**Министерство строительства**
**и жилищно-коммунального хозяйства**

**Российской Федерации**

**Федеральное автономное учреждение**

**«Федеральный центр нормирования, стандартизации**

**и оценки соответствия в строительстве»**

# ПОСОБИЕ
# ПО УСИЛЕНИЮ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ
# С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ КОМПОЗИТНЫХ МАТЕРИАЛОВ

Москва 2017 г

gost.e-ecolog.ru

**Содержание**

Введение ... 4
1 Область применения ... 5
2 Нормативные ссылки ... 6
3 Основные положения усиления железобетонных конструкций ... 8
3.1 Способы усиления конструкций ... 8
3.2 Применяемые композитные материалы и их свойства ... 21
3.3 Предварительно напряженные композитные материалы ... 32
3.4 Установка композитных материалов в пазах ... 37
4 Проектирование усиления изгибаемых железобетонных конструкций ... 40
4.1 Основные положения проектирования ... 40
4.2 Нормативные и расчетные характеристики композитных материалов ... 47
4.3 Анализ исходной ситуации перед усилением конструкции ... 53
4.4 Прочность усиленных конструкций по нормальным сечениям ... 56
4.5 Прочность усиленной конструкции по наклонным сечениям ... 58
4.6 Основные положения расчета усиленных конструкций по второй группе предельных состояний ... 68
5 Прогнозирование разрушений усиленных конструкций в предельных состояния. 75
5.1 Прочность усиленной конструкции по наклонным сечениям ... 75
5.2 Прогнозирование появления отслоений в конце зоны анкеровки композитного материала в зоне трещин изгиба ... 81
5.3 Потеря сцепления материала усиления с бетоном при действии сдвиговых усилий ... 92
6 Усиление железобетонных конструкций обоймами из композитных материалов . 94
6.1 Основные положения проектирования усиления конструкций обоймами из композитных материалов ... 94
6.2 Усиление колонн круглой формы поперечного сечения ... 110
6.3 Усиление колонн не круглой формы поперечного сечения ... 116
6.4 Сравнение различных способов усиления колонн ... 121
7 Технология усиления конструкций композитными материалами ... 123

7.1 Установка композитных материалов на поверхность усиливаемой конструкции и контроль качества производства работ ..... 123
7.2 Клеевые составы и схемы испытаний клеевых соединений при использовании композитных материалов для усиления конструкций ..... 129
7.3 Анкерующие составы при адгезионно-силовом креплении композитных материалов ..... 139
Приложение А Основные буквенные обозначения ..... 143
Приложение Б Пример расчета усиления изгибаемой железобетонной конструкции на восприятие изгибающего момента ламинатом ..... 150
Приложение В Пример расчета усиления изгибаемой железобетонной конструкции на восприятие изгибающего момента холстами ..... 170
Приложение Г Пример расчета усиления сжатой железобетонной конструкции холстами ..... 190
Приложение Д Пример расчета усиления изгибаемой железобетонной конструкции сетками ..... 204
Библиография ..... 221

## Введение

Методическое пособие разработано в развитие положений и указаний СП 63.13330.2012 «СНиП 52-01-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения», СП 164.1325800.2014 «Усиление железобетонных конструкций композитными материалами. Правила проектирования».

В настоящем документе приведены требования, соответствующие целям Федерального закона от 30 декабря 2009 г. № 384-ФЗ Технический регламент о безопасности зданий и сооружений» с учетом части 1 статьи 46 Федерального закона от 27 декабря 2002 г. № 184-ФЗ «О техническом регулировании».

Методическое пособие разработано на основе анализа и обобщения теоретических и экспериментальных исследований в области усиления железобетонных конструкций композитными материалами, проведенных в последние годы исполнителями, с учетом накопленного опыта.

Пособие содержит основные принципы проектирования, ремонта и усиления зданий и сооружений различного назначения; прогнозирования разрушений усиленных конструкций в предельных состояниях.

При составлении пособия использованы материалы отечественных норм: СП 63.13330.2012 «СНиП 52-01-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения», СП 164.1325800.2014 «Усиление железобетонных конструкций композитными материалами. Правила проектирования», ГОСТ 32943–2014 «Материалы и системы для защиты и ремонта бетонных конструкций. Требования к клеевым соединениям элементов усиления конструкций», ГОСТ «Материалы и системы для защиты и ремонта бетонных конструкций. Требования к анкерующим составам и адгезионно-силовым креплениям элементов усиления».

Методическое пособие разработано авторским коллективом составе: д. т. н., проф. А.А. Шилин, к. т. н. М.В. Зайцев, к. т. н. Д.В. Картузов (ЗАО «Триада-Холдинг»).

## 1 Область применения

Пособие распространяется на проектирование усиления железобетонных конструкций зданий и сооружений различного назначения путем устройства внешнего армирования из композитных материалов на основе углеродных, арамидных и стеклянных волокон.

Пособие содержит рекомендации по проектированию усиления железобетонных конструкций, изготовленных из тяжелого и мелкозернистого бетонов, на которые распространяются требования СП 63.13330.2012.

Усиление железобетонных конструкций внешним армированием производится в случаях:

- наличия дефектов и повреждений конструкций (например, вследствие силовых, коррозионных, температурных или иных воздействий, в том числе неравномерных просадок фундаментов), которые снижают прочностные, деформационные характеристики конструкций и ухудшают эксплуатационное состояние здания или сооружения в целом;

- увеличения эксплуатационных нагрузок и воздействий на конструкции зданий и сооружений;

- реконструкции зданий и сооружений даже в случаях, не сопровождающихся увеличением нагрузок;

- выявления отступлений от проекта, снижающих несущую способность и эксплуатационные качества конструкций;

- изменения функционального назначения зданий и сооружений.

## 2 Нормативные ссылки

ГОСТ 27.301-95 Надежность в технике. Расчет надежности. Основные положения.

ГОСТ 5382-91 Цементы и материалы цементного производства. Методы химического анализа.

ГОСТ 9550-81 Пластмассы. Методы определения модуля упругости при растяжении, сжатии и изгибе.

ГОСТ 12423-2013 (ISO 291:2008) Пластмассы. Условия кондиционирования и испытания образцов (проб).

ГОСТ 14759-69 Клеи. Метод определения прочности при сдвиге.

ГОСТ 15173-70 Пластмассы. Метод определения среднего коэффициента линейного теплового расширения.

ГОСТ 18616-80 Пластмассы. Метод определения усадки.

ГОСТ 27271-2014 (ISO 9514:2005) Материалы лакокрасочные. Метод определения жизнеспособности многокомпонентных систем.

ГОСТ 27751-2014 Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения по расчету.

ГОСТ 28780-90 Клеи полимерные. Термины и определения.

ГОСТ 30535-97 Клеи полимерные. Номенклатура показателей.

ГОСТ 32618.2-2014 (ISO 11359-2:1999) Пластмассы. Термомеханический анализ (ТМА). Часть 2. Определение коэффициента линейного теплового расширения и температуры стеклования.

ГОСТ 32943-2014 Материалы и системы для защиты и ремонта бетонных конструкций. Требования к клеевым соединениям элементов усиления конструкций.

СП 15.13330.2012 «СНиП II-22-81 Актуализированная редакция. Каменные и армокаменные конструкции».

СП 16.13330.2011 «СНиП II-23-81* Актуализированная редакция. Стальные конструкции».

СП 20.13330.2016 «СНиП 2.01.07-85* Актуализированная редакция. Нагрузки и воздействия».

СП 63.13330.2012 «СНиП 52-01-2003 Актуализированная редакция. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения».

СП 64.13330.2011 «СНиП II-25-80 Актуализированная редакция. Деревянные конструкции».

СП 91.13330.2012 «СНиП II-94-80 Актуализированная редакция. Подземные горные выработки».

СП 102.13330.2012 «СНиП 2.06.09-84 Актуализированная редакция. Туннели гидротехнические».

СП 120.13330.2012 «СНиП 32-02-2003 Актуализированная редакция. Метрополитены».

СП 122.13330.2012 «СНиП 32-04-97 Актуализированная редакция. Тоннели железнодорожные и автодорожные».

СП 128.13330.2016 «СНиП 2.03.06-85 Актуализированная редакция. Алюминиевые конструкции».

# 3 Основные положения усиления железобетонных конструкций

## 3.1 Способы усиления конструкций

Под усилением строительной конструкции понимается комплекс мероприятий, направленных на повышение ее несущей способности, жесткости, трещиностойкости и других физических качеств, необходимых по условиям ее дальнейшей эксплуатации.

Потребность в усилении строительных конструкций может быть вызвана следующими основными факторами:

- увеличением расчетных нагрузок на конструкцию, вызванным модернизацией технологии производства, изменением функционального назначения помещений здания или инженерного сооружения, увеличением пропускной способности, а, следовательно, и подвижной временной нагрузки, например, на мостовую конструкцию;

- потерей несущей способности конструкции или ее эксплуатационных качеств вследствие аварии, физического износа, коррозии арматуры или агрессивного воздействия внешней среды;

- изменением габаритов зданий и сооружений, внутренних помещений, пролетов, высот, шага колонн и т. д.;

- необходимостью увеличения несущей способности конструкции дополнительным армированием вследствие ошибок при ее проектировании, изготовлении, транспортировке, монтаже и эксплуатации;

- выявлением при обследовании и диагностике неблагоприятных качеств материалов конструкции или изменением ее расчетной схемы и условий эксплуатации по сравнению с проектными;

- особыми условиями эксплуатации: сейсмические и техногенные воздействия (землетрясения, пожары, катастрофы, взрывы и т. д.).

Как следует из перечисленных выше факторов, в большинстве случаев усиление конструкции сопровождается ее предварительным ремонтом. Основные способы усиления строительных конструкций достаточно подробно описаны в

научно-технической литературе [1–5]. Рассмотрим кратко наиболее распространенные в мировой практике способы усиления: увеличение площади поперечного сечения, применение полимербетонных композитных материалов, предварительное напряжение наружными прядями, установка дублирующих элементов, изменение расчетных и геометрических схем конструкций и установка стальных пластин, имеющих сцепление с бетоном.

Увеличение площади поперечного сечения железобетонного элемента является одним из старейших методов усиления строительных конструкций. Суть его заключается в присоединении дополнительного количества железобетона к несущему элементу конструкции, уже находящейся в эксплуатации. Добавленный материал должен иметь требуемое сцепление со старым бетоном для образования единой несущей системы. Для увеличения сечения конструкции на небольшую толщину используется специальный строительный раствор или торкретбетон, которые наносят на усиливаемую поверхность вручную или методом набрызга. Наиболее широкое применение данный способ нашел в теплоэнергетике, гидроэнергетике, а также транспортном строительстве при восстановительном ремонте и усилении плит дорожного покрытия мостов. Причем ощутимая выгода от увеличения высоты сечения при укладке поверх имеющейся плиты дорожного полотна дополнительного слоя износа возможна только в случае совместной работы этих слоев как единого целого вплоть до достижения предельного состояния. Хорошее сцепление между слоями позволяет воспринимать сдвигающие нагрузки между ними в течение заданного срока службы.

Метод увеличения площади поперечного сечения элемента относительно прост и экономичен. Кроме этого, он в любом случае повышает жесткость усиливаемой конструкции и, следовательно, снижает гибкость, что для сжатых и сжато-изогнутых элементов имеет немаловажное значение. Недостатком этого метода является сохраняющаяся возможность дальнейшей коррозии арматуры и разрушения бетона. Старый и новый бетоны обладают различными свойствами, в том числе деформационными характеристиками (в новом бетоне протекают процессы ползучести и усадки). В условиях ограничения свободы деформаций это вызывает дополнительные растягивающие напряжения, приводящие к образованию

и развитию трещин в новом бетоне. Данное обстоятельство может привести к отслоению нового бетона от существующей конструкции.

Усиление строительных конструкций полимербетонными композитными материалами, в сущности, также основано на увеличении площади поперечного сечения элемента. Впервые этот способ был применен в 1953 г. для усиления дорожного полотна в г. Сакраменто (Калифорния). Полимербетонные композитные материалы можно классифицировать следующим образом:

- полимерцементный бетон, изготавливаемый путем добавления полимеров или мономера в цемент в процессе перемешивания;

- бетонополимер, изготавливаемый путем пропитки полимером или мономером затвердевшего бетона на основе цемента;

- полимербетон, изготавливаемый путем смешивания полимерной смолы или мономера, выполняющих функции вяжущего, с заполнителем.

Полимербетонные композитные материалы широко применяются для ремонта и усиления железобетонных конструкций, особенно в условиях агрессивной внешней среды. Это объясняется их сравнительно высокой прочностью, низкой проницаемостью, изностойкостью и стойкостью к воздействию многих химических веществ. К недостаткам полимербетонных композитных материалов можно отнести: низкую огнестойкость; изменение свойств при воздействии ультрафиолетового излучения; возможное трещинообразование при изменении объема в условиях ограничения свободы деформаций. Физико-механические свойства этих материалов подвержены влиянию температурным колебаниям. При высоких температурах они развивают значительные деформации ползучести.

Предварительное напряжение наружными прядями арматуры использовалось в строительной практике уже в 1950-х гг. В настоящее время оно широко применяется для усиления железобетонных конструкций в России, США, Швейцарии, Японии и других странах. Особенно эффективно применение предварительного напряжения наружными прядями для уменьшения недопустимых прогибов конструкции.

Данный способ усиления может применяться как на внутренней поверхности балок коробчатого сечения, так и на внешней растянутой стороне двутавровых

балок мостовых конструкций. Он повышает несущую способность конструкции и препятствует трещинообразованию.

