84	5,24	1,36
PF3	169,65	5,48	5,58	1,02

Вклад ТПМ в несущую способность уменьшается с увеличением процента внутреннего армирования стальными стержнями (хомутами). На начальных стадиях загружения внешнее усиление ТПМ предотвратило тангенциальное смещение в сечении с трещиной и её раскрытие, которые были меньше по сравнению с образцами без ТПМ для того же уровня нагрузки.

Однако в предельной стадии усиленные образцы показали большие значения нормальных и касательных смещений по сравнению с образцами без усиления ТПМ.

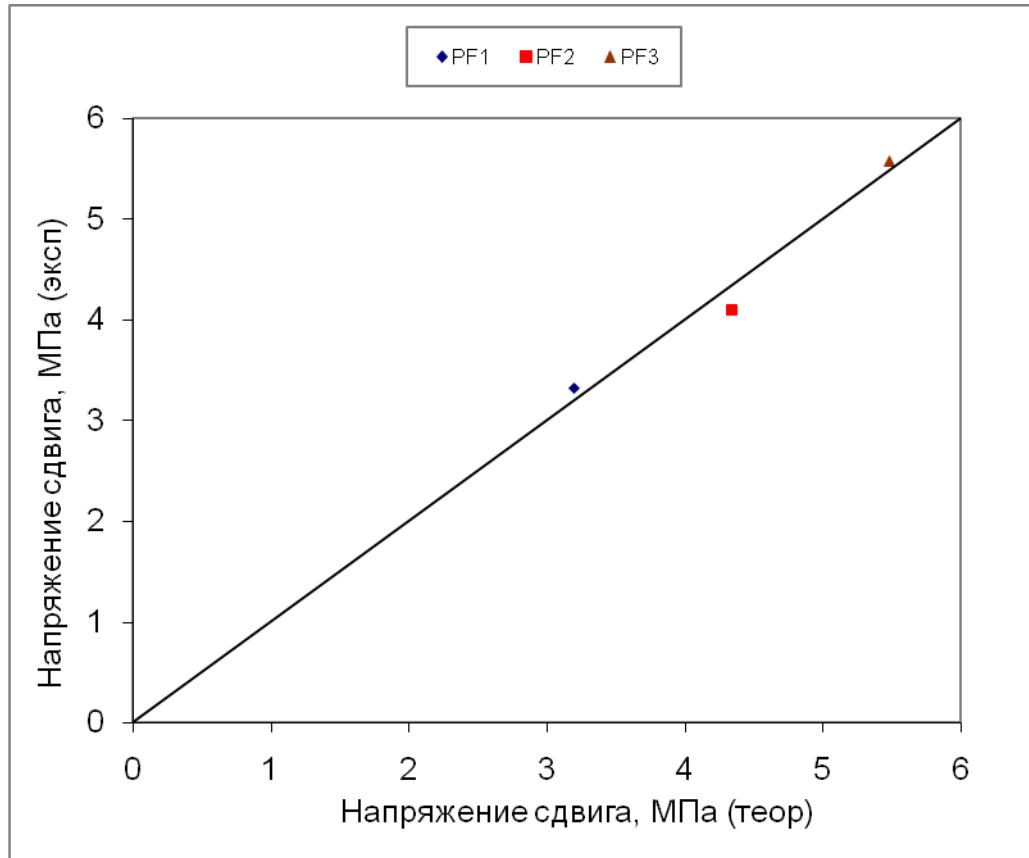


Рис. 3.5. Сопоставление теоретических и экспериментальных данных испытания образцов, усиленных ТПМ по (3.3)

Результаты показывают, что повышение напряжения сдвига усиленных образцов изменяется в пределах 7 %...54 % по сравнению с образцами без ТПМ (табл. 3.3.).

Жесткость усиленных образцов была больше чем не усиленных, что можно объяснить меньшими деформациями в стальных хомутах при одинаковом уровне нагрузки. Однако, эти же значения деформации в усиленных образцах резко возрастили при разрушающей нагрузке.

3.2 Нелинейный расчет железобетонной балки пролетного строения через реку Булунгур расположенного на линии Джизак - Самарканд с использованием нового программного комплекса ЛИРА 9.6.

С целью выявления трещинообразования при условии постепенного увеличения нагрузки и использования ТПМ для усиления эксплуатируемых на железнодорожном транспорте железобетонных пролетных строений, нами был выполнен расчет существующего железнодорожного моста под один путь через реку Булунгур, расположенного на правом четном пути 3688+047 км на линии Джизак – Самарканд. Мост был построен в 1968 году и эксплуатируется в настоящее время.

Мост трехпролетный, перекрыт железобетонными пролетными строениями расчетной длиной 12,8 м – крайние пролеты и 15,8 м – средний пролет. Расстояние между задними стенками устоев 49,70 м, между шкафными стенками устоев – 43,70 м. Мост расположен на прямой и на площадке.

Пролетные строения – ребристые двухблочные с ненапрягаемой рабочей стержневой арматурой. Каждый блок состоит из двух ребристых балок, общей плиты и тротуарных консолей. Полная длина крайних пролетных строений 13,5 м, среднего пролета – 16,5 м.

Тип мостового полотна – с ездой на балласте на железобетонных шпалах.

Опоры моста возведены в 1968 г. (фото 1, 2). Материал опор и подферменников – железобетон. Устои и промежуточные опоры – рамного типа на свайных фундаментах. Устои состоят из шкафных блоков, насадок и стоек прямоугольного сечения, объединенных внизу плитой ростверка свайного фундамента. Промежуточные опоры состоят из насадок и стоек, объединенных плитой ростверка свайного фундамента. По конструктивной схеме и геометрическим размерам опоры близки к типовым по проекту Гипротрансмоста, инв. №636. Опорные части металлические, тангенциальные.

Пролетные строения моста сборные, железобетонные, ребристые, двухблочные. Расчетная длина крайних пролетов 12,8 м, полная длина 13,5 м.

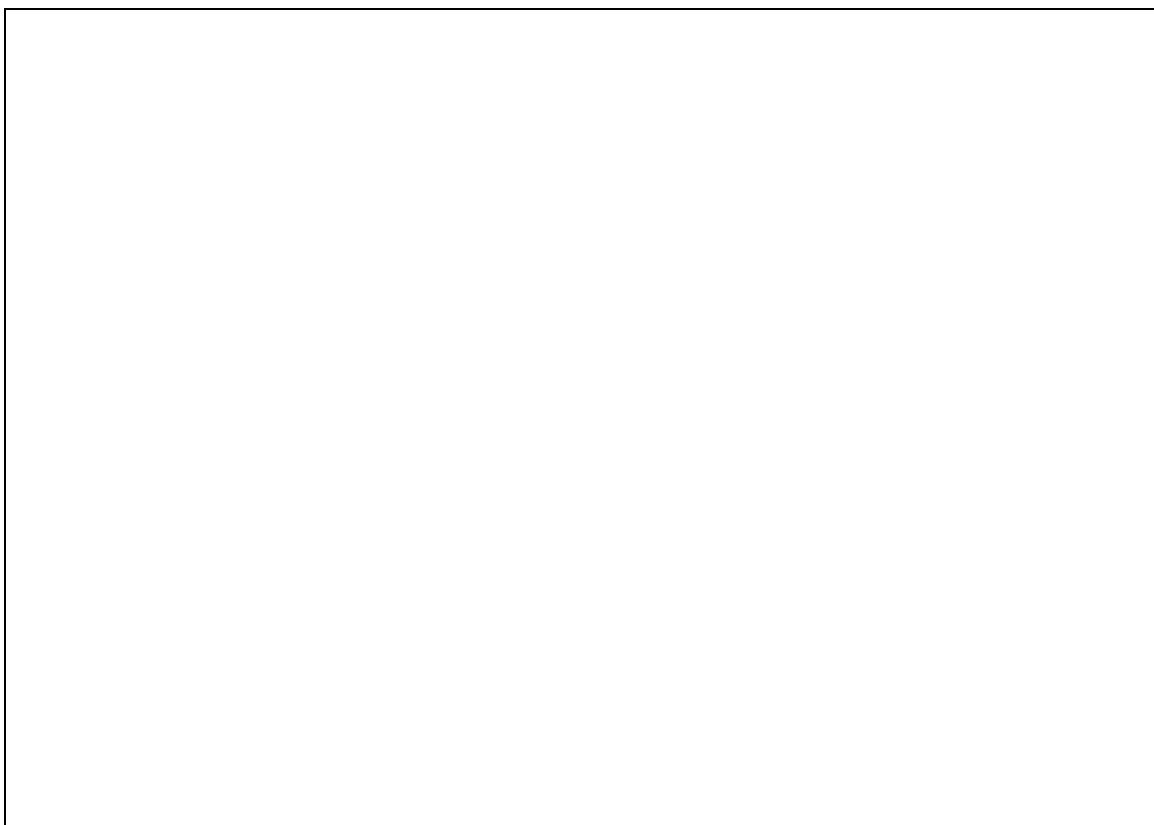


Фото 1.