К достоинствам способа усиления предварительным напряжением наружными прядями можно отнести:

- простую технологию производства работ;

- возможность замены напрягаемых пучков или прядей в любой момент времени;

- возможность последующего мониторинга усиленной конструкции в течение всего периода эксплуатации с помощью неразрушающих методов контроля.

К недостаткам способа следует отнести:

- коррозию металла наружных прядей;

- низкую огнестойкость;

- незащищенность от актов вандализма.

Защита предварительно напряженных наружных прядей от агрессивного воздействия внешней среды и огня обычно осуществляется нанесением защитной оболочки из торкретбетона.

Суть усиления строительных конструкций постановкой дублирующих элементов заключается в их установке рядом или в промежутке между существующими конструкциями. Дублирующие элементы разгружают несущие и воспринимают всю или часть расчетной нагрузки. При этом необходимо предусмотреть мероприятия по включению их в работу совместно с усиливаемой конструкцией. Обычно это достигается установкой дополнительных связей или поддомкрачиванием плит перекрытия с заведением в зазоры между плитами и дублирующими элементами клиновых прокладок, через которые после снятия домкратов передаются нагрузки от плит перекрытия. Достоинствами данного способа усиления являются его простота и включение в работу непосредственно после выполнения работ. Недостатком является ограниченная область применения для строительных конструкций с наличием большого количества инженерных коммуникаций.

Изменение расчетных схем конструкций обычно используется для превращения однопролетных схем в многопролетные. Так, ряд однопролетных

подкрановых балок можно соединить на опорах накладками и создать неразрезные балки, расчетные усилия в которых от тех же крановых нагрузок будут меньше на 30 – 40%. Этот способ целесообразно применять при замене кранов на более мощные и недостаточной несущей способности однопролетных подкрановых балок.

Способ усиления железобетонных конструкций с помощью стальных пластин, имеющих сцепление с бетоном, был разработан в начале 1960-х гг. в Германии и Швейцарии. Стальные пластины прикрепляются к бетонной поверхности с помощью эпоксидного клеящего состава, за счет чего создается трехкомпонентная система «бетон – клеящий состав – стальная пластина».

Стальные пластины, приклеиваемые к растянутой грани железобетонных элементов, увеличивают их сопротивление изгибу и повышают изгибную жесткость балок, что приводит к уменьшению прогибов. Эффективность усиления стальными пластинами методом приклеивания зависит от соблюдения трех важных условий:

- склеиваемые поверхности должны находиться в чистом, хорошо подготовленном, ровном состоянии;

- клеящий состав должен обладать как минимум такой же прочностью на растяжение и сдвиг, как и бетон (возможное разрушение конструкции должно происходить по бетону) и быть пригодным к эксплуатации в преобладающих для данного объекта условий окружающей среды;

- для предотвращения хрупкого разрушения пластины и ее отслоения от усиливаемой конструкции пластины должны быть тонкими и длинными.

Для усиления используются пластины из низкоуглеродистой стали, хотя по своим свойствам она подвержена коррозии. Это обстоятельство требует дополнительного эксплуатационного ухода и текущего ремонта конструкции.

По принципу действия усиление стальными пластинами схоже с усилением железобетонных конструкций композитными материалами, поэтому их сравнительные достоинства и недостатки будут рассмотрены ниже.

В конце 1980-х гг. в мировой практике широкое распространение получил способ усиления строительных конструкций внешним армированием с применением полимерных композитных материалов на основе углеродных, арамидных, полиэфирных и стекловолокон. Усиление строительных конструкций

композитными материалами заключается в приклеивании последних на специально подготовленную поверхность железобетонных конструкций, что придает им необходимую прочность практически без увеличения веса конструкций. Как справедливо замечено в [1] при разработке любого усиления эксплуатирующихся инженерных конструкций приходится сталкиваться с трудностями, отсутствующими при новом строительстве: недостаточно разработана инструктивно-нормативная документация по проектированию и производству работ по усилению; усиливать приходится конструкции, физико-механические свойства и типоразмеры которых могут отличаться от применяемых в настоящее время; стесненность выполнения работ по усилению.

В общем виде блок-схема комплексного выполнения работ по диагностике, ремонту и по усилению железобетонных конструкций представлена на рисунке 1.

Ключевым пунктом блок-схемы является принятие решения об усилении конструкций на основании детального инженерного анализа текущего эксплуатационного состояния конструкции. На этом этапе инженеру-проектировщику необходимо ответить на следующие основные вопросы:

Действительно ли произошло значительное снижение несущей способности конструкции вследствие коррозии арматуры и деструкции бетона?

Предполагается ли существенное увеличение нагрузки на существующую строительную конструкцию?

Каков возраст строительной конструкции и имеет ли она историческую ценность?

Каков остаточный срок службы конструкции и предполагается ли его увеличение после ремонта и усиления?

Каковы будут затраты на ремонт и усиление конструкции по сравнению с ее полной заменой в изменяющихся условиях эксплуатации?

Возможно ли применение других технических решений по обеспечению эксплуатационной надежности строительной конструкции?

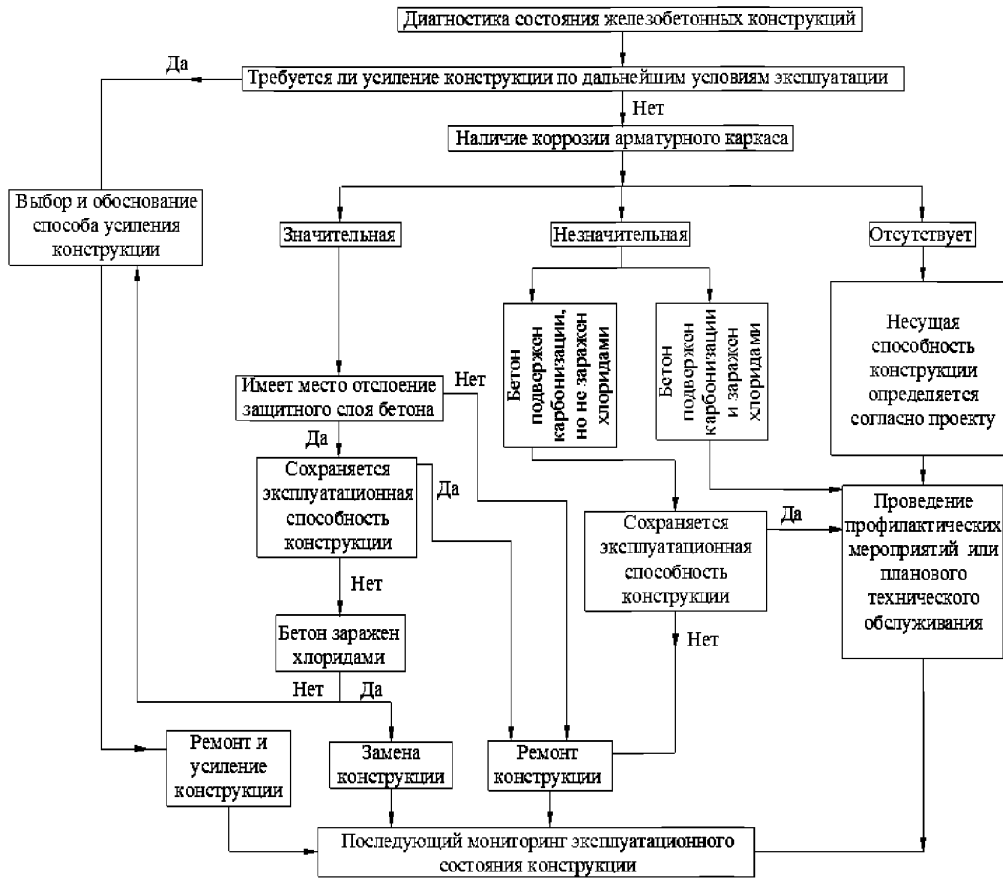



Рисунок 1 – Блок-схема принятия решения о ремонте и усилении железобетонной конструкции

Основными факторами, влияющими на принятие решения об усилении, являются: причины и степень коррозионного повреждения материала конструкции, выявленные в процессе ее обследования и диагностики; распределение этих повреждений по объему конструкции; разработка первоочередных мер по защите и лечению элементов строительной конструкции с целью последующего проведения работ по ее усилению.

Все решения по ремонту и усилению конструкций в каждом конкретном случае являются индивидуальными, и имеют свою специфику. Однако существуют и общие, обычно используемые рекомендации по ремонту и усилению. Так, ремонт обычно включает инъектирование трещин в бетоне, очистку поврежденных участков конструкции, защиту арматурного каркаса, нанесение праймера на бетон и

арматуру, нанесение ремонтного состава и т. д. Все эти работы направлены на восстановление первоначальной или сохранение существующей несущей способности конструкции. Только после качественного выполнения ремонтных работ можно производить усиление конструкции.

Основными областями применения технологии усиления железобетонных элементов композитными материалами на основе фибры (КМФ) по условиям работы конструкции являются:

- увеличение несущей способности изгибаемой железобетонной балки или плиты путем приклеивания композитного материала в растянутой зоне сечения;

- увеличение несущей способности сечения балок на действие поперечной силы установкой КМФ на приопорных участках конструкции, где существует риск возникновения и развития наклонных трещин;

- увеличение несущей способности и внецентренно сжатых колонн приклеиванием КМФ по периметру конструкции (охватывающее усиление).

Наиболее близким по области и условиям применения усилению композитными материалами является широко и успешно применяемое уже более полувека усиление железобетонных конструкций стальными пластинами. В этой связи целесообразно рассмотреть преимущества и недостатки каждого из этих способов усиления.

Композитные материалы на основе углеродных (КМФУ), арамидных (КМФА) и стекловолокон (КМФС) имеют гораздо более высокую прочность на растяжение, чем применяемая арматурная сталь (рисунок 2), причем их удельный вес в 4–5 раз меньше, чем у стали. Отсюда вытекает немаловажное для практических целей преимущество КМФ над стальными пластинами по соотношению «прочность/собственный вес». Низкий вес композитного материала делает его установку и присоединение к усиливаемой конструкции гораздо более простым и легким по сравнению со стальными пластинами. Это особенно важно при усилении железобетонных конструкций в стесненных условиях, например, в подземных сооружениях, технических помещениях зданий или на большой высоте (трубы, градирни, мостовые фермы). При усилении нижних частей пролетных строений мостов, а также главных и второстепенных балок зданий и сооружений

стальными пластинами последние необходимо поддерживать довольно длительное время в процессе приклеивания и набора клеящем составом проектной прочности во избежание их преждевременного отслоения от усиливаемой конструкции. Этот процесс является весьма трудоемким, требует использования различных приспособлений и дополнительных конструкций. При его выполнении также снижается безопасность строительных работ. Все эти сложности преодолимы при использовании композитных материалов (КМФ). В большинстве случаев не требуется применения специальных анкерных устройств для поддержания усиливающей конструкции во время монтажа, что не нарушает прочность сечения конструкции. При этом не повреждаются бетон и арматура существующей конструкции.

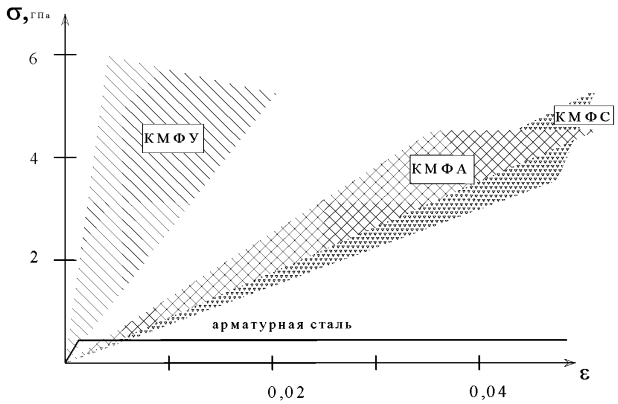



Рисунок 2 – Диаграмма «напряжение-деформация» для различных типов КМФ и арматурной стали

Композитные материалы изготавливаются и используются в практике усиления строительных конструкций в виде лент или холстов любой требуемой длины, а длина стальных пластин из-за сложности выполнения монтажных работ в основном ограничена 6 метрами. Возможность использования материала усиления большой длины и гибкости приводит к упрощению технологии работ и имеет следующие преимущества:

- композитные материалы легко поддаются преднапряжению;

- отпадает необходимость в дополнительные стыкования материала усиления;

- материал можно использовать для усиления любых по форме железобетонных конструкций, так как в силу своей гибкости он будет повторять их очертания;

- композитные материалы можно применять для усиления конструкций с любым радиусом кривизны, вплоть до круглых;

- технологический процесс допускает установку композитного материала без остановки эксплуатации усиливаемого сооружения;

- малая толщина полос композитного материала (до 1,5–2,0 мм) позволяет устанавливать их одновременно в двух направлениях для увеличения несущей способности конструкции.

Составляющие композитного материала (волокна и отверждающий полимер) являются долговечными и обладают высокой надежностью при восприятии многократно повторяющихся нагрузок. В процессе эксплуатации они не требуют дополнительных мероприятий по защите от воздействия агрессивной внешней среды. В случае возникновения непредвиденной эксплуатационной ситуации они легко ремонтируются и усиливаются установкой еще одного дополнительного слоя композитного материала.

Учитывая все эти факторы, можно сказать, что усиление строительных конструкций композитными материалами является менее трудоемким и энергозатратным процессом по сравнению с другими аналогичными способами усиления. Это обстоятельство имеет немаловажное значение при ремонте и усилении многих конструкций, например, мостовых на автодорожных и железнодорожных магистралях, когда их отказ (временное прекращение эксплуатации) во время проведения ремонтных работ приводит к значительным финансовым потерям. Всем этим можно объяснить увеличивающийся объем применения усиления строительных конструкций композитными материалами в мире – Австрии, Бельгии, Великобритании, Германии, Канаде, Польше, США, Франции, Чехии, Японии и других странах. В Швейцарии они применяются уже в более чем в 80% случаев усиления всех строительных конструкций.

Основными недостатками внешнего усиления строительных конструкций КМФ являются возможные риски отказа от пожара, вандализма и случайных повреждений незащищенной конструкции. Поэтому при проектировании усиления необходимо учитывать, что наиболее благоприятным случаем эксплуатации конструкции после усиления будет восприятие усиливающим элементом из КМФ всей временной нагрузки (кратковременной и длительной), а постоянную нагрузку, особенно от собственного веса, будет воспринимать сама усиливаемая конструкция. Это положение играет важную роль при усилении мостовых конструкций. Композитные материалы можно защищать как от вандализма, так и от пожара нанесением специальных покрытий. Одним из таких покрытий является состав «Барьер», разработанный НИИЖБ и ЗАО «Триада-Холдинг». Он обладает высокой прочностью на сжатие, до 98 мПа, обеспечивает защиту от пожара, хорошо поддается заглаживанию при отделке.

Опыт длительной эксплуатации строительных конструкций, усиленных КМФ, пока невелик (чуть более 30 лет), что также необходимо учитывать при проектировании усиления конструкций с длительным сроком службы. Вместе с тем, конструкции, усиленные стальными пластинами, в том числе в подводных условиях, успешно эксплуатируются уже более 40 лет. Это несомненно говорит о долговечности как самих материалов, так и клеящих составов, с помощью которых они присоединяются к усиливаемой конструкции. В идеале срок службы системы усиления (композитный материал + клеящий состав) должен равняться остаточному сроку службы усиливаемого здания или сооружения. В настоящее время можно с уверенностью сказать, что при усилении инженерных сооружений с остаточным сроком службы 30–40 лет композитные материалы обеспечат требуемую долговечность конструкции.

Открытым остается вопрос о долговременном мониторинге эксплуатационной надежности инженерных сооружений, усиленных композитными материалами, с длительным сроком службы – мостов, транспортных тоннелей, атомных станций. В этом случае последующий мониторинг эксплуатационного состояния усиленной КМФ строительной конструкции в течение всего срока службы является неотъемлемой составной частью системы усиления. Проведение

периодических осмотров и оценка эксплуатационного состояния и содержания мостовых конструкций давно являются обязательными [6,7]. В зарубежной практике системы непрерывного мониторинга усиленных КМФ мостовых конструкций внедрены на многих сооружениях – мосты «Барнс» в Манчестере, «Джон Харт» в Британской Колумбии и многих других. В Швейцарии разработана и с успехом применяется система контроля, обеспечивающая непрерывный мониторинг конструкций, усиленных композитными материалами. О необходимости мониторинга эксплуатационного состояния других инженерных сооружений в последние годы говорят многие отечественные и зарубежные ученые и специалисты [8–12].

Относительным недостатком используемых в настоящее время композитных материалов является их более высокая стоимость по сравнению со стальными пластинами, но этот недостаток нивелируется с расширением рынка КМФ. Если же принять во внимание весь комплекс проведения работ по усилению и учесть стоимость дальнейшей эксплуатации конструкции, то во многих случаях уже сейчас использование КМФ для усиления строительных конструкций с экономической точки зрения выглядит более предпочтительным.

Факторы, влияющие на стоимость работ по усилению строительных конструкций как с применением композитных материалов, так и другими способами, очень разнообразны. И если прямые инвестиционные затраты можно определить достаточно точно, то дальнейшие эксплуатационные расходы можно оценить весьма приблизительно. Особенно сложно подсчитать ущерб, вызванный временным прекращением эксплуатации инженерного сооружения во время его ремонта и усиления. По данным английской железнодорожной ассоциации усиление мостовых конструкций композитными материалами дешевле усиления стальными пластинами на 30%. О примерно таком же удешевлении общей стоимости работ по усилению с использованием КМФ свидетельствуют и другие зарубежные источники [13, 14]. При составлении сметы на усиление строительных конструкций необходимо также учитывать высокую производительность выполнения работ с использованием композитных материалов. Так в Японии усиление трубы высотой 100 метров композитными материалами (охватывающее усиление холстами с

углеродными волокнами) было выполнено в течение одного месяца. Применение для этих целей стальных полос потребовало бы примерно полугода.

При учете стоимости ремонтных работ и работ по усилению необходимо учитывать количество и стоимость будущих ремонтов в течение всего предполагаемого оставшегося срока эксплуатации здания или сооружения, а также капиталовложения в альтернативные способы ремонта и усиления, включая будущие эксплуатационные затраты и расходы, связанные с возможным отказом сооружения.

Одним из основных факторов, определяющих правильность выбора системы, усиления является уровень усиления, то есть во сколько раз можно увеличить несущую способность существующей строительной конструкции. Необходимо учитывать, что усиление, препятствующее развитию одного вида разрушения конструкции (например, от действия изгибающего момента), может повысить вероятность появления разрушения от действия других силовых воздействий в конструкции (например, от действия поперечной силы или касательных напряжений). Этот вопрос должен решаться на стадии проектирования усиления. Необходимо принимать во внимание и возможный риск частичного или полного разрушения усиливающего элемента из композитных материалов. В силу сравнительно небольшого опыта долговременной эксплуатации строительных конструкций, усиленных КМФ, одним из основных подходов к сведению к минимальному риску проектных решений следует признать использование увеличенных коэффициентов надежности по материалам усиления. Общим подходом при проектировании усиления является и то, что даже при разрушении композитного материала строительная конструкция какое-то время должна сохранять свои эксплуатационные качества. Поэтому многие зарубежные исследователи рекомендуют не более чем двукратное увеличение несущей способности конструкции при ее усилении [15–17].

## 3.2 Применяемые композитные материалы и их свойства

Выбор композитного материала для различных систем усиления является одним из наиболее важных вопросов, решаемых при проектировании усиления строительных конструкций.

Композитные материалы с фиброй (волокнами) изготавливаются из собственно волокон (углеродных, полиэфирных, арамидных и других), омоноличенных (ламинированных) в полимере в виде жестких полос или пластин, непосредственно приклеиваемых на специально подготовленную поверхность усиливаемой конструкции. Общепринятое название таких композитных материалов – ламинаты. Вторым распространенным типом композитных материалов являются холсты, представляющие собой гибкую ткань с одно - или двунаправленным расположением волокон (фибры). При установке на конструкции они утапливаются в полимерный клеящий состав – матрицу, обеспечивающую их плотное прилегание к поверхности усиливаемой конструкции. Такой способ применения композитных материалов называется «по месту». Физико-механические свойства композитных материалов определяются типом и количеством применяемых волокон, их ориентацией и распределением в поперечном сечении ленты. Роль полимера сводится к передаче действующих напряжений между волокнами, а также их защите от внешних воздействий.

Полимеры для омоноличивания волокон (изготовления матрицы) могут быть различного типа, но чаще всего применяются термоотверждающиеся полимеры. Отверждающая матрица (полимер) определяет некоторые механические свойства композитных материалов – прочность и модуль упругости в поперечном направлении, сопротивление сдвигу и характер поведения материала при сжатии. Для отверждения волокон чаще всего используются эпоксидные, винил и полиэфирные составы. Все они обладают хорошей стойкостью различным химическим воздействиям. Эпоксидные составы обладают лучшими механическими свойствами, а полиэфирные составы более дешевы. Основные физико-механические свойства применяемых для отверждения волокон полимеров приведены в таблице 1.

Таблица 1 – Свойства отверждающих полимеров

| Физико-механические свойства полимеров | Фирмы-производители | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | MBT | SBD | DML composites | Sika | Sumitomo |
| Прочность на растяжение (МПа) | 50 | 17 | 81 | 30 | 29 |
| Прочность при изгибе (Мпа) | 120 | 28 | | | |
| Модуль упругости при изгибе, ГПа | 3 | 5 | | 3.8 | 2.5 |
| Температура стеклования (°С) | 55 | 60, 80 | 59 | 53 | 55 |

Наиболее распространенными типами применяемой фибры (волокон) являются углерод, арамид и стекло. Основные физико-механические свойства фибры приведены в таблице 2. В таблице приводятся именно свойства фибры (волокон), а не самого композитного материала. При этом фактические свойства фибры могут несколько отличаться от приведенных в таблице 2 и окончательно устанавливаются фирмой – производителем. Все приведенные в таблице типы фибры имеют линейную диаграмму «напряжение – деформация» вплоть до разрушения без какой-либо пластической зоны (рис. 1–2).

Таблица 2 – Типичные свойства применяемой фибры

| Тип фибры | Прочность на растяжение МПа | Модуль упругости ГПА | Деформация удлинения % | Плотность т/м$^3$ |
|---|---|---|---|---|
| Углерод с высокой прочностью* | 4300–4900 | 230–240 | 1,9–2,1 | 1,8 |
| Углерод с высоким модулем упругости* | 740–5490 | 294–329 | 0,7–1,9 | 1,78–1,81 |
| Углерод с высоким модулем упругости** | 2600–4020 | 540–640 | 0,4–0,8 | 1,91–2,12 |
| Арамид*** | 3200–3600 | 124–130 | 2,4 | 1,44 |
| Стекло | 2400–3500 | 70–85 | 3,5–4,7 | 2,6 |

* на полиакрилнитриловой матрице
** на полимерной матрице из эпоксидной смолы
*** арамид может иметь ту же прочность с меньшим модулем упругости

Волокна в сечении изготавливаются продолговатой и сплюснутой формы. Для усиления строительных конструкций наибольшее распространение получили волокна продолговатой формы, имеющие в поперечнике диаметр 5–20 мкм. Стекловолокна, предназначенные для внешнего армирования, подразделяются на три типа: E – стекловолокно, A – стекловолокно и AR – стекловолокно, имеющее

высокую сопротивляемость щелочным воздействиям. Е-стекловолокно содержит большое количество борной кислоты и алюмината и плохо сопротивляется щелочной агрессии. А-стекловолокно является более прочным, но практически не выдерживает щелочных воздействий. В AR-стекловолокне для предотвращения негативных воздействий щелочной агрессии на контакте с усиливаемой железобетонной конструкцией вводится значительное количество циркония. Прочностные и деформационные свойства этого стекловолокна сопоставимы с Е-стекловолокном. Достоинством всех стекловолокон является их небольшая стоимость.

Арамидные волокна применяются начиная с 1971 г. и выпускаются различными производителями под разными торговыми марками. Одной из самых известных является Kevlar®. Эти волокна анизотропны по своей структуре и по сравнению с другими имеют более высокие прочность и модуль упругости в поперечном направлении. Их диаметр составляет приблизительно 12 мкм. Они более пластичны при действии растягивающих нагрузок, но при сжатии остаются упругими вплоть до разрушения. Арамидные волокна обладают хорошими выносливостью и жесткостью.

Углеродные волокна изготавливаются на основе исходных смолы или полиакрилнитрила (PAN). Первый тип волокон изготавливается из очищенных нефти или угля, пропускаемых под большим давлением через очень тонкое сопло и впоследствии отверждаемых термопроцессом. Полиакрилнитриловые волокна изготавливаются из полиакрилонитрила путем его карбонизации под воздействием высокой температуры. Диаметр волокон при этом способе их получения меньше и составляет 5 – 8 мкм. Структура волокон определяется степенью их карбонизации и ориентацией кристаллов.

Выбор типа фибры для использования в системе усиления строительных конструкций зависит от многих факторов: типа усиливаемой конструкции и условий ее работы; ожидаемой нагрузки после усиления; вида и степени воздействия агрессивных внешних факторов и т. д. Рассмотрим кратко основные свойства фибры, учитываемые при выборе системы усиления.

*Стойкость к химическим воздействиям*. Углеродные и арамидные волокна хорошо сопротивляются многим химическим воздействиям: щелочам, кислотам, хлоридам, сульфатам, нитратам и другим. Многие типы стекловолокон подвержены щелочной коррозии (при pH > 11), но мало поддаются воздействию солей. Арамид по сравнению с другими волокнами обладает большей водопроницаемостью. Большая концентрация солей может привести к изменению кристаллической решетки у всех типов волокон, а, следовательно, к их разрушению.

*Сопротивление ультрафиолетовому излучению*. Стекло- и углеродные волокна не подвержены воздействию ультрафиолетового излучения. Арамидные волокна меняют цвет, и снижается их прочность на растяжение. Однако при ламинировании волокон в полимерную матрицу эти изменения носят локальный характер и концентрируются вблизи внешней поверхности композитного материала и, поэтому не оказывают существенного влияния на его свойства в целом. Прямое воздействие солнечных лучей повышает хрупкость матрицы и других защитных покрытий.

*Электропроводимость*. Арамидные и стекловолокна являются диэлектриками и могут быть использованы для защиты линий электропередач и инженерных коммуникаций. Углеродные волокна проводят электрический ток, но и они могут быть использованы для усиления строительных конструкций, имеющих косвенное отношение к действию электрического тока (например, железнодорожные мосты с электровозным транспортом). Они должны быть хорошо изолированы от стальной арматуры, являющейся проводником электрического тока. Эта защита необходима только при установке холстов на основе углеродного волокна «по месту» от токопроводящих элементов.

*Прочность на сжатие*. Углеродные и стекловолокна имеют прочность на сжатие, сопоставимую с прочностью на растяжение. У арамидных волокон прочность на сжатие значительно меньше.

*Жесткость*. Модуль упругости углеродного волокна сопоставим или значительно выше модуля упругости арматурной стали (см. таблицы 1-2). Модуль упругости арамидных волокон меньше, а стекловолокон - значительно меньше чем у стали.