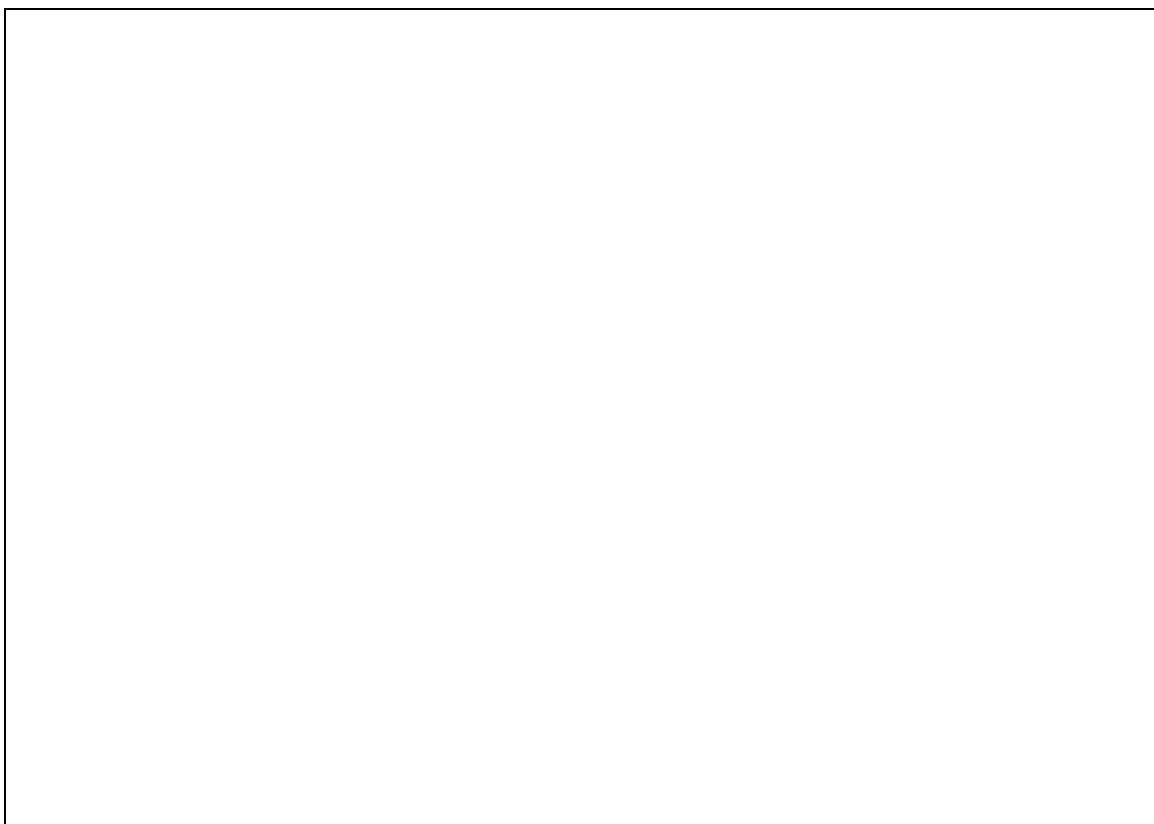


Фото 2.

Расчетная длина среднего пролета 15,8 м, полная длина 16,5 м. Пролетные строения изготовлены и установлены в 1968 г. под расчетную нагрузку С14.

Материал пролетных строений – железобетон.

Все пролетные строения изготовлены из обычного железобетона по типовому проекту Лентрансмостпроекта, инв. № 6503. Каждый блок состоит из двух ребристых балок, общей плиты и тротуарных консолей. Высота ребер крайних пролетных строений ($l_p=12,8$ м) – 125 см, среднего пролета ($l_p=15,8$ м) – 145 см. Ширина ребер понизу 27 см, толщина ребер переменная – 12, 19 и 27 см. Расстояние в свету между ребрами - 66 см, между наружными гранями ребер - 280 см. Толщина плиты балластного корыта 15 см. Высота пролетных строений на опоре 155 см – для крайних пролетов и 175 см. – для среднего пролета. Вылет внешней удлиненной консоли с тротуаром - 105 см, внутренней консоли – 18 см.

Общий вид и сечения пролетного строения №2 снизу показан на фото 1.

При обследовании установлено:

- фактический класс бетона пролетных строений В25 (М250);
- ребра балок армированы ненапрягаемой арматурой из стержней периодического профиля Ø32 АШ, хомуты из стержней Ø8 А-I установлены с шагом 200 мм.

В пролетном строении №2 обнаружены следующие повреждения:

- пролетное строение № 2: в левой балке в обоих ребрах имеются наклонные трещины шириной до 0,3 мм, расположенные в нижнем поясе ребра симметричны относительно середины пролета близко к центру. В крайних ребрах балок имеются сколы бетона с оголением арматуры, на поверхности балок - следы потеков и выщелачивания раствора. В результате длительного увлажнения защитный слой бетона местами отслоился, арматура оголена и корродирована (фото 3,4). В левой балке 2 водоотводные трубы срезаны, в правой балке – 3 трубы повреждены (фото 5);

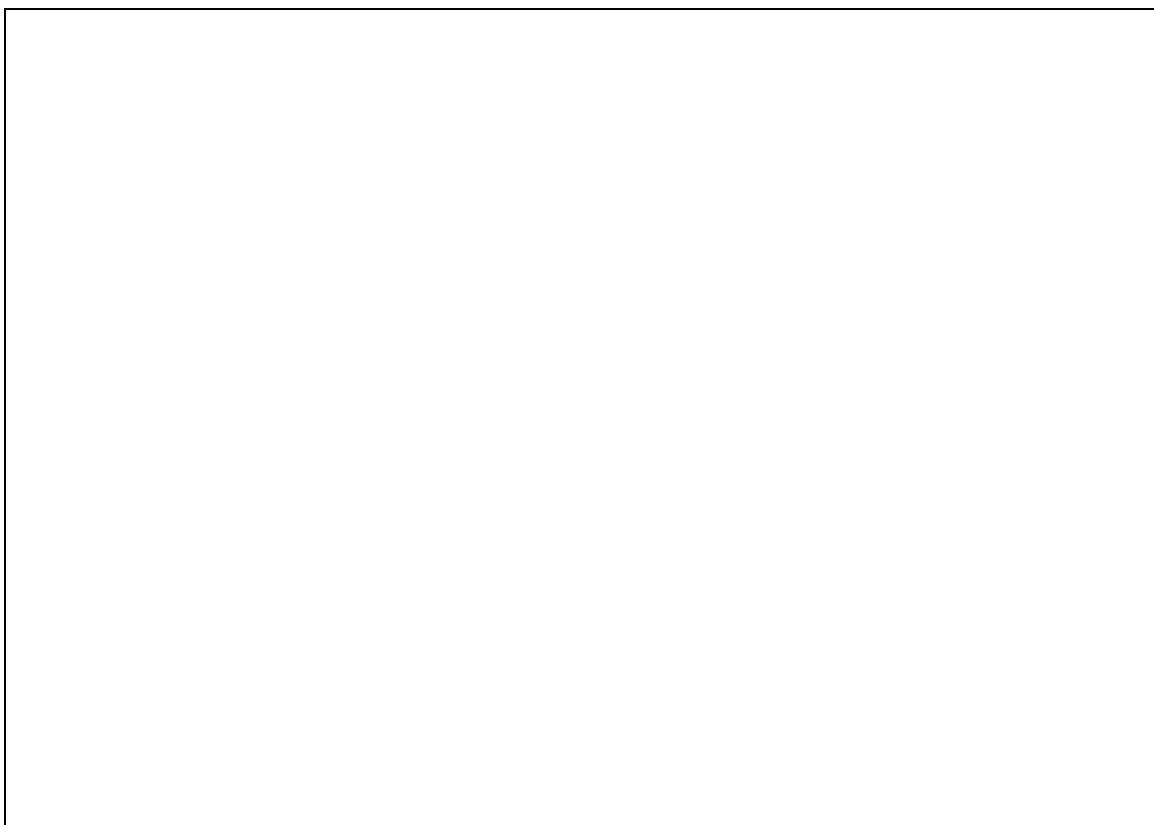


Фото 3.

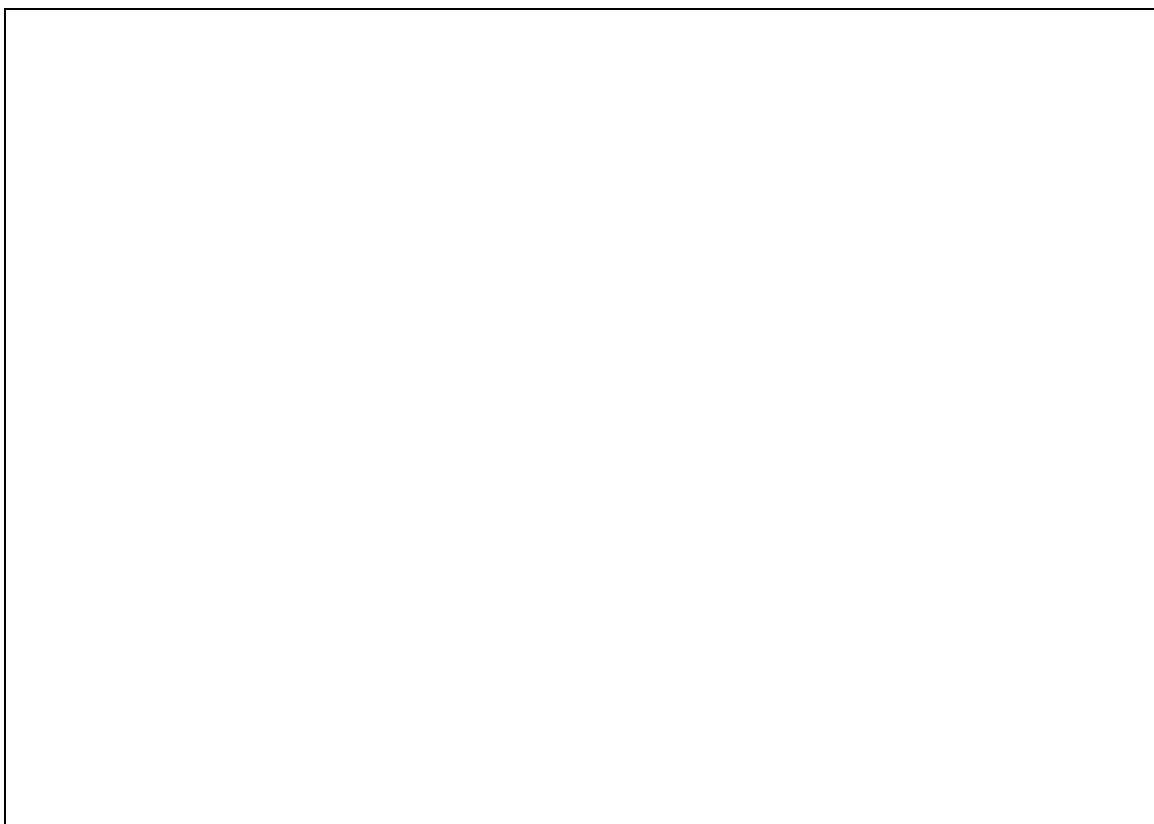


Фото 4.