*Сопротивление ударным нагрузкам.* Поведение волокон во время приложения ударной нагрузки определяется полученной ими энергией при упругом деформировании. Волокна, сочетающие высокую прочность на растяжение (более 3500 МПа) и значительное относительное удлинение (более 2%), являются благоприятным материалом для восприятия ударной нагрузки. Этим требованиям отвечают многие типы углеродных, арамидных и стекловолокон.

*Воздействие огня.* Стекловолокна сохраняют свою прочность вплоть до точки плавления (более 1000 °С), тогда как углеродные волокна окисляются на воздухе при температуре около 650 °С. Арамидные волокна не могут использоваться при температуре свыше 200 °С. Все типы волокон не поддерживают горение. В композитных материалах при пожаре определяющим будет поведение отверждающего полимера, при возгорании которого могут выделяться токсичные вещества.

Безопасность и санитария. Все типы волокон не представляют опасности для здоровья в условиях нормальной эксплуатации. Отдельные части фибры могут привести к раздражению кожи, глаз и слизистых оболочек, поэтому при выполнении работ с ними необходимо пользоваться индивидуальными средствами защиты. В некоторых статьях [18] высказывается предположение о канцерогенности углеродных волокон. Однако Всемирной Организацией Здравоохранения углерод не отнесен к канцерогенным материалам. Проведенные на животных опыты показали его безопасность, а вредное воздействие углеродных волокон на человека на порядок меньше, чем у асбеста. Арамидные, углеродные и стекловолокна являются инертными материалами, не содержащими токсических веществ. Они не содержат вредных примесей, способных загрязнять воздух или проникать в почву при их применении для усиления подземных сооружений.

Композитные материалы изготавливаются двух основных типов:

- холстовые материалы обычно с однонаправленным расположением волокон, хотя возможно и двух-, и трехнаправленное расположение;

- предварительно изготовленные в заводских условиях полосы или пластины чаще с однонаправленным расположением волокон (ламинаты).

В общем случае композитный материал состоит из волокон (фибры), отвержденных в эпоксидном полимере. В зависимости от типа примененного волокна они подразделяются на композитные материалы с арамидными волокнами КМФА, углеродными КМФУ и стекловолокнами КМФС. Объемное содержание волокон колеблется от 25–35% в холстах до 50–70% в полосах. Волокна являются основным элементом композитного материала, воспринимающим внешние силовые воздействия, а отверждающий полимер (матрица) перераспределяет нагрузку между ними и предохраняет от агрессивного воздействия внешней среды. Изготавливаются композитные материалы различными способами, из которых наиболее распространенными являются:

- автоматический, заключающийся в продолжительном процессе вытягивания углеродной ровницы, пеков или прядей, пропитанных смолой, между высокотемпературными матрицами до их формования и застывания (pultrusion);

- пропитывание полимером пряди или нити и помещение их на длительное время в плоскую форму при очень низкой температуре для более позднего изготовления с помощью прессформы (prepreg);

- ручное формование в виде необходимого профиля.

Застывшая часть формируемой массы композитного материала разрезается по длине на отдельные полосы. В скобках даны общепринятые международные названия данных способов изготовления композитных материалов.

Физико-механические свойства композитного материала определяются свойствами его составляющих (волокон и полимера) и их объемным соотношением в композите. Модуль упругости композитного материала $E_c$ и его прочность на растяжение $R_c$ определяются по формулам:

$$E_c = E_f * V_f + E_m * V_m, \quad (1)$$

$$R_c = R_f * V_f + R_m * V_m, \quad (2)$$

где $E_f$, $R_f$, $V_f$ – соответственно модуль упругости, прочность на растяжение и объемное соотношение в композите волокон (арамидных, углеродных или стекловолокон);

$E_m$, $R_m$, $V_m$ – то же самое для отверждающего полимера. При этом $V_f + V_m = 1$. Поведение композитных материалов под нагрузкой определяется

микромеханическими процессами деформирования и разрушения, зависящими от диаметра волокна, его распределения в матрице и параллельности волокон, местных дефектов материала, а также объемным соотношением волокон и полимера.

В случае предварительно изготовленных полос композитного материала их свойства зависят от площади поперечного сечения, принимаемой при расчете. При изготовлении композитных материалов на месте (холсты, утапливаемые в клеящий состав-матрицу) конечная толщина КМФ и содержание волокон по площади материала являются переменными величинами и изменяются в широких пределах.

В силу того, что модуль упругости и прочность волокон (фибры) много больше модуля упругости и прочности отверждающего полимера, то механические свойства композитного материала определяются свойствами волокон и площадью поперечного сечения не всего материала, а только площадью в сечении одних волокон. Когда свойства композитного материала основаны на его полной площади поперечного сечения, включая волокна и полимер, то по сравнению со свойствами самих волокон, модуль упругости и прочность всего материала будут меньше. Очевидно, что механические свойства композитного материала не изменятся из-за увеличения площади его поперечного сечения по сравнению с сечением входящих в его состав волокон. Существует строгое соответствие между количеством волокон в композитном материале и его механическими свойствами. Это положение отражено в таблице 3 и проиллюстрировано на рисунке 3.

Таблица 3 – Механические свойства композитного материала в зависимости от процентного содержания волокон (фибра)

| Физико-механические свойства, входящих в композитный материал, компонентов: $E_f$ = 220 ГПа, $R_f$ = 4000 МПА, $E_m$ = 3 ГПа, $R_m$ = 80 МПа | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Площадь поперечного Сечения | | | Свойства КМФ | | | | Разрушающая нагрузка | |
| $A_f$, мм$^2$ | $A_m$, мм$^2$ | $A_c^*$, мм$^2$ | $V_f$, % | $E_c$ [1.1], Мпа | $R_c$ [1.2], МПа | Предельная деформация, % | кН | % |
| 70 | 0 | 70 | 100 | 220000 | 4000 | 1.818 | 280,0 | 100 |
| 70 | 30 | 100 | 70 | 154900 | 2844 | 1.823 | 282,4 | 100,9 |
| 70 | 70 | 140 | 50 | 111500 | 2040 | 1.830 | 285,6 | 102,0 |
| * При использовании ленты шириной 100 мм ее толщина составит соответственно 0,7 мм; 1,0 мм и 1,4 мм | | | | | | | | |

Как видно из таблицы, при постоянном количестве волокна в композитном материале (в данном случае площадь его поперечного сечения остается неизменной $A_f$ = 70 мм$^2$) разрушающая нагрузка и предельная деформация отличаются всего на несколько процентов из-за возрастания площади поперечного сечения отверждающего полимера. Это обстоятельство особенно важно учитывать при проектировании усиления композитными материалами непосредственно на месте производства работ. При расчете параметров усиления принимаются во внимание только площадь поперечного сечения и механические свойства волокон, а не всей системы в целом.

Выбор типа композитного материала для усиления определяется условиями эксплуатации и назначением усиливаемой конструкции. Прочностные и деформационные свойства холстовых композитных материалов определяются типом применяемого волокна и его расположением в материале – одно- или двунаправленным. При двунаправленном расположении обычно 70% волокон располагаются в направлении, в котором предполагается действие основного внешнего усилия, и 30% – в поперечном направлении. При этом прочность такого материала в основном направлении значительно снижается. Толщина холстовых материалов составляет около 0,1 мм, а ширина 300 мм и более. Сравнительная характеристика холстовых материалов различных фирм-производителей приведена в таблице 4.

В продольном направлении достигаются высокие прочность и жесткость композитного материала, примерно, до 65% от величин, приведенных в таблице 4. В ламинатах подавляющее количество волокон располагается в продольном направлении, а в поперечном направлении прочность материала значительно меньше. Полосы изготавливаются толщиной 1–2 мм и шириной обычно 50–150 мм. Сравнительная характеристика ламинатов приведена в таблице 5.

Так как отверждение волокон в полимере является длительным процессом, то возможно изготовление ламината большой длины. Они формуются в бухты диаметром около одного метра и в таком виде доставляются на стройплощадку, где легко режутся на полосы необходимой длины.

Полосы могут изготавливаться и из полуфабрикатов композитных материалов. Этот способ широко распространен в аэрокосмической и автомобильной промышленностях.

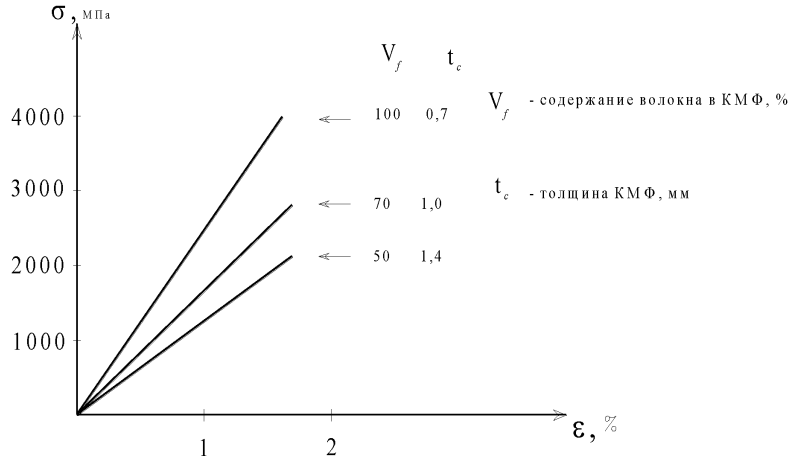



Рисунок 3 – Диаграмма «напряжение-деформация» при различном процентном содержании волокон в КМФ

Таблица 4 – Сравнительные характеристики холстовых материалов

| Торговая марка | Тип волокна | Прочность на растяжение, МПа | Модуль упругости, ГПа | Вес, г/м$^2$ | Толщина*, мм | Ширина, мм |
|---|---|---|---|---|---|---|
| S&P C Sheet 240 | углерод | 3800 | 240 | 200,300 | 0.117,0.176 | 150,300 |
| S&P C Sheet 640 | углерод | 2650 | 640 | 400 | 0.19,0.235 | 300 |
| S&P A Sheet 120 | арамид | 2900 | 120 | 300 | 0.2 | |
| S&P G Sheet AR | стекло | 1700 | 65 | 350 | 0.135 | 320 |
| Sika Wrap Hex 230C | углерод | 3500 | 230 | 230 | 0.13 | 610 |
| Sika Wrap Hex 100G | стекло | 2250 | 70 | 840 | | 1270 |
| Torayca UT70-20 | углерод | 4090 | 230 | 200 | 0.111 | 100,250, 500,1000 |
| Torayca UT70-30 | углерод | 4220 | 235 | 300 | 0.167 | 100,250 500,1000 |
| Replark | углерод | 3400 | 230 | 200 | 0.111,0.167 | 250,330, 500 |
| Replark | углерод | 2900 | 390 | 300 | 0.165 | 250,330, 500 |
| Replark | углерод | 1900 | 640 | 300 | 0.143 | 250,330, 500 |
| Mbrace Tow Sheet | углерод | 3550 | 235 | 300 | 0.11,0.165 | 500 |
| Mbrace Tow Sheet | углерод | 3000 | 380 | 300 | 0.165 | 500 |
| Mbrace Tow Sheet | стекло | 1550 | 74 | 915 | 0.118 | 500 |
| DML Composites | углерод | 4900 | 230 | 150,300 900 | | 300,500 1500 |
| DML Composites | стекло | 3400 | 70 | 200,250 1200 | | 350,500 |
| DML Composites | арамид | 2800 | 115 | 200,300 | | 340 |
| Kevlar® SRS | арамид | 2100 | 120 | 280,420 | 0.193,0.286 | 100,300, 500 |
| Fosroc C 120 | углерод | 2300 | 230 | 200 | 0.111 | |
| Fosroc C 530 | углерод | 2300 | 375 | 300 | 0.166 | |
| Tyfo SCH-41 | углерод | 3803 | 227.7 | 750 | 0.417 | |

Таблица 5 – Сравнительные характеристики углеродных композитных материалов (ламинатов)

| Торговая марка | Прочность на растяжение, МПа | Модуль упругости, ГПа | Толщина, мм | Ширина, мм |
|---|---|---|---|---|
| S&P Clever Reinforcement | 2600 | 150 | 1,2, 1,4 | 50, 80, 100 |
| S&P Clever Reinforcement | 2600 | 200 | 1,4 | 10, 50, 80, 100, 120 |
| Sika Carbodur S | 3050 | 165 | 1,2, 1,4 | 50, 60, 80, 90, 100, 120, 150 |
| Sika Carbodur M | 2900 | 210 | 1,4 | 60, 90, 100 |
| Sika Carbodur H | 1450 | 300 | 1,4 | 50 |
| Enforce | 2200–2500 | 165 | 1,2, 1,4, 2,1 | 10, 50, 80, 90, 100, 120 |
| Enforce | 2200–2500 | 210 | 1,2, 1,4, 2,1 | 50, 80, 90, 100, 120, 150 |
| Tyfo C-H | 2281 | 200 | 1,4 | - |
| DML Composites | 2100 | 140 | до 30 | до 1400 |
| DML Composites | 1400 | 360 | до30 | до 1400 |
| Mapei Carboplate E 170 | 3100 | 170 | 1,4 | 50, 100, 150 |
| Mapei Carboplate E250 | 2500 | 250 | 1,4 | 50, 100, 150 |

Такие полосы обычно содержат около 55% волокон в продольном направлении и 10% волокон, расположенных под углом 45° к продольной оси. Полосы изготавливаются длиной до 12 метров, шириной до 1,25 метра и толщиной до 30 мм.

В Германии и Дании [19] изготавливаются полосы композитного материала L-образной формы для повышения несущей способности железобетонных конструкций на действие поперечной силы и для анкеровки усиливающих элементов.