Фото 5.

На всех пролетных строениях тротуары засыпаны балластным слоем, для поддержания которого вдоль тротуарных консолей установлены металлические листы высотой 30 – 35 см.

Одним из применимых теорий трещинообразования при эксплуатации железобетонных сооружений, является упрощение в расчетах на прочность обще принятые по существующим строительным нормам. Одной из таких гипотез является гипотеза о линейно упругой работе бетона и арматуры. Такие гипотезы были приняты для разработки инженерных методов расчета, в основном основанных на ручном расчете. Как показывают результаты многочисленных лабораторных и натурных испытаний, материалы входящие в состав железобетона имеют в реальности нелинейных график зависимости между напряжениями и деформациями.

В ПК Лира 9.4 , 9.6. разработана методика расчета, основанная на учете физической нелинейности материалов железобетона.

Проверочный расчет пролетного строения №2 ($l_p = 15.8$ м) выполняется с учетом физической нелинейности материалов железобетона [20, 24 ,27].

Зависимости между напряжениями и деформациями для бетона и арматуры приняты нелинейными. Они приведены на рис. 3.6. , а для арматуры на рис. 3.7. В расчетах учитывается работа бетона на растяжение.

Общий вид и расчетная схема показаны на рис. 3.8. Расчетная модель составлена из пластинчатых и стержневых пространственных конечных элементов.

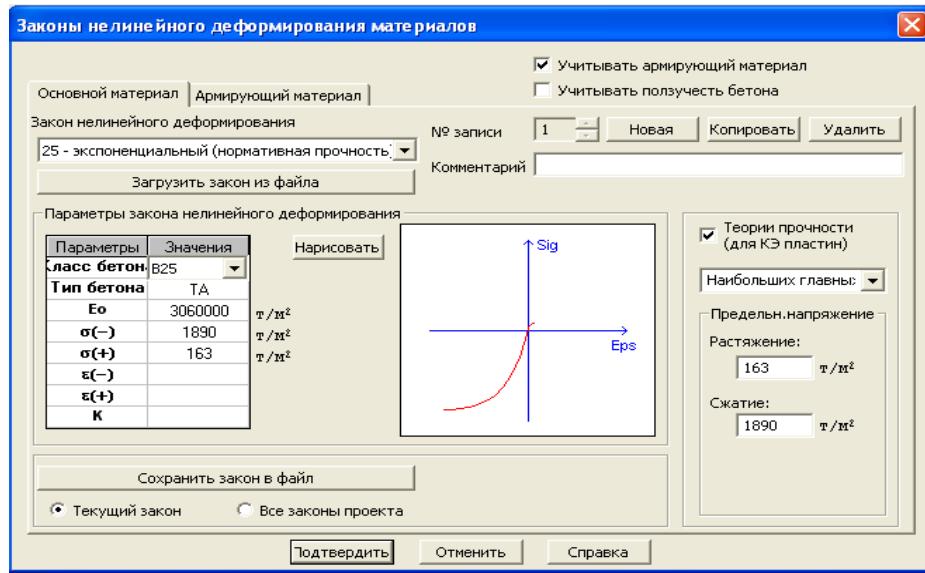


Рис. 3.6. Зависимости между напряжениями и деформациями для бетона

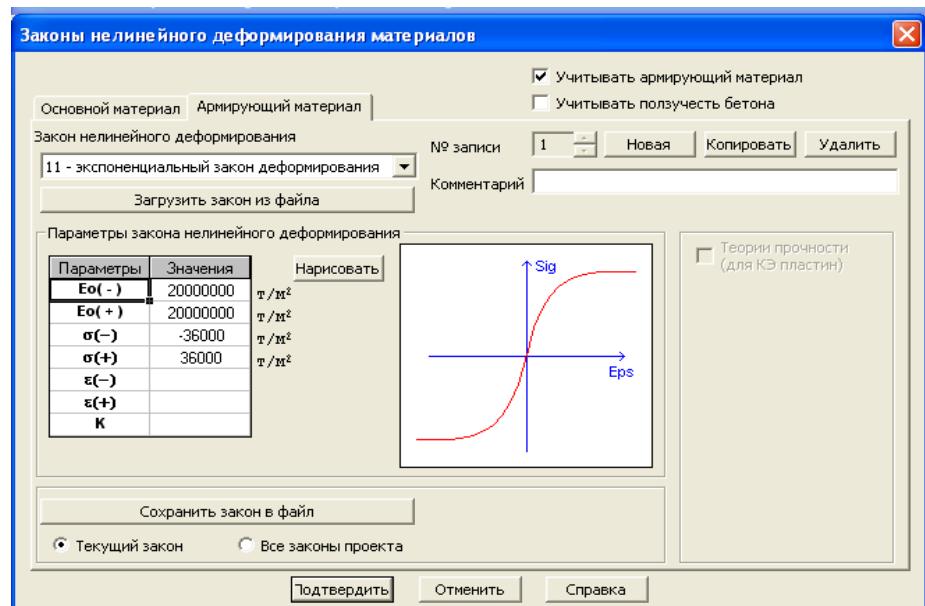


Рис. 3.7. Зависимости между напряжениями и деформациями для арматуры

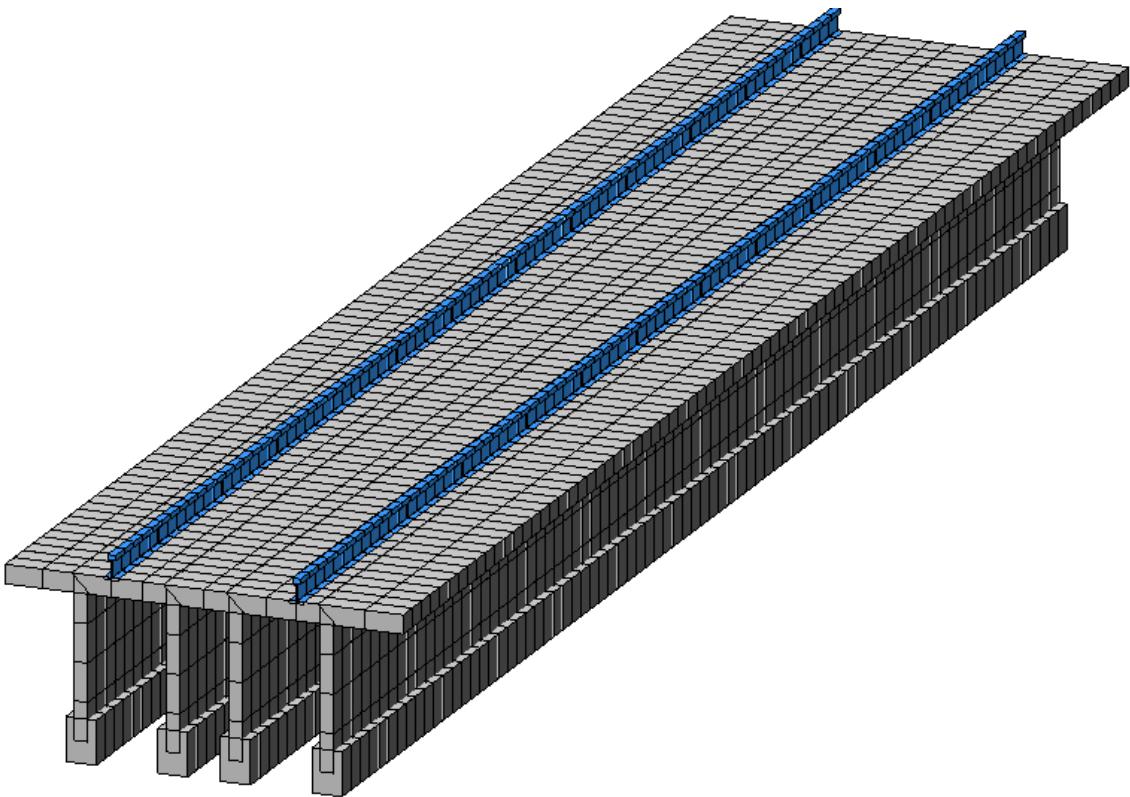


Рис. 3.8 Общий вид. Расчетная схема

Шаговый нелинейный процессор. Шаговый нелинейный процессор предназначен для решения физически и геометрически нелинейных, а также контактных задач.

В линейных задачах существует прямая пропорциональность между нагрузками и перемещениями вследствие малости перемещений, а также между напряжениями (усилиями) и деформациями вследствие линейного закона Гука. Поэтому для линейных задач справедлив принцип суперпозиции и независимости действия сил[33, 34].

В физически нелинейных задачах отсутствует прямая пропорциональность между напряжениями и деформациями. Материал конструкции подчиняется нелинейному закону деформирования. Закон деформирования может быть и несимметричным – с различными пределами сопротивления растяжению и сжатию.

Для решения таких задач шаговый нелинейный процессор организует процесс пошагового нагружения конструкции и обеспечивает решение линеаризованной системы уравнений на каждом шаге для текущего приращения вектора узловых нагрузок, сформированного для конкретного

нагружения.

Шаговый нелинейный процессор позволяет получить напряженно-деформированное состояние для мономатериальных и для биматериальных, в частности, железобетонных конструкций.

Моделирование физической нелинейности производится с помощью конечных элементов, оперирующих библиотекой законов деформирования материалов.

Сечение конечного элемента в точках интегрирования дробится на ряд элементарных подобластей, в центрах которых определяются новые значения жесткостных характеристик в соответствии с заданной диаграммой деформирования. На каждом шаге решается линеаризованная задача с формированием векторов перемещений, усилий (напряжений) и новых жесткостей по касательному модулю деформации для следующего шага.

Моделирование процесса нагружения. Решая физически нелинейные задачи шаговым методом, который часто идентифицируют как метод последовательных нагрузений, по сути, можно организовать моделирование процесса нагружения. Действительно в этом случае нагрузка прикладывается частями, а на каждом шаге изменяются жесткостные характеристики системы. С позиций инженеров, проектирующих строительные конструкции, наибольший интерес вызывает учет физической нелинейности при расчете железобетонных конструкций, с другой стороны, нелинейная зависимость между напряжениями и перемещениями проявляется уже на ранних стадиях нагружения.

Широко известен факт, что для изгибающихся плит и балок прогиб при эксплуатационной нагрузке в 3-4 раза превышает полученный из линейно упругого расчета.

С целью сравнения вертикальных перемещений полученных в результате линейного расчета (рис.3.9.) и расчета с учетом физической нелинейности (рис.3.10.) был выполнен расчет выше описанного пролетного строения на эксплуатационную нагрузку по двум теориям.



Загружение 1 суммарные нагрузки
Изополя перемещений по Z(G)
Единицы измерения - мм

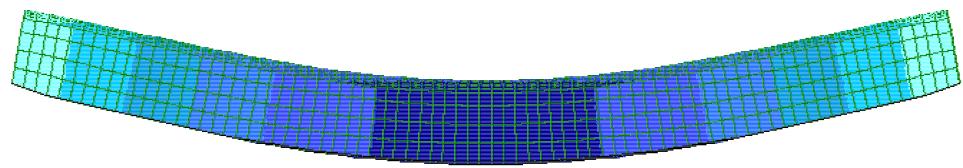


Рис.3.9. Линейный расчет. Вертикальные перемещения от суммарных нагрузок



Нелинейное загружение 1
Изополя перемещений по Z(G)
Единицы измерения - мм

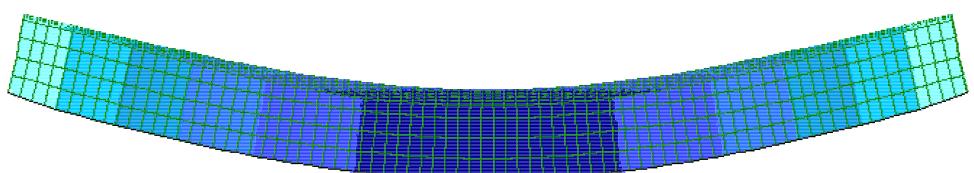


Рис. 3.10. Нелинейный расчет. Вертикальные перемещения от суммарных нагрузок

Максимальная величина вертикальных перемещений при расчете по линейной теории равна 7,65 мм, а при расчете по нелинейной теории – 19 мм.

Сравнение этих результатов показывает, что при одинаковых исходных данных величина перемещений при нелинейном расчете в 2,48 раз больше, чем при линейном. Достоверность полученных результатов подтверждается в сравнении похожих расчетов выполненных для защемленной по концам балки, результаты которых приведены в [29], п. 4.13

Учитывая, что нелинейный расчет более точно отражает реальную работу конструкции ниже приводятся результаты расчета. Решая физически нелинейную задачу шаговым методом, в процессе выполнения расчета организовано пошаговое моделирование нагружения.

Протокол решения задачи, анализ напряженно-деформированного состояния пролетного строения при нелинейном расчете, а также картина разрушения при пошаговом нагружении приведены в приложении 1. Полученные результаты позволяют определить места концентрации трещин и величины нагрузений при которых они образуются. Таким образом, определяется направление расположения ТПМ для обеспечения усиления пролетного строения для дальнейшей эксплуатации.

3.2. Практические предложения по применению ТПМ для усиления и совершенствованию методов расчета усиленных балок пролетного строения мостов

Накопление дефектов в железобетонных конструкциях, приводящее к снижению их несущей способности - серьезная проблема, связанная с увеличением сроков и ухудшением условий их эксплуатации, неудовлетворительным проектированием, коррозией арматуры в бетоне, трещинообразованием. Большинство существующих конструкций давно превысило сроки службы, а при реконструкции сооружений они предназначены нести нагрузки значительно превышающие первоначальные расчетные. При

этом имеется два варианта решения проблемы – (а) полная замена конструкции, что связано с большой трудоемкостью и затратами; (б) её реабилитация (то есть её усиление, ремонт или восстановление), что является более реальным, позволяя при восстановлении конструкций увеличить также и её грузоподъемность. В связи с этим конструктивные системы должны непрерывно диагностироваться во время эксплуатации и при необходимости быть усилены при помощи доступных средств.

К настоящему времени в отечественной и зарубежной практике накоплено множество различных способов и конструктивных приемов усиления, выбор которых обусловливается рядом конкретных требований. Обычно выделяют три наиболее важных фактора, влияющих на выбор проекта реконструкции: сроки производства работ по усилению; минимум трудозатрат при изготовлении и монтаже усиливающих элементов; надежность и долговечность усиленной конструкции.

Традиционные способы усиления с использованием металлических профилей, стержней и стальных листов недостаточно эффективны, так как эти элементы легко подвергаются коррозии. Наряду с наращиванием сечений путем использования железобетонных рубашек этот способ весьма трудоемок и связан с рядом технических трудностей. Однако, использование этих традиционных способов усиления вызывает несколько проблем: внешнее усиление увеличивает собственный вес конструкции; стальные листы не защищены бетоном и легко подвергаются коррозии; необходимо специальное оборудование для установки тяжелых стальных листов; ограничивается их длина (6...10 м) из-за собственного веса, необходимыстыковые соединения; трудно изготавливать стальные листы для сложных сечений неправильной формы; при загружении конструкций может произойти отделение стальных листов от бетонных поверхностей; установка стальных листов очень трудоёмка. Для преодоления этих недостатков в последние годы используется альтернативный метод усиления полимерными волокнистыми материалами (ПВМ), которые отличаются от традиционных легкостью, повышенной

прочностью, стойкостью к коррозии и низкой трудоемкостью применения, способностью легко закрепляться на конструкциях с различной геометрией поверхности и сечений, сокращением сроков ремонта, низким продольным и поперечным коэффициентами теплового расширения, низкой чувствительностью к усталостным нагрузкам, хорошим химическим сопротивлением.

Внешне усиление композициями из ТПМ используется для увеличения несущей способности нормальных и наклонных сечений железобетонных конструкций, дополнительно обеспечивая их герметизацию и упругие свойства.

В отличие от обычных металлических элементов усиления, эксплуатационные расходы при использовании ТПМ существенно уменьшаются. Вместе с тем стоимость листов ТПМ сравнима со стоимостью стальных пластин при той же несущей способности, однако стоимость установки, транспортировки и обработки листов ТПМ, а также их расход при эксплуатации намного ниже, чем металлических элементов усиления [78-83].

Смолы полимерных соединений могут быть разделены на две категории: термоактивные и термопластичные смолы. Термоактивная смола характеризуется способностью изменяться в неплавкий и нерастворимый материал при изготовлении на высоких температурах. Термопластичная смола характеризуется способностью неоднократно твердеть и размягчаться при изменении соответствующей температуры. Самые обычные термоактивные смолы, используемые в соединениях это эпоксидная смола, полиэстер и винилэстер. Они являются изотропными материалами и позволяют перераспределение нагрузки между волокнами. Матрица смолы формирует защитный барьер между волокнами и окружающей средой и предотвращает окисление, коррозию от влажности и химикатов. Эпоксидные смолы представляют важный класс термоактивных пластиков. Они используются наиболее широко и приняты как конструктивные пластики.

ТПМ поставляются в форме рулонного листа толщиной 0,09 мм, шириной 600 мм и длиной 5 м с ориентацией волокон в координатах x и y под углом 0/90 градуса. Значения предела прочности (3,80 МПа) и модуля упругости (230,0

МПа) листа ТПМ были определены испытанием образцов при растяжении. Листы ТПМ помещались на поверхность бетона, покрытой эпоксидной смолой, прикатывались роликом и покрывались заключительным слоем эпоксидной смолы.

Применение внешнего усиления полосами ТПМ предотвращает распространения и раскрытие предварительно созданных трещин во время первичного нагружения балок.