### 3.3 Предварительно напряженные композитные материалы

В некоторых случаях для усиления железобетонных конструкций возможно использование предварительно напряженных композитных материалов. Теоретическая база для их применения была разработана T.C. Triantafillou, M. Deuring и другими зарубежными учеными [20, 21]. Применение предварительно напряженных полос композитного материала имеет следующие преимущества:

- обеспечивается более жесткое поведение бетона сжатой зоны сечения непосредственно после усиления, увеличивая тем самым момент сопротивления сечения усиливаемой конструкции;

- замедляется образование наклонных трещин в приопорной части усиленной конструкции, а в случае образования трещин уменьшается величина их раскрытия. Данное обстоятельство играет существенную роль в обеспечении качественного сцепления композитного материала с бетоном;

- улучшается эксплуатационное состояние усиливаемой конструкции благодаря меньшему трещинообразованию;

- необходимая степень усиления конструкции достигается применением полос композитного материала меньшей площади поперечного сечения по сравнению с ненапряженными материалами;

- при соответствующей анкеровке концевых участков приклеенного преднапряженного композитного материала можно избежать его отслоения от усиливаемой конструкции из-за возникновения наклонных трещин на приопорных участках;

- в случае применения преднапряженных композитных материалов нейтральная ось сечения элемента будет располагаться ниже, что повышает эффективность работы сечения конструкции;

- преднапряжение КМФ значительно увеличивает допустимую нагрузку на железобетонную конструкцию, при которой внутренняя рабочая арматура начинает испытывать пластические деформации.

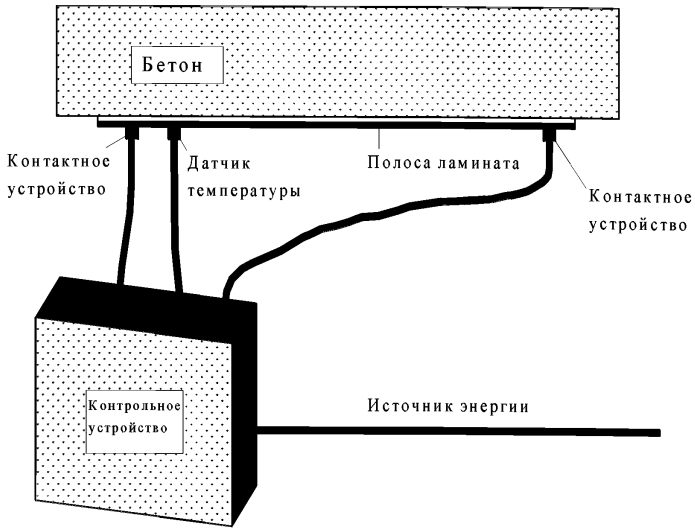



Рисунок 4 – Устройство нагрева при приклеивании ламината

К недостаткам применения преднапряженных композитных материалов можно отнести:

- увеличение стоимости и трудоемкости работ по усилению из-за усложнения технологии работ и применения дополнительного оборудования;

- увеличение продолжительности работ по усилению строительных конструкций;

- натяжение полосы композитного материала должно осуществляться до тех пор, пока клеящий состав не наберет достаточной прочности.

Схематично усиление железобетонной конструкции преднапряженными полосами композитного материала приведено на рисунке 5.

Необходимо отметить, что высокая степень преднапряжения приклеиваемого композитного материала может привести к значительным сдвиговым напряжениям в бетоне, особенно на участках, расположенных над концами КМФ. Это обстоятельство необходимо учитывать при проектировании системы усиления. Проведенные испытания [20] показали, что разрушение бетона под концевыми участками КМФ происходит уже при уровне преднапряжения 5 – 6 % от прочности

композитного материала на растяжение. В то же время и с технической и с экономической точки зрения для получения преимуществ, связанных с использованием преднапряженных композитных материалов, их уровень натяжения должен составлять примерно 50% от прочности на растяжение, то есть быть на порядок выше. Такой уровень преднапряжения КМФ без разрушения бетона над концевыми участками композитного материала может быть достигнут только при использовании специальных способов анкеровки, заключающихся в вертикальном охватывании приклеенной полосы КМФ холстовыми композитными материалами.

Университетом г. Фрибург (Швейцария) были проведены сравнительные испытания четырех типов железобетонных балок пролетом 6 м, шириной 1 м и высотой 0,22 м. Все балки были армированы в растянутой зоне шестью продольными стержнями диаметром 12 мм, хомуты поперечной арматуры диаметром 8 мм устанавливались с шагом 150 мм. Схема испытаний образцов и их геометрические параметры представлены на рисунке 6. Первый образец (сопоставительный) представлял собой обыкновенную железобетонную балку. Три следующих образца были усилены по всей длине двумя полосами ламината CFK 150/2000 фирмы S&P. Ширина полосы ламината $b_c$ = 80мм, толщина $t_c$ = 1,2 мм. При этом 2-й образец был усилен ненапряженными полосами, 3-й был преднапряжен на величину 640 МПа с удлинением $4{,}0^0/_{00}$ и 4-й – напряжениями 960 МПа с удлинением $6{,}0^0/_{00}$. Результаты испытаний образцов представлены в таблице 6 и приведены на рисунке 7.

Таблица 6 – Результаты испытаний балок на изгиб

| № образца | Разр.нагр., кН | Разр.мом,.кН м | Разр. мом., % |
|---|---|---|---|
| LC1 | 16.4 | 82.6 | 100 |
| LC2 CFK | 24.0 | 109.4 | 132 |
| LP3 CFK $4^0/_{00}$ | 35.3 | 150.1 | 182 |
| LP4 CFK $6^0/_{00}$ | 37.9 | 159 4 | 193 |

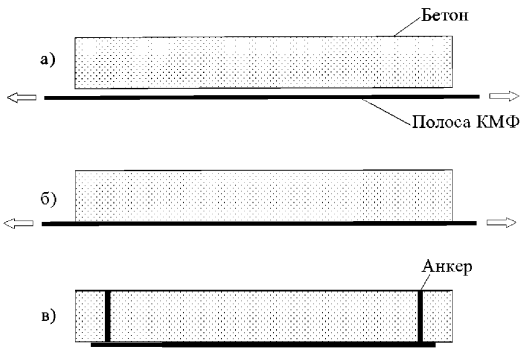



Рисунок 5 – Схема применения преднапряженных полос КМФ:

а) преднапряженные; б) приклеивание; в) анкеровка

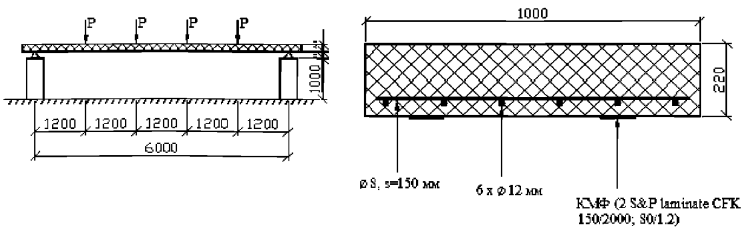



Рисунок 6 – Схема проведения испытаний

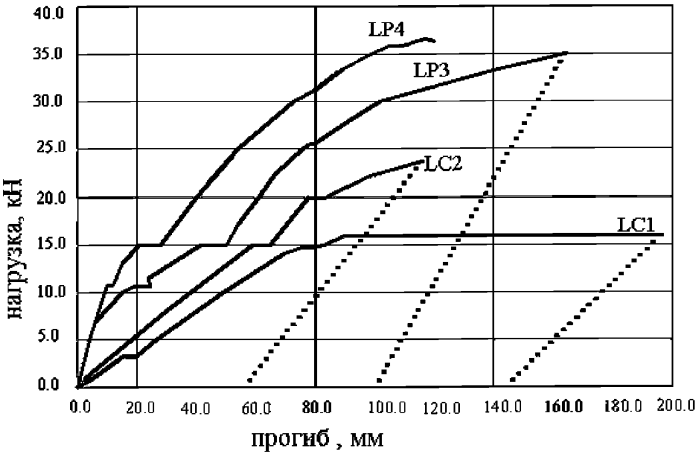



Рисунок 7 – Результаты испытаний балок

Как следует из таблицы, применение для усиления балки даже непреднапряженного ламината увеличило ее несущую способность на 32%, а использование преднапряженных полос ламината с различной степенью преднапряжения позволило увеличить разрушающий изгибающий момент на 82% и 93%, соответственно. Использование преднапряженных композитных материалов для усиления железобетонных элементов уменьшает прогибы конструкции и повышает ее трещиностойкость. Применение преднапряженных композитных материалов особенно эффективно для усиления большепролетных мостовых конструкций при возрастании интенсивности движения или коррозии существующих бетона или арматуры.

Преднапряжение композитного материала при усилении колонн (активное охватывающее усиление с созданием объемного напряженного состояния в материале усиливаемой конструкции) достигается путем натяжения его на упоры в процессе обматывания колонны или применением обычных обойм композитных материалов в сочетании с использованием расширяющегося строительного раствора или эпоксида, нагнетаемых в пространство между колонной и обоймой.

### 3.4 Установка композитных материалов в пазах

Одним из перспективных направлений использования композитных материалов для усиления строительных конструкций является не приклеивание их к поверхности бетона, а установка полос ламината в специально подготовленные щели или пазы (рисунок 8). BlaschkoM. и ZilchK. [22] были проведены исследования работающих на изгиб балок, усиленных таким образом. Использование полос ламината в пазах значительно увеличивает их сцепление с бетоном по сравнению с приклеиванием КМФ к бетонной поверхности. Возрастают растягивающие напряжения в ламинате и более полно используется работа бетона сжатой зоны. Помимо этого, в пазах композитные материалы защищены от внешних воздействий.

На рисунке 9 приведены сечения балок, усиленных полосами ламината, при их испытаниях на изгиб, а на рисунке 10 результаты испытаний. Длина каждой балки составляла 2,5 м, каждая балка загружалась сосредоточенной силой, приложенной в середине пролета. Для усиления балок использовался композитный материал на основе углеродных волокон КМФУ шириной $b_c$ = 50 мм и толщиной $t_c$ = 1,2 мм (площадь КМФУ составляет $A_c = 50 \cdot 1{,}2 = 60$ мм$^2$). Для того, чтобы площадь композитного материала оставалась неизменной при его использовании в пазах, он разрезался по длине на две полосы шириной 25 мм каждая, которые и закреплялись в сформированных полостях.

При испытаниях балок А1 и В1 (полоса КМФУ приклеена к внешней поверхности бетона) разрушение конструкции наступало вследствие отслоения ламината от бетона. При испытании балки А2 разрушение ламината произошло в щели под действием растягивающих напряжений. В балке В2 из-за незначительного поперечного армирования разрушение бетона произошло под воздействием поперечных сил.

По результатам испытаний балок серии А (рисунок 10, а) можно сделать вывод о том, что при расположении ламината в пазах разрушающая нагрузка увеличивается более чем в два раза (с 12 кН·м до 26 кН·м). В первую очередь, это вызвано более полным использованием прочности композитного материала на

растяжение. Испытания балок серии В (рисунок 10, б) показывают аналогичную картину деформирования под нагрузкой. Разрушающая нагрузка составила 52 кН·м.