Из результатов испытаний видно, что ортотропная полоса усиления предотвращает их отрыв от поверхности бетона и существенно увеличивает прочность балок на срез. Двунаправленные листы ТПМ имеют хорошее сцепление с поверхностью бетона из-за присутствия горизонтальных волокон, которые предотвращают нарушения сцепления. Использование армирующего материала в виде полос, позволяет уменьшать стоимость и расход ТПМ.

Эффективность сцепления ТПМ с бетоном зависит от тщательности подготовки поверхности бетона, выбора пропорций эпоксидной смолы и наклейки полос волокна.

Результаты исследование показывают, что использование полос ТПМ дает такое же повышение несущей способности, как и при непрерывном обертывании, листами при сравнительно меньшем расходе материала усиления. Выявлено, что двунаправленные полосы ТПМ различной ориентации более технологичны, надежны, экономичны, менее трудоемки, чем однона правленные и могут быть рекомендованы для использования при восстановлении или реабилитации железобетонных балок.

Интервал полос ТПМ должен быть меньше суммарной ширины полосы плюс одна четверть рабочей высоты сечения. Рекомендуется использовать полосу ТПМ шириной не менее 80 мм для повышения несущей способности балок при сдвиге.

Интервал полос ТПМ также влияет на несущую способность при срезе усиленных образцов с повреждениями и без них. С увеличением интервала полос уменьшается несущая способность балки при срезе.

В образцах с наклонной ориентацией ТПМ $45/135^\circ$ (L-полосы) наблюдалось меньшее трещинообразование и рост трещин, чем в образцах с ориентацией ТПМ $0/90^\circ$ (U-полосы) к продольной оси. Несущая способность образцов с ориентацией $45/135^\circ$ ТПМ была выше, чем образцов с ориентацией ТПМ $0/90^\circ$ к продольной оси. Эти результаты указывают, что ориентация полос ТПМ влияет не только на тип разрушения образца, но и на его несущую способность при срезе. Результаты также показали, что деформативность полос ТПМ в балках ниже предельной деформативности бетона.

Результаты показывают, что процент продольного армирования, количество и шаг стальных хомутов, и ориентация полос ТПМ и отношение пролета среза к рабочей высоте влияют на эффективность усиленных железобетонных балок.

Результаты показывают, что увеличение количества внутреннего (стальных хомутов) и внешнего (полосы ТПМ) армирования не столько пропорционально увеличивает несущую способность балок при срезе, а сколько изменяет вид их разрушения со сдвигового механизма на изгибный (с разрывом полос усиления) из-за наличия большого количества арматуры среза.

Результаты показывают, что смещение при сдвиге усиленных образцов на начальных стадиях загружения значительно меньше, чем у образцов без ТПМ.

Вклад ТПМ в несущую способность уменьшается с увеличением процента внутреннего армирования стальными стержнями (хомутами). На начальных стадиях загружения внешнее усиление ТПМ предотвратило тангенциальное смещение в сечении с трещиной и её раскрытие, которые были меньше по сравнению с образцами без ТПМ для того же уровня нагрузки. Однако в предельной стадии усиленные образцы показали большие значения нормальных и касательных смещений по сравнению с образцами без усиления ТПМ.

На основе экспериментальных и теоретических исследований усиленных железобетонных балок ПВМ были сделаны следующие выводы. Экспериментальные результаты показывают, что армирование железобетонных балок прямоугольного сечения с внешне приклеенными двунаправленными

полосами ТПМ значительно увеличивает несущую способность среза балок в пределах от 11...139%.

Процент продольного армирования, интервал стальных хомутов, ориентация полос ТПМ, количества и интервал полос ТПМ и отношение пролета среза к рабочей высоте сильно влияют на эффективность усиления железобетонных балок.

Это исследование подтверждает, что вклад двунаправленной полосы ПВМ в несущую способность зоны среза железобетонных балок больше при отсутствии внутреннего армирования зоны среза. Это показывает, что внешние полосы ПВМ действуют как армирования зоны среза, подобное внутренним стальным хомутам.

Двунаправленные полосы ТПМ не только увеличивают несущую способность среза предрасколотых/восстановленных или первоначально усиленных образцов, но также и предотвращают отслоения полосы ТПМ от поверхности бетона. Например, с ориентацией 0/90 градуса, горизонтальное волокно (то есть 0 градусов) действует как ограничитель для предотвращения отслоения полосы ТПМ от поверхности бетона.

Применение внешней полосы армирования полосами ТПМ зоны среза предотвращает распространения и расширения рано развитых предварительных трещин в течение предраскальывающейся стадии предрасколотых восстановленных балок [85-98].

Эффективность ПВМ может быть достигнута, тщательно готовя поверхность, выбирая эпоксидную смолу и помещая полосы волокна или листы. Также показано, что нарушение соединения полосы ТПМ можно предотвратить, соединяя полосы армирования ТПМ к поверхности бетона связывающим материалом.

Это исследование демонстрирует, что предложенный подход полосы ТПМ имеет лучшее повышение несущей способности, подобное непрерывной системе обертывания. Но количество ТПМ, используемого в подходе полосы сравнительно меньше, чем непрерывная система обертывания.

Исследование показывает, что двунаправленная техника полосы ТПМ более практична, экономична для уменьшения расходов материала и стоимости, а также надежна при восстановлении железобетонных балок.

В модели /1/ была предложена для вычисления вклада наружного усиления из ПВМ в несущую способность элемента при срезе. В ней внешнее усиление рассматривалось по аналогии с внутренним стальным армированием. Доля ПВМ в сопротивлении железобетонной балки поперечной силе может быть вычислена по формуле:

Зависимость (6) учитывает всех видов разрушения, а для разрыва полос ТПМ соответствует $\rho_f E_f < 0,7$ ГПа. Если листы ТПМ обернуты или приклеены к сторонам балки, то её работа определяется качеством сцепления листа с поверхностью бетона. Такое разрушение элементов, усиленных полосами ТПМ встречается довольно часто. Поэтому второй коэффициент снижения зависит от прочности сцепления ТПМ с бетоном, который соответствует $t_f E_f = 20...90$ ГПа. На нарушение сцепления листа с бетоном влияет жесткость ПВМ, прочность бетона, рабочая высота полосы ПВМ и форма поверхности, на которой фиксируются полосы ТПМ. Во время образования наклонных трещин высокопрочные листы ТПМ объединяют берега трещины. Развивающееся усилие растяжения передается на бетон вследствии сцепления полос ТПМ с его шероховатой поверхностью. Разрыв или отслаивание листа ТПМ от поверхности бетона является критическим для элемента.

Несущая способность при срезе прямоугольных балок была теоретически вычислена моделями Triantafillou (1998) [64-66], Khalifa (2002) [67-69] и ACI 440 форматов (2003) [48-55]. Несущая способность балок при срезе, усиленных ТПМ была определена, добавляя поперечную силу, принимаемую бетоном Q_c , внутренним стальным хомутом Q_s , и листами ТПМ Q_f . Вклад в несущую способность внешнего усиления ТПМ был вычислен моделями Triantafillou (1998), Khalifa (2002) и ACI 440 форматов (2003).

3.3. Выводы по главе III

Видно, что предложенное уравнение хорошо аппроксимирует экспериментальные значения (табл. 2 и рис.4) и позволяет с достаточной точностью определить несущую способность при срезе усиленных образцов ТПМ. Вклад ТПМ в несущую способность уменьшается с увеличением процента внутреннего армирования стальными стержнями (хомутами). Результаты показывают, что повышение напряжения сдвига усиленных образцов изменяется в пределах 7 %...54 % по сравнению с образцами без ТПМ. Жесткость усиленных образцов была больше чем не усиленных, что можно объяснить меньшими деформациями в стальных хомутах при одинаковом уровне нагрузки. Однако, эти же значения деформации в усиленных образцах резко возрастили при разрушающей нагрузке.

Применение внешнего усиления полосами ТПМ предотвращает распространения и раскрытие предварительно созданных трещин во время первичного нагружения балок.

Эффективность сцепления ТПМ с бетоном зависит от тщательности подготовки поверхности бетона, выбора пропорций эпоксидной смолы и наклейки полос волокна.

Результаты исследования показывают, что использование полос ТПМ дает такое же повышение несущей способности, как и при непрерывном обертывании, листами при сравнительно меньшем расходе материала усиления. Выявлено, что двунаправленные полосы ТПМ различной ориентации более технологичны, надежны, экономичны, менее трудоемки, чем однонаправленные и могут быть рекомендованы для использования при восстановлении или реабилитации железобетонных балок.

Интервал полос ТПМ также влияет на несущую способность при срезе усиленных образцов с повреждениями и без них. С увеличением интервала полос уменьшается несущая способность балки при срезе.

В образцах с наклонной ориентацией ТПМ 45/135° (L-полосы)

наблюдалось меньшее трещинообразование и рост трещин, чем в образцах с ориентацией ТПМ 0/90° (U-полосы) к продольной оси. Несущая способность образцов с ориентацией 45/135° ТПМ была выше, чем образцов с ориентацией ТПМ 0/90° к продольной оси. Эти результаты указывают, что ориентация полос ТПМ влияет не только на тип разрушения образца, но и на его несущую способность при срезе. Результаты также показали, что деформативность полос ТПМ в балках ниже предельной деформативности бетона.

Результаты показывают, что увеличение количества внутреннего (стальных хомутов) и внешнего (полосы ТПМ) армирования не столько пропорционально увеличивает несущую способность балок при срезе, сколько изменяет вид их разрушения со сдвигового механизма на изгибный (с разрывом полос усиления) из-за наличия большого количества арматуры среза.

Результаты нелинейного расчета железобетонной балки пролетного строения моста с использованием нового программного комплекса ЛИРА 9.6 позволяют определить места концентрации трещин и величины напряжений, при которых они образуются, и тем самым уточнить схемы наклейки полосы ТПМ при усилении балок пролетного строения моста для дальнейшей эксплуатации.

Общие выводы по диссертации

1. Анализ отечественного и, главным образом, зарубежного опыта указывает на явную целесообразность и экономическую эффективность применения композитных полимерных материалов при усилении несущих конструкций. Технология имеет все шансы занять ведущее место на нашем рынке и потеснить традиционные методы усиления.

2. Методология обеспечила детали экспериментального исследования, выполненного для достижения цели и задачи исследования, как заявлено в главе I. Были представлены детали изготовления и методика усиления полосами ТПМ. Схема расположения внутренних датчиков на стальных стержнях и полосах ТПМ, расположение реперов на поверхности бетона для

каждого образца была описана подробно.

3. Результаты нелинейного расчета железобетонной балки пролетного строения моста с использованием нового программного комплекса ЛИРА 9.6 позволяют определить места концентрации трещин и величины напряжений, при которых они образуются, и тем самым уточнить схемы наклейки полосы ТПМ при усилении балок пролетного строения моста для дальнейшей эксплуатации.

4. Результаты показывают, что смещение при сдвиге усиленных образцов на начальных стадиях загружения значительно меньше, чем у образцов без ТПМ.

5. Жесткость железобетонных образцов с большой начальной шириной раскрытия трещин была меньше, чем образцов с меньшей начальной шириной раскрытия трещин. В образцах наблюдалось уменьшение вклада напряжения сдвига, обеспеченных внешним усилением ТПМ при увеличении процента внутреннего армирования поперек предрасколотой плоскости среза. Наблюдалось, что на начальных стадиях загружения касательное смещение сдвига и ширина раскрытия трещин усиленных образцов ТПМ были меньше, чем образцов без ТПМ.

6. Видно, что предложенное уравнение хорошо аппроксимирует экспериментальные значения (табл. 2 и рис.4) и позволяет с достаточной точностью определить несущую способность при срезе усиленных образцов ТПМ. Вклад ТПМ в несущую способность уменьшается с увеличением процента внутреннего армирования стальными стержнями (хомутами). Результаты показывают, что повышение напряжения сдвига усиленных образцов изменяется в пределах 7 %...54 % по сравнению с образцами без ТПМ. Жесткость усиленных образцов была больше чем не усиленных, что можно объяснить меньшими деформациями в стальных хомутах при одинаковом уровне нагрузки. Однако, эти же значения деформации в усиленных образцах резко возрастили при разрушающей нагрузке.

7. Применение внешнего усиления полосами ТПМ предотвращает распространения и раскрытие предварительно созданных трещин во время

первичного нагружения балок.

8. Эффективность сцепления ТПМ с бетоном зависит от тщательности подготовки поверхности бетона, выбора пропорций эпоксидной смолы и наклейки полос волокна.

9. Результаты исследования показывают, что использование полос ТПМ дает такое же повышение несущей способности, как и при непрерывном обертывании, листами при сравнительно меньшем расходе материала усиления. Выявлено, что двунаправленные полосы ТПМ различной ориентации более технологичны, надежны, экономичны, менее трудоемки, чем однонаправленные и могут быть рекомендованы для использования при восстановлении или реабилитации железобетонных балок.

10. Интервал полос ТПМ также влияет на несущую способность при срезе усиленных образцов с повреждениями и без них. С увеличением интервала полос уменьшается несущая способность балки при срезе.

11. В образцах с наклонной ориентацией ТПМ $45/135^\circ$ (L-полосы) наблюдалось меньшее трещинообразование и рост трещин, чем в образцах с ориентацией ТПМ $0/90^\circ$ (U-полосы) к продольной оси. Несущая способность образцов с ориентацией $45/135^\circ$ ТПМ была выше, чем образцов с ориентацией ТПМ $0/90^\circ$ к продольной оси. Эти результаты указывают, что ориентация полос ТПМ влияет не только на тип разрушения образца, но и на его несущую способность при срезе. Результаты также показали, что деформативность полос ТПМ в балках ниже предельной деформативности бетона.

12. Результаты показывают, что увеличение количества внутреннего (стальных хомутов) и внешнего (полосы ТПМ) армирования не столько пропорционально увеличивает несущую способность балок при срезе, сколько изменяет вид их разрушения со сдвигового механизма на изгибный (с разрывом полос усиления) из-за наличия большого количества арматуры среза.

Литература

1. Каримов И.А. «Центральная Азия как трансконтинентальный транспортный мост: потенциал и перспективы развития». Доклад президента Республики Узбекистан на международной конференции. Ташкент, 19 ноября 2007.
2. Каримов И.А. Актуальные задачи антикризисной программы мер Республики Узбекистан по предотвращению и нейтрализации последствий мирового экономического кризиса. Т.:Узбекистан. 2009.
3. Каримов И.А. Основное положение Государственной программы «Год развития и благоустройства села». Т.:Узбекистан. 2009.
4. Ашрабов А.А. База эталонных моделей керамзитобетона Сб. РНТК Ташкент, 1997. с. 112-120.
5. А.А. Ашрабов, Ч.С.Раупов. Экспериментальные методы и средства проведения инженерных испытаний. Учебное пособие для магистров строительного профиля. ТашИИТ. Часть I и II. 2006. – 117 и 109 с.
6. А.А. Ашрабов, Ч.С.Раупов. Техническая диагностика и реабилитация строительных конструкций. Учебное пособие для магистров строительного профиля. ТашИИТ. Часть I и II. 2006. – 73 и 97 с.
7. А.А. Ашрабов, Ч.С.Раупов. Реконструкция и восстановление эксплуатируемых сооружений на железнодорожном транспорте. Учебное пособие для магистров строительного профиля. ТашИИТ. Часть I и II. 2006. – 82 и 96 с.
8. Ашрабов А.А., Раупов Ч.С., Садыков А.И., М.С.Джаафар. О взаимных смещениях трещин при сдвиге в бетоне и железобетоне./Сб. трудов республ. научно-практ конф. «Замонавий илм-фан ва технологияларнинг энг муҳим муаммолари». Джизак. 2004, 14-15 май. с.174-176.
9. А. А. Ашрабов, Ч. С. Раупов. Учет контактных взаимодействий в трещинах при оценке нелинейного деформирования железобетонных элементов. Сб. трудов Междунар. конф. «Проблемы механики и сейсмодинамики сооружений». Ташкент. 27-28-май, 2004. с. 31-34.
10. Абдуллаев Б.Ш., Раупов Ч.С. Моделирование эффекта зацепления при произвольном перемещении берегов трещины в бетоне с помощью программного комплекса MathCAD. Материалы Респ. научно-техн. конф. Ташкент. ТашИИТ. (12-13 мая 2006 г.). с.150-153.
11. Ашрабов А.А., Раупов Ч.С. К расчету усиления железобетонных балок, восстановленных углепластиковыми тканевыми материалами. Сборник трудов Респ. НП конф. ТашИИТ. 2009. июнь.
12. Ашрабов А.А., Ахмедов Ш.Б., Раупов Ч.С. Несущая способность зоны среза балок пролетного строения мостов прямоугольного сечения, усиленных ТПМ. //Проблемы внедрения инновационных идей, технологий и проектов в производство.

II Сборник трудов II Респ. НТК. Джиззак. 14-15 мая 2010 года. с. 36-40.

13. Ашрабов А.А. Моделирование свойств и процессов разрушения бетона и железобетона. Изд. «Фан», Ташкент, 1988. с. 58-117.

14. А.А.Ашрабов, Ч.С.Раупов. Расчетная модель прочности железобетонных балок с учетом усилий и деформаций среза. Проблема механики. 2005, №3. с.50-56.

15. А.А.Ашрабов, Ч.С.Раупов. Указания по применению керамзитобетона в автодорожных мостах. ВСН 35-2006. Ташкент, 2006. – 65 с.

16. А.А. Ашрабов, Ч. С. Раупов. Исследование сопротивления железобетонных тавровых балок с учетом усилий и деформаций сдвига. Вестник ТашИИТА. 2005/2. с. 3–12.

17. А.А. Ашрабов, Ч.С. Раупов Исследование влияние продольного армирования на прочность железобетонных балок при поперечном изгибе. Вестник ТашИИТА. 2006/1. с. 3–10.

18. Ашрабов А.А., Ишанходжаев А.А., Раупов Ч.С. О передаче напряжений в трещинах железобетонных элементов, усиленных полимерными волокнистыми материалами. Проблема механики. 5/2006. с. 7-11.

19. А.А. Ашрабов, Ч.С. Раупов, Ш.Б. Ахмедов Несущая способность балок железобетонных мостов, усиленных тканевыми полимерными материалами. Вестник ТАДИ. 2010 №2. с.

20. Бондаренко В.У., Бондаренко С.В. Инженерные методы нелинейной теории железобетона. - М.: 1932. - 235 с.

21. Бондаренко В.М., Меркулов С.И. Развитие теории реконструированного железобетона//Проблемы обеспечения безопасности строительного фонда России: Материалы III Международных академических чтений РААСН. – Курск, Изд-во Курск ГТУ, 2004. С. 10–22.

22. Веселовский Р.А. Регулирование адгезионной прочности полимеров, Киев, "Наукова Думка", 1988, сс.176.