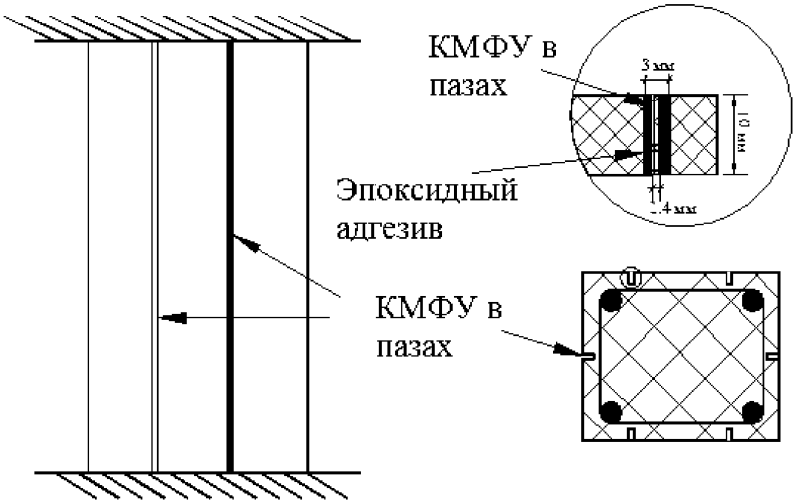



Рисунок 8 –Усиление железобетонных колонн установкой КМФУ в пазы

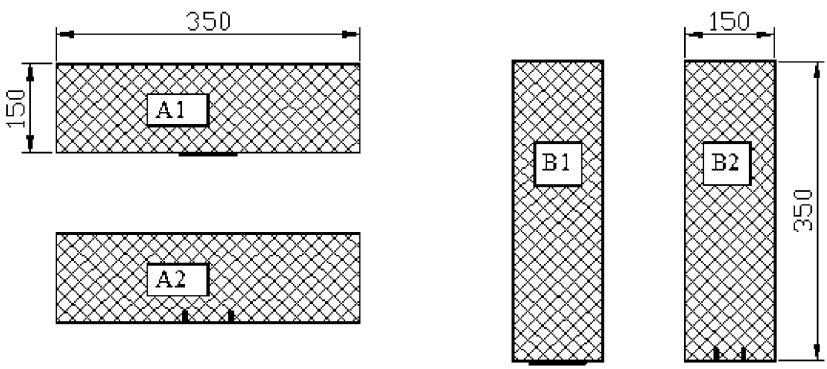



Рисунок 9 – Сравнительные сечения испытуемых балок

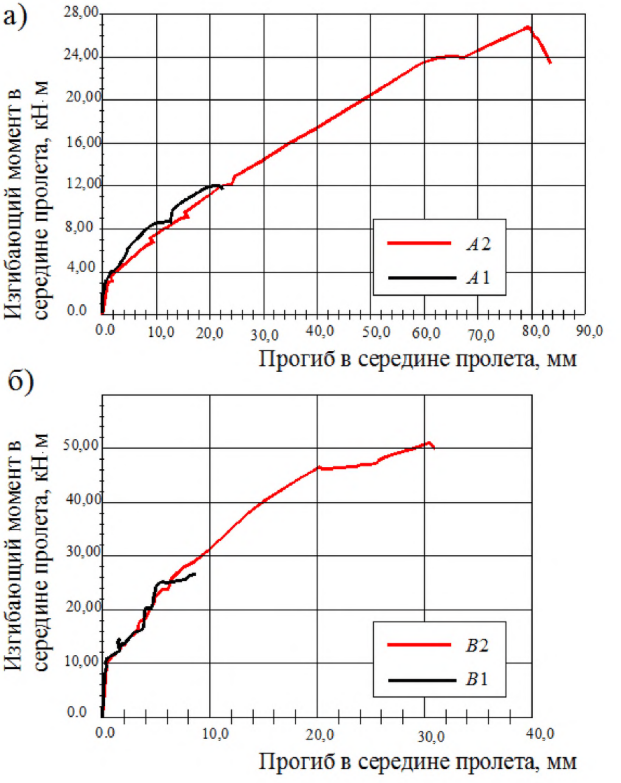



Рисунок 10 – Сравнительные результаты испытаний балок серий А и В

# 4 Проектирование усиления изгибаемых железобетонных конструкций

## 4.1 Основные положения проектирования

Проектирование всех строительных конструкций связано в первую очередь с обеспечением их надежности, определяемой ГОСТ 27751 как их способность сохранять заданные эксплуатационные качества в течение определенного срока службы. Строительные конструкции следует рассчитывать по методу предельных состояний, основные положения которого должны быть направлены на обеспечение безотказной работы конструкций с учетом изменчивости свойств материалов, нагрузок и воздействий, геометрических характеристик конструкций, условий их работы, а также степени ответственности проектируемых (ремонтируемых) объектов, определяемой материальным и социальным ущербом при нарушении их работоспособности.

Однако количество аварийных и катастрофических ситуаций, просто отказов при эксплуатации промышленных и гражданских зданий, инженерных сооружений, мостов и тоннелей, подземных сооружений различного назначения продолжает увеличиваться. Возрастает количество объектов, подлежащих незапланированному, преждевременному ремонту. Такую ситуацию можно объяснить или ошибками при проектировании или идеализацией исходных предпосылок расчета и расчетных схем, часто слабо отражающих действительные условия эксплуатации сооружения.

Вместе с тем, ведущей концепцией, на основе которой должна решаться задача повышения надежности строительных конструкций на современном этапе их развития, является системность. Системы обеспечения надежности, составляя важнейшую часть системы обеспечения качества, охватывают весь жизненный цикл любого инженерного сооружения – от получения исходных данных для проектирования, разработки соответствующих методик проектирования, собственно проектирования сооружения и отдельных его частей до строительства и эксплуатации. Однако накопление статистических данных об отказах различных инженерных сооружений показало, что отказы происходят как в период назначенного срока службы, так и за его пределами.

Таким образом, в данной работе понятие «система» рассматривается двояко. Во-первых, система как ряд последовательно сменяющих и вытекающих друг из друга этапов существования инженерного сооружения (проектирование – строительство – эксплуатация – диагностика – проектирование ремонта или усиления – ремонт и усиление – дальнейшая эксплуатация с мониторингом состояния конструкции). Все эти этапы существования инженерного сооружения тесно взаимосвязаны во времени.

Во-вторых, система представляет собой множество взаимосвязанных компонентов, функционирующих для достижения какой-либо цели. В общем случае мы имеем природно-искусственную систему «окружающая (внешняя среда), включающая в себя изменяющиеся во времени силовые нагрузки и воздействия, агрессивное воздействие на строительные конструкции, температурно-влажностный режим – бетон и арматура имеющейся конструкции – ремонтный состав – клеящий состав – материал усиления». Эти взаимосвязанные компоненты обладают общими свойствами системы:

- свойства и поведение каждого компонента оказывают воздействие на свойства и поведение всей системы в целом;

- свойства и поведение каждого компонента зависят от свойств и поведения, по крайней мере, еще одного компонента данной системы;

- каждое возможное подмножество компонентов системы обладает двумя свойствами, приведенными выше. Компоненты нельзя подразделить на независимые подмножества.

Перечисленные выше свойства являются гарантией того, что множество компонентов, образующих систему, всегда обладает некоей характеристикой, которой не обладает ни одно из входящих в него подмножеств. Даже когда каждый элемент системы функционирует практически идеально, вся система в целом может функционировать далеко не в оптимальном режиме. Это положение отражает тот факт, что суммарное функционирование отдельных компонентов системы редко оказывается равным функционированию системы в целом. То есть в системе целое представляет собой нечто большее, чем просто сумму входящих в нее компонентов.

Поэтому наблюдается устойчиво растущая потребность в разработке методов системного обслуживания каждого конкретного строительного объекта по его фактическому состоянию.

Использование системного подхода необходимо для успешной разработки технологии и выбора материала для ремонта и усиления строительной конструкции. Вне зависимости от выбранных технологии и материала усиления одним из основных требований, предъявляемых к многокомпонентной системе, является ее способность функционировать как одно целое в течение заданного промежутка времени. Этого можно добиться только в случае обеспечения достаточного сцепления между находящимся в эксплуатации бетоном, ремонтным составом и внешней арматурой усиления из композитного материала. Получаемая составная конструкция должна функционировать как единое целое.

Примером такого системного подхода к диагностике, проектированию ремонта и усиления строительных конструкций, выполнению работ по ремонту и усилению, а также последующему мониторингу фактическго состояния строительной конструкции в период эксплуатации может служить блок-схема, приведенная на рисунке 11.

Старейшим методом теории надежности, несмотря на все его несовершенства, остается конструктивный выбор статистических запасов прочности различных конструкций, основанный на использовании параметрической модели «прочность –нагрузка». Необходимо отметить, что руководства по проектированию внешнего усиления железобетонных конструкций композитными материалами и стальными пластинами разработаны в Великобритании, Германии, США, Швейцарии и других странах.

Общим для всех руководств является расчет строительных конструкций по двум группам предельных состояний. Первая группа предельных состояний ведет к полной непригодности к эксплуатации конструкции (зданий или сооружений в целом) или к их полной (частичной) потере несущей способности. В английском языке эта группа предельных состояний называется ULS – Ultimate Limit States.

Вторая группа включает в себя предельные состояния, затрудняющие нормальную эксплуатацию конструкций или уменьшающие долговечность зданий

или сооружений по сравнению с предусматриваемым сроком службы. В английском варианте: SLS – Serviceability Limit States.

Предельные состояния первой группы характеризуются:

- разрушением любого характера (пластическим, хрупким, усталостным);

- потерей устойчивости формы, приводящей к полной непригодности к эксплуатации;

- потерей устойчивости положения;

- переходом в изменяемую систему;

- качественным изменением конфигурации;

- другими явлениями, при которых возникает необходимость прекращения эксплуатации (чрезмерные деформации в результате ползучести, пластичности, сдвига в соединениях, раскрытия трещин, а также образованием трещин).




Рисунок 11 – Общий порядок выполнения комплекса работ по усилению (ремонту) строительных конструкций композитными материалами

Предельные состояния второй группы характеризуются:

- достижением предельных деформаций конструкций (предельных прогибов, поворотов) или предельных деформаций основания;

- достижением предельных уровней колебаний конструкций;

- образованием трещин;

- достижением предельных раскрытий или длин трещин;

- потерей устойчивости формы, приводящей к затруднению нормальной эксплуатации;

- другими явлениями, при которых возникает необходимость временного ограничения эксплуатации здания или сооружения из-за неприемлемого снижения срока их службы (например, коррозионные повреждения).

Расчет по предельным состояниям конструкции в целом, а также отдельных ее элементов и частей выполняют для всех этапов: изготовления, транспортирования, монтажа, эксплуатации, ремонта, усиления и дальнейшей эксплуатации.

При расчете по первой группе предельных состояний структура нормативных расчетных формул имеет вид:

$$S\Sigma\,(P_{ni}, \gamma_{fi}, \psi_I) \le \Phi\Sigma(R_{ni}, A_i, \gamma_{wi}, 1/\gamma_I, 1/\gamma_n) \qquad (3)$$

По второй группе предельных состояний:

$$\Delta \le f, \qquad (4)$$

где

$P_{ni}$ – внешние нормативные нагрузки и воздействия;

$S$ – внутренние усилия (изгибающие и крутящие моменты, нормальные и поперечные силы), как функции нагрузок и силовых воздействий;

$\gamma_{fi}$ – коэффициенты надежности по нагрузкам;

$\psi_I$ – коэффициент сочетаний нагрузок; $\Phi$ – несущая способность в виде предельно допустимых внутренних усилий как функций физико-механических свойств материалов, составляющих конструкцию (включая композитные материалы усиления) и геометрических характеристик сечений;

$R_{ni}$ – нормативные физико-механические характеристики материалов, включая материалы усиления;

$A_i$ – геометрические характеристики сечений;

$\gamma_{wi}$ – коэффициенты условий работы конструкций;

$\gamma_I$ – коэффициенты надежности по материалу (в том числе по композитному материалу усиления) ;

$\gamma_n$ – коэффициент надежности по назначению здания или сооружения;

$\Delta$ – перемещения (прогибы, осадки, углы поворота, колебания, раскрытия трещин и т. п.) как функции нагрузок и воздействий, деформационных характеристик материалов и геометрических характеристик сечений;

$f$ – предельные нормативные величины перемещений, осадок, углов поворота и образования или раскрытия трещин;

$\sum$ – знак суммы по индексу $I$ [23,24].

При определении нагрузок на железобетонные конструкции необходимо пользоваться нормами и правилами, изложенными в СП 63.13330, СП35.13330, СП 20.13330. При ремонте и усилении строительных конструкций особое внимание необходимо обратить на указания по расчету и конструированию железобетонных конструкций при реконструкции зданий и сооружений, изложенных в СП 63.13330.

При проектировании усиливаемых железобетонных конструкций необходимо обеспечить включение в работу элементов усиления и совместную их работу с усиливаемой конструкцией. Для сильно поврежденных конструкций (при разрушении 50% и более сечения бетона или 50% и более площади сечения рабочей арматуры) элементы усиления следует рассчитывать на полную нагрузку, при этом усиливаемая конструкция в расчете не учитывается.

Площадь поперечного сечения арматуры усиливаемой конструкции следует определять с учетом фактического уменьшения в результате коррозии. Арматура из высокопрочной проволоки в расчетах не учитывается при наличии язвенной или питтинговой коррозии, а также если коррозия вызвана хлоридами.

## 4.2 Нормативные и расчетные характеристики композитных материалов

При расчете параметров ремонта и усиления железобетонных конструкций важную роль играют нормативные и расчетные сопротивления составляющих конструкцию элементов – бетона, стальной арматуры и композитного материала усиления. И если по поводу бетона и арматуры существуют четкие указания в СП 63.13330, то данные по композитным материалам хоть немного, но различаются.

Нормативные и расчетные сопротивления бетона и арматуры усиливаемых железобетонных конструкций следует назначать в соответствии с указаниями раздела 2 и СП 63.13330.2012.

Так как композитные материалы (ламинаты и холсты) являются упругими материалами с высокой прочностью на растяжение и без выраженной пластической зоны, то многие фирмы-производители в своей документации указывают предельно допустимые и рекомендуемые к применению при проектировании деформации материала.

Например, фирма-производитель S&P предлагает при проектировании усиления железобетонных конструкций своими ламинатами использовать величины деформаций 0,6–0,8%. При этом используемая в расчетах прочность на растяжение в зависимости от типа ламината будет составлять 1000–1600 МПа. Учитывая, что внутренняя арматура при расчете по второй группе предельных состояний не должна испытывать пластических деформаций, то на практике деформация ламината не должна превышать деформаций внутренней арматуры. Согласно немецкому стандарту, эта величина не должна превышать 0,5%, по евростандарту 1,0%.

По рекомендациям этой же фирмы значения деформаций холстовых композитных материалов, используемые при проектировании, не должны превышать 50% от предельно допустимых, и зависят от назначения усиления конструкции (на действие поперечной силы, изгибающего момента, охватывающее усиление колонн). Фирмой рекомендуются при усилении железобетонных

конструкций холстами на основе углеродных волокон следующие их предельные деформации при проектировании:

- усиление на действие поперечной силы и сдвиг 0,2–0,3%;

- охватывающее армирование колонн 0,4–0,6%;

- усиление изгибаемых элементов 0,6–0,8%.

Также при ручном способе усиления холстами ввиду возможного неравномерного расположения углеродных волокон в клеящий композиции фирмой рекомендуется коэффициент надежности по материалу для модуля упругости $\gamma_{ce} = 1{,}2–1{,}5$.

Британскими правилами проектирования внешнего усиления железобетонных конструкций композитными материалами приняты следующие положения по определению нормативных и расчетных сопротивлений композитных материалов

$$R_c = R_{cn}/\gamma_c \cdot \gamma_{mn} \cdot \gamma_{ce} \qquad (5)$$

где

$R_c$ – расчетное сопротивление композитного материала растяжению,

$R_{cn}$ – сопротивление композитного материала растяжению по данным фирм-производителей (условно нормативное сопротивление);

$\gamma_c$ – коэффициент надежности по композитному материалу,

$\gamma_{mn}$ – коэффициент надежности по способу нанесения композитного материала.