23. Д.Р.Веселовский, Н.В.Савицкий, Р.А.Веселовский, Восстановление мостовых переходов полимерными материалами."Спецполимерстрой", г.Москва

24. Вилков К.И., Смолин Н.И. О прочности наклонных керамзитобетонных балок без поперечной арматуры. В кн: Исследования по железобетону. Труды ГИСИ. Вып. 59. Горький, 1992, с. 5-17.

25. Вилков К.И., Смолин Н.И. О прочности наклонных сечений в изгибаемых керамзитожелезобетонных элементах. В кн: Совершенствование методов расчета и исследования новых типов железобетонных конструкций. Межвузов, тематический науч. техн. сб. № 2. Ленинград, 1975, С. 18-28.

26. Вилков К.И. О надежности и точности методов расчета прочности наклонных сечений в изгибаемых армированных элементах из тяжелого и

легкого бетонов. В кн: Надежность и качество строительных конструкций. Куйбышев, 1982, С.60-66.

27. Вольмир А. С. Нелинейная механика пластинок и оболочек. -М.: Наука, 1972.-432.

28. Групау Э. Предупреждение дефектов в строительных конструкциях / Пер. с нем. - М: Стройиздат, 1980.

29. Городецкий А.С., Евзоров И.Д. Компьютерные модели конструкций– М.: Стройиздат, 2004, 244 с.

30. КМК 2.03.01-96 «Бетонные и железобетонные конструкции». М.: Стройиздат, 1996. - 79 с.

31. КМК 2.05.03-96 «Мосты и трубы». - М.: Стройиздат, 1996. -199с.

32. КМК 2.01.07-97 «Нагрузки и воздействия».

33. Лукаш П.А. О нелинейности строительной механике. Краткий обзор задач и методов. Исследование по теории сооружения, вып. XX. – М.: Стройиздат, 1974. - с.12-16.

34. Лукаш П.А. Основы нелинейной строительной механики. – М.: Стройиздат, 1978. – 204 с.

35. Манец И.Г., Веселовский Р.А. Композиционные полимерные материалы в горном деле, "Недра", Москва, 1988, с. 235.

36. Разработка рекомендаций по применению композитных материалов при ремонте железобетонных конструкций мостовых сооружений: Отчет о НИР / ФГУП «РОСДОРНИИ», руководитель В.И. Шестериков – контракт № 5-Н от 24.09.2007 г.; этапы №2 и №3. – М., 2007. – 100 с.

37. Раупов Ч.С. Исследование сдвиговой прочности и жесткости железобетонных балок, усиленных волокнистым полимерным материалом. Материалы Респ. научно-техн. конф. Ташкент. ТашИИТ. (12-13 мая 2006 г.). с.114-119.

38. Раупов Ч.С. К методологии реабилитации железобетонных элементов мостов при действии поперечных сил. Материалы Респ. научно-техн. конф. Ташкент. ТашИИТ. (12-13 мая 2006 г.). с.100–105.

39. Раупов Ч.С. Полимерные волокнистые материалы для усиления железобетонных конструкций мостов//Ресурсосберегающие технологии строительства. Межвузовский сборник научных трудов. Вып 1. ТашИИТ. 2006. с. 30-35.

40. Раупов Ч.С. Реабилитация железобетонных балок мостов полимерными волокнистыми материалами//Ресурсосберегающие технологии в строительстве. Материалы Респ НТ конф., посвященные 75-летию института. ТашИИТ. 2006. с. 108–113.

41. Раупов Ч.С., Пулатов Н.А. Прочность наклонных сечений железобетонных балок мостов с учетом усилий и деформаций среза. Сборник трудов НП конф. ТАДИ. 2009. май.

42. Раупов Ч.С., Д.М.Хасанова. Современные способы восстановления мостов. Сборник трудов НП конф. ТашИИТ. 2009. май.
43. Раупов Ч.С., Ашрабов А.А., Ахмедов Ш.Б. Практические предложения по усилению балок пролетного строения мостов тканевыми полимерными материалами. //Ресурсосберегающие технологии на железнодорожном транспорте. Научные труды Респ. НТК с участием зарубежных стран. Часть II. ТашИИТ. 2-3 декабря 2009 года. с.4-5.
44. Раупов Ч.С. К оценке поведения железобетонных элементов с трещинами, реабилитированных полимерными волокнистыми материалами. Вестник ТашИИТА. 2006/2. с. 3–10.
45. Раупов Ч.С. Реабилитация тавровых железобетонных балок мостов с углепластиковыми волокнистыми материалами. Вестник ТашИИТА. 3/4/2006. с. 27–33.
46. Раупов Ч.С., Ашрабов А.А. К расчету несущей способности железобетонных балок при срезе, усиленных тканевыми полимерными материями. Материалы Респ. НТК. Ташкент. 2009 г. 16-17 сентябрь. с. 176-181.
47. Шилин А.А., Пшеничный В.А., Картузов Д.В. Усиление железобетонных конструкций композиционными материалами. – М.: Стройиздат, 2004, 144 с.
48. Chinenkov Y.V., J . Colkov, Y. M. Romanov. The properties of hardened concrete with lightweight porous aggregates. «Concrete international 80” Lightweight concrete. Proceedings 2nd Int. Congress, London, 1980, 63-70p.
49. ACI Committee 440 (2003). Guide for Design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures.
50. Adhikary, B. B., Mutsuyoshi, H., and Sano, M. (2000). Shear strengthening of reinforced concrete beams using steel plates bonded on beam web: experiments and analysis. Construction and Building Materials Vol. 14, pp 237-244.
51. Apicella, F (1999). Research and Development issues of composite resin system. A conference on Polymer Composites, Edited by Creese. C. R and Ganga Rao. H, Technomic Publishing Co. Inc. pp 134-139.
52. Arya. C, Clarke. J. L, Kay. E. A and Regan D.P.O' (2001). Guidelines for strengthening concrete structures with FRP laminates. FRPRCS-5, University of Cambridge Vol.1, pp187-194.
53. Ashrabov, C. S. Raupov, A. A. A. Samad, J. Jayaprakash. Study on force transfer mechanism in cracked reinforced concrete elements. The International Conference on problems of mechanics and seismodynamics of structures. Proceedings. Tashkent. 27-28 May . 2004. pp. 28-31.
54. Ashrabov, A. A., M. S. Jaafar, G. N. Kon, C. S. Raupov, A. I. Sadykov, Studies on limits of linear creep at compression for lightweight concrete. Proceedings

of the Second International Uzbek-Korean Symposium “Science and Technology in 21st Century”, Tashkent, 2004. 18 – 22 November, pp. 21 – 29.

55. Ashrabov, M. S. Jaafar, G. N. Kon, C. S. Raupov, S. S. Shodjalilov. Comparisons of micro-cracking limits with static fatigue strength of lightweight concrete under tension and compression. Proceedings of the Second International Uzbek-Korean Symposium “Science and Technology in 21st Century”, Tashkent, 18 – 22 November, pp. 30 – 36.

56. Ashrabov A.A., Raupov Ch.S., Ishanxodgaev A.A., Kon G.N., Jayaprakash J. Study of shear resistance of reinforced concrete elements with respect to the contact interaction in cracks. Тезисы докл. II Межд. Конф. «Научные приоритеты и новые технологии в XXI веке». Г. Алматы. 8-10 сентября 2004. р. 72.

57. Ashrabov, Y.V. Zaitsev, S. Spotar, C. S. Raupov. Modelling and strength simulation for concrete materials containing cracks. Проблемы механики, № 4, 2005. с. 11–17.

58. Ashrabov, M. S. Jaafar, A. N. Bambura, T.R. Radjabov, C. S. Raupov. STRESS-STRAIN RELATION MODELLING FOR LIGHTWEIGHT CONCRETE WITH RESPECT TO TECHNOLOGICAL FACTORS. Malaysia. /Pertanika journal of SCIENCE AND TECHNOLOGI. Volume 10 №2. januari 2002. pp.43-48.

59. Ashrabov, M. S. Jaafar, A. A. A. Samad, W.A.M. Thanoon, C. S. Raupov, J. Jayaprakash. Study on the force transfer mechanisms in cracked RC concrete elements. Malaysia. /Pertanika journal of SCIENCE AND TECHNOLOGI. Volume 11 №1. januari 2003. pp.72-77.

60. Bomhard H. Lightweight concrete structures, potentialities, limits and realities. Discuss». Lancaster e-a. 1981. pp. 29-42.

61. CNR-DT 200/2004. Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures. – Rome, 2004. – 144 c.

62. Chaallal, O., Nollet, M. J., and Perraton, D. (1998). Strengthening of reinforced concrete beams with externally bonded fibre reinforced plastic plates: design guidelines for shear and flexure. Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 25, No. 4, pp 692-704.

63. Dussek, I. (1987). Strengthening of bridge beams and similar structures by means of epoxy resin bonded external reinforcement. Transp. Res. Rec. No. 785, Transp. Res. Board, Washington, D.C. pp 21-24.

64. Hussain, M., Sharif, A., Basunbul, I. A., Baluch, M. H., and Al-Sulaimani, G.J. (1995). Flexural behaviour of precracked reinforced concrete beams strengthened externally by steel plates. ACI Journal, Vol. 92, N0. 1, pp. 14-22.

65. GangaRao. H. V. S and Vijay. P. V. (1998). Bending behaviour of concrete beams wrapped with carbon fabrics. Journal of structural Engineering, vol. 124. No.1, pp-3-10.