Т. е. в этом варианте расчетное сопротивление композитного материала, используемое при расчете по первой группе предельных состояний, получается делением нормативного сопротивления на три коэффициента надежности по материалу, что дает больший запас прочности. Надо отметить, что нормативное значение прочности композитного материала на растяжение берется при его предельно допустимой деформации, определяемой фирмами-производителями.

В таблице 7 приведены коэффициенты надежности по материалу и по модулю упругости в зависимости от типа материала, а в таблице 8 коэффициенты

надежности в зависимости от способа изготовления и нанесения композитного материала.

Таблица 7 – Коэффициенты надежности по материалу и модулю упругости

| Композитный материал | $\gamma_c$ | $\gamma_{ce}$ |
|---|---|---|
| Углерод КМФ | 1,4 | 1,1 |
| Арамид КМФ | 1,5 | 1,1 |
| Стекло КМФ | 3,5 | 1,8 |

Таблица 8 – Коэффициенты надежности в зависимости от способа нанесения композитного материала

| Тип системы, метод изготовления или применения | Коэффициент надежности по способу изготовления или нанесения $\gamma_{mn}$ |
|---|---|
| Полосы ламинатов: Pultruded | 1,1 |
| Prepreg | 1,1 |
| Preformed | 1,2 |
| Холстовые материалы | |
| Машинное нанесение | 1,1 |
| Вакуумное нанесение | 1,2 |
| Ручное нанесение | 1,4 |

Другие фирмы-производители предлагают свои коэффициенты надежности для композитных материалов: TonenForcaTowsheet – 3,0; Replark system – 2,25.

В работе [25] предлагается определять расчетные проектные деформации композитного материала по зависимости:

$$\varepsilon_c = k\varepsilon_{cn}, \quad (6)$$

где $\varepsilon_{cn}$ – предельные деформации композитного материала по данным фирм-производителей; $k$ – коэффициент, определяемый экспериментально по зависимости $k = 89.3(E_c t_c)^{-0,5}$; $t_c$ – толщина композитного материала, мм.

Анализируя различные подходы к определению коэффициента надежности композитных материалов можно сказать, что наиболее обоснованными из них являются подходы фирмы S&P Clever Reinforcement Company и Британского

руководства по проектированию усиления бетонных элементов композитными материалами. В любом случае необходимо согласование с конкретной фирмой-производителем композитного материала и учет национальных норм и правил проектирования строительных конструкций.

При проектировании усиления изгибаемых железобетонных элементов важным параметром является предельная деформация крайне сжатого волокна бетона перед разрушением, по EuroCode 2 она принимается $\varepsilon_{bu} = 0{,}0035$. По данным В.Н. Байкова и Э.Е. Сигалова, в сжатой зоне изгибаемых элементов наблюдается предельная сжимаемость, зависящая от формы поперечного сечения и относительной величины сжатой зоны $\varepsilon_{bu} = 0{,}0027–0{,}0045$. То есть цифры являются вполне сопоставимыми. При уменьшении ширины поперечного сечения книзу и в тавровых сечениях $\varepsilon_{bu}$ уменьшается, а при уменьшении относительной высоты сжатой зоны – увеличивается. Также эта величина зависит от насыщения сечения продольной арматурой.

При проектировании усиливаемых конструкций следует, как правило, предусматривать, чтобы нагрузка во время усиления не превышала 65% расчетной величины. При сложности или невозможности достижения требуемой степени разгрузки допускается выполнять усиление под большей нагрузкой. В этом случае расчетные характеристики композитных материалов усиления умножаются на коэффициент условий работы $\gamma_{c1} = 0{,}9$. В любом случае степень разгрузки конструкций следует выбирать из условия обеспечения безопасного ведения работ по ремонту и усилению.

Хотя площадь поперечного сечения ламинатов невелика (обычно не более 140 мм$^2$) при проектировании усиления по возможности следует не допускать переармирования сечения и соблюдать условие $\xi \le \xi_R$. При добавлении к растянутой зоне сечения приклеенного композитного материала разрушение усиливаемого железобетонного элемента может произойти в следующих случаях: в арматуре растянутой зоны; в бетоне сжатой зоны сечения; при преждевременном отслоении ламината и при хрупком разрушении самого композитного материала. С точки зрения меньшей аварийности создавшейся ситуации более предпочтительным будет именно хрупкое разрушение КМФУ.

Если усиливаемая конструкция относится к 1-й или 2-й категориям по трещиностойкости, когда или не допускается раскрытие трещин, или допускается ограниченное по ширине непродолжительное раскрытие трещин при условии их последующего надежного закрытия, то расчет по второй группе предельных состояний может быть определяющим по выбору типа и количества композитного материала, необходимого для надежного усиления конструкции.

Во всех случаях проектирования ремонта и усиления железобетонных конструкций необходимо соблюдать методические рекомендации по расчету их огнестойкости и огнесохранности [26].

Различные системы внешнего усиления, возможные к применению, зависят от многих факторов: типа КМФ и клеящий состава, метода нанесения материала, условий проведения работ, пожароопасности здания или сооружения, качества выполнения ремонта и применяемых ремонтных составов, подготовки поверхности усиливаемой конструкции, квалификации персонала и многих других факторов. Все это должно учитываться проектировщиком при разработке проекта ремонта и усиления железобетонной конструкции. Обязательным условием успешного выполнения работ является использование апробированных системных материалов.

Наиболее распространенными изгибаемыми элементами железобетонных конструкций являются плиты и балки. Из них образуют многие железобетонные конструкции, чаще других – плоские перекрытия и покрытия. Плиты и балки могут быть однопролетными и многопролетными. Такие плиты деформируются подобно балочным конструкциям при различном типе нагрузках, если значение последних не изменяется в направлении, перпендикулярном пролету. Также на изгиб работают различные элементы мостовых конструкций, ригели и многие другие.

Железобетонные конструкции могут быть усилены при работе на изгиб внешним армированием композитными материалами, приклеиванием последних в растянутой зоне конструкции с расположением направления фибры параллельно максимальным растягивающим усилиям (продольно оси конструкции). Этот принцип проиллюстрирован на рисунке 12. Согласно общим нормативным положениям расчета изгибаемых железобетонных элементов, усиленные композитным материалом конструкции должны рассчитываться по прочности

сечений, нормальных к продольной оси элемента; по прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента, включая расчеты на действие поперечной силы по наклонной полосе между наклонными трещинами, на действие поперечной силы по наклонной трещине и на действие изгибающего момента по наклонной трещине; по образованию и раскрытию нормальных и наклонных трещин; по определению прогибов и углов поворота.

Помимо этого, при расположении композитных материалов в растянутой зоне сечения усиливаемых элементов необходимо осуществлять проверку возможности отслоения концевых участков КМФ под действием поперечных и сдвиговых сил, а также оценивать возможность потери сцепления между композитным материалом и старым бетоном или ремонтным составом.

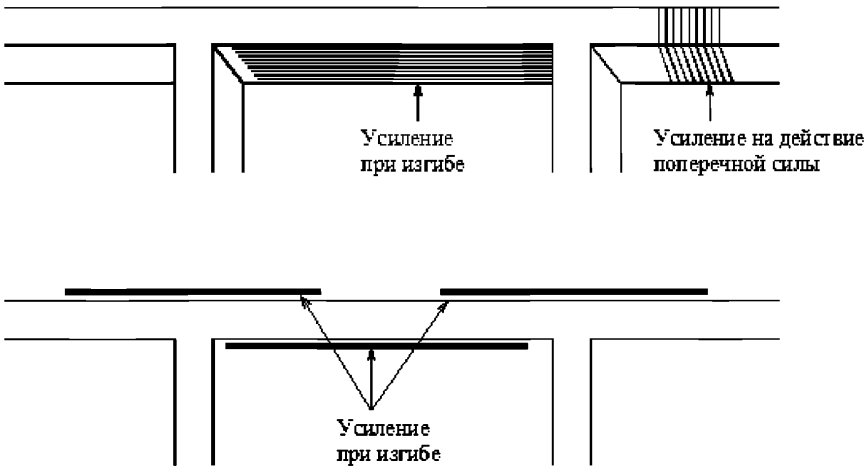



Рисунок 12 – Усиление изгибаемых железобетонных элементов

Предельные усилия в сечении, нормальном к продольной оси элемента, определяются исходя из следующих допущений:

- сечение, плоское до приложения нагрузки, остается таким же и после ее приложения (гипотеза плоских сечений);

- сопротивление бетона растянутой зоны принимается равным нулю;

- сопротивление бетона сжатию представляется напряжениями, равными $R_b$ и равномерно распределенными по сжатой зоне бетона;

- деформации (напряжения) в арматуре определяются в зависимости от высоты сжатой зоны бетона;

- растягивающие напряжения в арматуре принимаются не более расчетного сопротивления растяжению $R_s$;

- сжимающие напряжения в арматуре принимаются не более расчетного сопротивления сжатию $R_{sc}$, но не более 400 Мпа;

- композитный материал усиления имеет линейную диаграмму деформирования вплоть до разрушения;

- исключается сдвиг по поверхности между бетоном и композитным материалом (это допущение вполне обоснованно для наиболее часто применяемых клеящий составов толщиной до 1.0 – 1.5 мм, деформирующихся вязко-упруго, а деформации сдвиговой ползучести и усадки которых незначительны).

В результате расчета определяются необходимые площадь поперечного сечения и тип композитного материала усиления. Так как прочность эпоксидной смолы (матрицы) очень мала, то в расчете учитывается только площадь поперечного сечения углеродных волокон. На первом этапе проектирования необходимо оценить эффект начальной нагрузки на конструкцию перед и во время ее непосредственного усиления.

### 4.3 Анализ исходной ситуации перед усилением конструкции

Исходные данные для анализа начальной ситуации (расчетная схема конструкции, действующие нагрузки, размеры конструкции и степень повреждения бетона и арматуры) определяются в результате проведения диагностического обследования подлежащей усилению железобетонной конструкции. Определение начального максимального изгибающего момента $M_o$ производится как для второй группы предельных состояний без учета коэффициентов надежности по нагрузке и по материалу. На этом этапе производится определение распределения деформаций

по сечению конструкции исходя из ее работы в упругой стадии. По сути анализ начальной ситуации производится по допускаемым напряжениям.

Если начальный максимальный изгибающий момент $M_o$ больше момента трещинообразования сечения $M_{crc}$, то расчет производится как для сечения с трещинами, приведенного на рисунке 13. В случае, если $M_o < M_{crc}$ его влиянием при дальнейшем расчете усиливаемой конструкции можно пренебречь.

Высота сжатой зоны сечения $x_o$ находится из условия, что статический момент приведенного сечения относительно нейтральной оси равен нулю

$$S_{red} = bx_o^2/2 + \alpha A_s'(x_o - a') - \alpha As(h_o - x_o) = 0, \quad (7)$$

где

$b$ – ширина сечения прямоугольного элемента, мм;

$\alpha = E_s/E_b$ – отношение модулей упругости арматурной стали и бетона;

$A_s'$ - площадь поперечного сечения сжатой арматуры, мм$^2$;

$A_s$ – площадь поперечного сечения растянутой арматуры, мм$^2$;

$a'$ – расстояние от оси, нормальной к плоскости изгиба и проходящей через центр тяжести сечения сжатой арматуры, до внешнего сжатого края сечения элемента, мм;

$h_o$ – рабочая (полезная) высота сечения, мм, $h_o = h - a$; $h$ – полная высота сечения, $a$ – расстояние от оси, нормальной к плоскости изгиба и проходящей через центр тяжести сечения растянутой арматуры, до внешнего растянутого края сечения.

Момент инерции приведенного сечения

$$I_{red} = bx_o^3/3 + \alpha A_s(h_o - x_o)^2 + \alpha A_s'(x_o - a')^2 \quad (8)$$

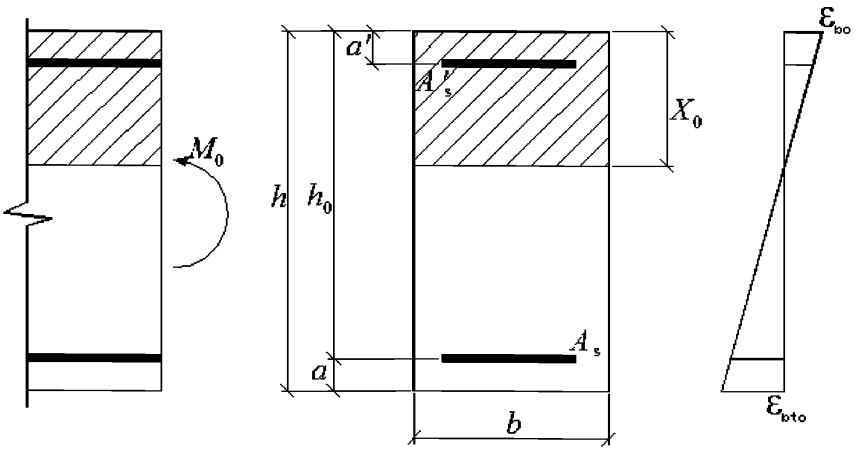



Рисунок 13 – Начальное напряженно-деформированное состояние элемента перед усилением

Максимальная деформация бетона крайне сжатого волокна $\varepsilon_{bo}$ определяется из выражения:

$$\varepsilon_{bo} = M_o x_o / E_b I_{red} \quad (9)$$

Исходя из принципа неразрывности деформаций и их линейного распределения по нормальному сечению, максимальные деформации крайне растянутого волокна бетона составят:

$$\varepsilon_{bto} = \varepsilon_{bo}(h - x_o)/x_o \quad (10)$$

Определение начальной деформации крайне растянутого волокна бетона, к которому в дальнейшем будет приклеен композитный материал усиления, необходимо для дальнейших расчетов фактических деформаций КМФ при внешнем усилении.