66. Golabi. K., and Thompson. P.D. (1990). A Network optimisation system for maintainence and improvement of California's bridges. Bridge Evaluation, Repair and Rehabilitation, Editor: A.S. Nowak pp 41-55.
67. Gold, W.J. and Nanni, A. (1998). In-situ Load Testing to Evaluate New Repair Techniques. Proceedings, NIST Workshop on Standards Development for the Use of Fiber Reinforced Polymers for the Rehabilitation of Concrete and Masonry Structures, Dat Duthinh Editor, Tucson, Arizona, pp. 102-112.
68. J. Jayaprakash, Abdul Aziz A. A., Abang, A A. A., and Ashrabov, A. A. (2004a) External Shear Strengthening Strategies of RC Beams with Bi-Directional Carbon Fibre Reinforced Polymer Sheet. Proceedings of International Conference on Bridge and Hydraulic structures, pp 219-224.
69. J. Jayaprakash, Abdul Aziz A. A., Abang, A A. A., and Ashrabov, A. A. (2004b). Rehabilitation of RC Beams using Bi-Directional Carbon Fibre Reinforced Polymer Fabrics. The Third International Conference on Advances in Structural Engineering and Mechanics (ASEM'04), 2-4 September 2004, Seoul, Korea.
70. J. Jayaprakash, Abdul Aziz A. A., Abang, A A. A., and Ashrabov, A. A. (2005). An Experimental Investigation on Shear Enhancement of Partially Cracked RC Beams with Bi Directional Carbon Fabrics. Sixth International Congress, Global Construction-Ultimate Concrete Opportunities, 5-7, July 2005, UK. (Accepted).
71. Khalifa A., and Nanni. A (2000). Improving shear capacity of existing RC T-section beams using TTIM composites. Cement and Concrete Composites, Vol. 22, No.2, pp 165-174.
72. Khalifa A., Belarbi, A., and Nanni. A. (2000). Shear performance of RC members strengthened with externally bonded FRP wraps. Proc., American Concrete Institute, Proc., 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, paper 305.
73. Khalifa A., and Nanni. A (2002). Rehabilitation of rectangular simply supported RC beams with shear deficiencies using TTIM composites. Construction and Building Materials, Vol. 16, pp 135-146.
74. Konig G., Tue N. V., Zink M.: Hochleistungsbeton – Bemessung, Herstellung und Anwendung. Ernst &Sohn, Berlin, 2001.
75. Mechtcherine V., Dudziak L., Schulze J., Stahr H.: Internal curing by Super Absorbent Polymers – Effects on material properties of self-compacting fibre-reinforced high performance concrete. International RILEM Conference on Volume Changes of Hardening Concrete: Testing and Mitigation, O. M. Jensen et al. (eds.), RILEM Proceedings PRO 52, RILEM Publications S.A.R.L., pp. 87–96, 2006.
76. Mechtcherine V., Muller H. S.: Fracture behaviour of High Performance Concrete. Finite Elements in Civil Engineering Applications, M.A.N. Hendriks & J.G. Rots (eds.), Balkema Publishers, Lisse, The Netherlands, pp. 35–44, 2002.

77. Lydon F. D. Properties of hardened lightweight aggregate Concrete 2-m Int. Congress on Lightweight Concrete. «Concrete International 80, London, 1990. Proceedings, pp. 115-159.
78. Meier,U. (2000). Composite Materials in Bridge Repair. Applied Composite Materials 7: pp 75-94.
79. Monroe D (1999). Rehabilitation and Preservation—Pittsburgh International Airport Parking Garage. A conference on polymer composites Infrastructural Renewal and Economic Development, Edited by Robert C.Creese and Hota Ganga Rao pp. 39-43.
80. Meier, U. (1992). Carbon fibre reinforced polymers, modern materials in bridge engineering. Structural Engineering International, Vol 2, No. 1, pp 7-12.
81. Norris. T, Saadatmanesh. H and Mhammad R. Ehsani (1997). Shear and flexural strengthening of R/C beams with carbon fibre sheets, Journal of Structural Engineering, Vol. No. 7, pp.903-911.
82. Schmidt M., Fehling E., Geisenhanslake C. (eds.): Ultra High Performance Concrete (UHPC) – Proceedings of the 1st International Symposium on Ultra High Performance Concrete; Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Universitat Kassel, Heft 3, 2004.
83. Rahimi, H, and Hutchinson, A. (2001). Concrete beams strengthened with externally bonded FRP plates. Journal of Composite Construction, Vol. 5, No. 1, pp 44-56.
84. Raithby D., F. D. Lydon. Lightweight concrete in Lightway bridges. The International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete. Vol. 2, №3, May 1991. pp. 133-146.
85. Veselovsky R., Savitsky N., Veselovsky D., The new approach to the impregnation of structures. Труды конф. "Инновационные технологии диагностики, ремонта и восстановления объектов строительства и транспорта", Алушта, 2004.
86. Veselovsky R., Kestelman V., Adhesion of Polymers, McGraw Hill, New York, 2003, pp.500.
87. www.kassiopea.ru/Надежность наших дорог и мостов в руках профессионалов когда речь - строительные материалы.mht.
88. [htth//SovrStroy.ru/](http://SovrStroy.ru/)Восстановление железобетонных конструкций.
89. <http://s-m-z.ru/content/osobennosti-legkikh-betonov/>Передовой опыт применения легких бетонов.
90. <http://s-m-z.ru/content/deformativnost-legkikh-betonov-pri-kratkovremennom-i-dlitelnom-nagruzhenii>
91. <http://s-m-z.ru/content/peredovoi-opyt-primeneniya-legkikh-betonov>
92. <http://s-m-z.ru/content/pereraspredelenie-napryazhenii-mezhdu->

komponentami-legkikh-betonov/Перераспределение напряжений между компонентами легких бетонов.

93. <http://sinformr.ru/>Пористые заполнители.mht
94. <http://www.keramzits.ru/>Применение керамзита. Керамзит.
95. <http://www.cement-hightech.com/?id=40>Применение керамзитобетона
96. <http://usabeton.ru/>Применение расширяющихся и напрягающих цементов. Бетон в США. Часть 1
97. http://bibliotekar.ru/spravochnik-123-keramzito_beton/index.htmПроизводство конструкций и изделий из высокопрочного керамзитобетона.
98. <http://www.bibliotekar.ru/spravochnik-64/index.htm>
99. [http://www.niizhb.org/stat.html/](http://www.niizhb.org/stat.html) Предварительно напряженный железобетон: состояние и перспективы развития
100. <http://www.mir-dokumentov.ru/docs.php?num=4402>Проектирование и строительство искусственных сооружений на автомобильных и железных дорогах.
101. <http://www.sovtehnostroy.ru/map.php>Р.А. Веселовский. Технология восстановления и защиты от разрушения бетонных и металлических конструкций и сооружений.
102. <http://www.pamag.ru/pazis/>В.Ю. Рязанцев, В.А. Беляев. Методы усиления и восстановления зданий и сооружений с использованием элементов внешнего армирования из углеволокна.
103. <http://www.ibeton.ru/articles.php>С. М. Базанов, М. В. Торопова Улучшение качества бетона на основе использования смешанных видов волокон.
104. <http://www.popcon.ru/>
105. Mehta P. K., Monteiro J. M. Concrete: microstructure, properties, and materials. – New York: McGraw-Hill, 2006.
106. <http://www.superseptik.ru/information/slovar-y/usadka>/Усадка
107. <http://www.ceramsitebeton.ru/bridge/>
108. <http://www.ceramsitebeton.ru/property/>
109. <http://www.ceramsitebeton.ru/property/prochnost-pri-sreze.html>
110. <http://obrels.ru/?article=15>Диагностика дефектов и повреждений несущих и ограждающих конструкций
111. <http://www.stroy-book.ru/>Долговечность железобетонных конструкций инженерных сооружений.
112. <http://mehanicka.ru/category/teoriya-plastichnosti>/Теория пластичности
113. <http://betonp.ru/?p=9>Закономерности деформирования и разрушения.
114. <http://betonp.ru/?p=8>Влияние параметров микро трещинообразования на закономерности деформирования.

ПРИЛОЖЕНИЕ I.

П О Я С Н И Т Е Л Ь Н А Я З А П И С К А

Имя задачи: Расчет железобетонного пролетного строения через реку
Булунгур

Расчет пространственной системы на статические нагрузки

В В Е Д Е Н И Е

Расчет выполнен программным комплексом "ЛИРА 9.6".

В основу расчета положен метод конечных элементов в перемещениях.
В качестве основных неизвестных приняты следующие перемещения узлов:

X	линейное по оси X
Y	линейное по оси Y
Z	линейное по оси Z
UX	угловое вокруг оси X
UY	угловое вокруг оси Y
UZ	угловое вокруг оси Z

В ПК "ЛИРА 9.6" реализованы положения
следующих разделов КМК (с учетом изменений на 1.01.97):

КМК 2.01.07-96 нагрузки и воздействия
КМК 2.03.01-96 бетонные и железобетонные конструкции

В расчетную схему включены следующие типы элементов:

Тип 241. Физически нелинейный универсальный прямоугольный КЭ
оболочки.

Расчет выполнен на следующие загружения:

Локальное загружение 1-статическое загружение (расчетная нагрузка от собственного веса с учетом коэффициентов надежности);

Локальное загружение 2-статическое загружение (постоянная нагрузка от верхнего и нижнего строения пути, а также от веса тротуаров, ограждений и гидроизоляции);

Локальное загружение 3-статическое загружение (расчетная эквивалентная нагрузка от подвижного состава СК 14 принятая по КМК «Мосты и трубы»).