## 4.4 Прочность усиленных конструкций по нормальным сечениям

По СП 63.13330 расчет прочности изгибаемых железобетонных элементов любого профиля по нормальным сечениям, согласно первой группе предельных состояний, выполняется из той предпосылки, что конструкция находится в III стадии напряженного состояния (стадии разрушения).

При этом наиболее вероятными типами разрушения будут или разрушение бетона сжатой зоны или растянутой арматуры. Расчетная схема усилий, напряжений и деформаций, действующих в сечении элемента, приведена на рисунке 14. При этом композитный материал, приклеенный к растянутой грани элемента, остается неповрежденным. Арматура в сжатой зоне сечения может достигнуть своего предельного значения сопротивлению сжатия $R_{sc}$ или испытывать напряжения $\sigma_{sc}'=E_s \cdot \varepsilon_s'$, особенно если используется смешанная арматура.

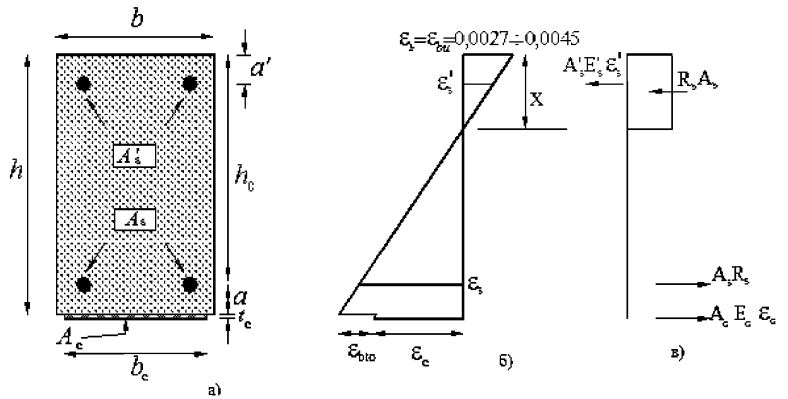



Рисунок 14 – Напряженно-деформированное состояние усиленного КМФ железобетонного элемента при изгибе: а) поперечное сечение; б) распределение деформаций; в) распределение сил

Полное использование механических свойств ненапрягаемой арматуры возможно лишь в плитах и редко в балках с малым содержанием арматуры [24].

Положение нейтральной оси усиленной конструкции должно удовлетворять условию $x \le \xi_R \cdot h_o$, где величина $\xi_R$ определяется согласно рекомендациям СП 63.13330. как для неусиленной конструкции. Само положение нейтральной оси

определяется, исходя из равенства проекции нормальных сил, действующих в сечении элемента сил, исходя из формулы:

$$R_b \cdot b \cdot x + A_s^{'} \cdot E_s \cdot \varepsilon_s^{'} = A_s \cdot R_s + A_c \cdot E_c \cdot \varepsilon_c \qquad (11)$$

Исходя из непрерывности деформаций

$$\varepsilon_s^{'} = \varepsilon_{bu} \frac{x - a^{'}}{x} - \varepsilon_{bio}, \qquad (12)$$

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{bu} \frac{h - x}{x} - \varepsilon_{bio}. \qquad (13)$$

Несущая способность сечения конструкции по изгибающему моменту составит:

$$M_s = R_b \cdot b \cdot x\,(h_o - 0{,}5x) + E_s \cdot \varepsilon_s^{'} \cdot A_s^{'}(h_o - a^{'}) + A_c \cdot E_c \cdot \varepsilon_c \cdot a \qquad (14)$$

Несущая способность сечения $M_s$ должна быть больше или равна максимальному изгибающему моменту $M$, действующему в конструкции от всех внешних сил $M_s \geq M$.

Из равенства этих моментов легко определяется необходимая для усиления площадь композитного материала $A_c$.

Для того, чтобы приведенные выше соотношения имели смысл и не произошли недопустимые деформации растянутых арматуры и композитного материала, необходимо соблюдение следующих условий:

Деформации в растянутой арматуре следует определять, как

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{bu} \frac{h - x}{x} \leq \frac{R_s}{E_s}. \qquad (15)$$

Деформации в композитном материале определяются по зависимости

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{bu} \frac{h - x}{x} - \varepsilon_{bio} \leq \varepsilon_{cd}. \qquad (16)$$

Деформации растянутой арматуры и композитного материала не должны превышать предельных расчетных значений.

Если допустить, что предельные состояния наступают сразу во всех четырех составляющих конструкции (бетоне, сжатой и растянутой арматуре и композитном материале), то в формулы 11 и 14 вместо значений $E_s \cdot \varepsilon_s^{'}$ и $E_c \cdot \varepsilon_c$ надо подставлять значения $R_{sc}$ и $R_c$ соответственно, хотя вероятность, что такая ситуация наступит, ничтожно мала.

## 4.5 Прочность усиленной конструкции по наклонным сечениям

Экспериментальными исследованиями установлено, что на приопорных участках изгибаемых элементов под воздействием поперечной силы $Q$ и изгибающих моментов $M$ в сечениях, наклонных к оси, формируется напряженно-деформированное состояние, которое может привести к образованию наклонных трещин. Главные растягивающие ($\sigma_{mt}$) и главные сжимающие ($\sigma_{mc}$) напряжения действуют под некоторым углом ($\theta$) к продольной оси элемента. Если главные растягивающие напряжения ($\sigma_{mt}$) превысят прочность бетона на растяжение ($R_{bt}$), то возникают наклонные трещины и усилия, действующие в элементе, передаются на арматуру, в том числе и внешнюю из композитного материала. Место образования трещин, их наклон, раскрытие и развитие по высоте зависят от вида нагрузок, формы сечения элемента, вида армирования (в том числе и внешнего армирования КМФ) и других факторов.

Образование наклонной трещины приводит к разделению железобетонного элемента на две части, связанные между собой в сжатой зоне бетоном над наклонной трещиной, а в растянутой зоне – продольной арматурой из арматурной стали и полосой КМФ, поперечной арматурой из стали и КМФ, пересекающими наклонную трещину.

Разрушение изгибаемого элемента по наклонному сечению может происходить по одному из трех возможных случаев [31].

Случай 1 – разрушение бетона стенки по наклонной полосе между наклонными трещинами от главных сжимающих напряжений

$$\sigma_{mc} = -0{,}5\sigma_x - \sqrt{(0{,}5\sigma_x)^2 + \tau^2} > R_b . \qquad (17)$$

Такое разрушение возможно только при малой ширине $b$ сечения элемента или применении бетонов низкой прочности. В данном случае применение композитных материалов для усиления конструкции возможно после изменения геометрических характеристик элемента в соответствии с рекомендациями СП 63.13330.

Случай 2 – излом по наклонному сечению от доминирующего действия изгибающего момента. Под воздействием возрастающего изгибающего момента главные растягивающие напряжения

$$\sigma_{mt} = -0,5\sigma_x + \sqrt{(0,5\sigma_x)^2 + \tau^2} > R_{bt.ser} \qquad (18)$$

преодолевают сопротивление бетона на осевое растяжение и образуется наклонная трещина с максимальным раскрытием в растянутой зоне. Бетон растянутой зоны в наклонном сечении выключается из работы и все растягивающие усилия передаются в продольную и поперечную арматуру из стали и композитного материала.

Прочность наклонных сечений на действие изгибающего момента $M$ надежно обеспечивается простыми конструктивными решениями, подробно описанными в научной литературе [24, 31].

Случай 3 – внутренние усилия в бетоне сжатой зоны над наклонной трещиной и осевые усилия в арматуре, пересекаемой наклонной трещиной, приводят к сдвигу по наклонному сечению от доминирующего действия поперечной силы. Образование наклонной трещины начинается в середине боковых граней. В этом месте касательные напряжения $\tau$ от поперечной силы достигают максимума

$$\tau_{max} = \sigma_{mt} = Q/(bh_o) \geq 2,5R_{bt}, \qquad (19)$$

где $\sigma_{mt}$ – главные растягивающие напряжения на уровне нулевой линии элементов без напрягаемой арматуры. Вследствие неупругих свойств бетона касательные напряжения равномерно распределяются по сечению, и наклонная трещина раскрывается примерно одинаково по всей длине. Происходит взаимное смещение частей элемента по вертикали. В результате совместного действия сжимающих и срезающих усилий разрушается бетон сжатой зоны. Этот случай разрушения является наиболее общим и распространенным.

Экспериментальные исследования, проведенные Е.А. Король [32], для трехслойных железобетонных конструкций (наружные слои – более прочный керамзитобетон, внутренний слой – полистиролбетон) показали, что для всех испытанных образцов характерно образование нескольких часто расположенных наклонных трещин в среднем (менее прочном) слое приопорных зон. Более прочные наружные слои создавали сопротивление развитию образовавшихся наклонных

трещин, что приводило к появлению новых и увеличению их количества в пределах среднего слоя. В результате несущая способность трехслойных элементов возрастает. На несущую способность наклонной сжатой полосы существенно влияет поперечная арматура, расположенная под наклоном к продольной оси элемента. Не претендуя на количественные характеристики, полученные автором, можно предположить, что качественная картина деформирования и разрушения железобетонного элемента, усиленного внешним армированием композитными материалами, будет аналогичной.

Использование композитного материала для усиления изгибаемых элементов по наклонным сечениям наиболее эффективно при направлении его волокон (фибры) максимально параллельным действию растягивающих напряжений. Это положение иллюстрирует приведенная на рисунке 15 зависимость между модулем упругости КМФ и ориентацией составляющих его волокон относительно направления действия растягивающих напряжений.

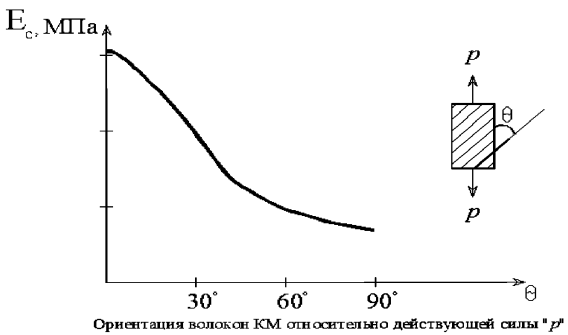



Рисунок 15 – Качественная зависимость модуля упругости КМФ от ориентации волокон фибры в материале

В приопорной части конструкции главные растягивающие и главные сжимающие напряжения действуют на площадках, расположенных под углом близким к 45° относительно оси усиливаемого элемента. На практике расположение элементов внешнего усиления КМФ осуществляется с направлением волокон

перпендикулярно оси усиливаемой конструкции или с некоторым углом к ней (рисунок 16). На этом же рисунке приведены различные схемы армирования.

Научные исследования по усилению железобетонных элементов композитными материалами на действие поперечной силы по наклонному сечению предполагали, что композитный материал в этом случае ведет себя подобно внутренней поперечной стальной арматуре. Несущая способность внешних «хомутов» из КМФ определялась их прочностью на растяжение или предельной допускаемой деформацией. Последние исследования в этой области [33] позволили установить, что разрушение бетона, усиленного композитным материалом бетонного элемента, начинается раньше достижения полосами или хомутами КМФ предельных значений прочности на растяжение и деформаций. Эта деформация фактического разрушения $\varepsilon_{cf}$ определяется увеличением модуля упругости волокон композитного материала в направлении действия растягивающих напряжений. Величину фактической разрушающей деформации практически невозможно определить точными методами механики сплошной среды и трудно, используя экспериментальные методы. Основным моментом при определении фактической деформации разрушения КМФ в этом случае остается вопрос о его поведении и роли при исчерпывании несущей способности железобетонного элемента под действием поперечной силы. Непреложным остается только тот факт (многократно подтвержденный экспериментально), что разрушение бетона на приопорном участке всегда происходит в виде образования и развития диагональной наклонной трещины как при наличии композитного материала усиления, так и в его отсутствие.

На рисунке 17 приведена качественная картина разрушения. Оно может произойти или из-за преждевременного отслоения КМФ или из-за его значительного растяжения, превышающего предельное значение.

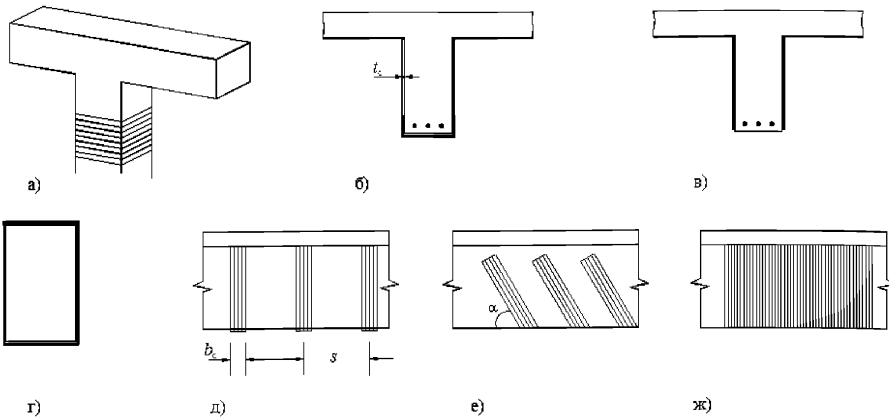



Рисунок 16 – Схемы усиления колонн и балок композитными материалами: а) усиление колонны; б) усиление балки U-образным КМФ; в) усиление балки по сторонам; г) охватывающее (на все сечение) усиление прямоугольной формы; д) вертикальные ленты, е) наклонные ленты; ж) усиление по длине

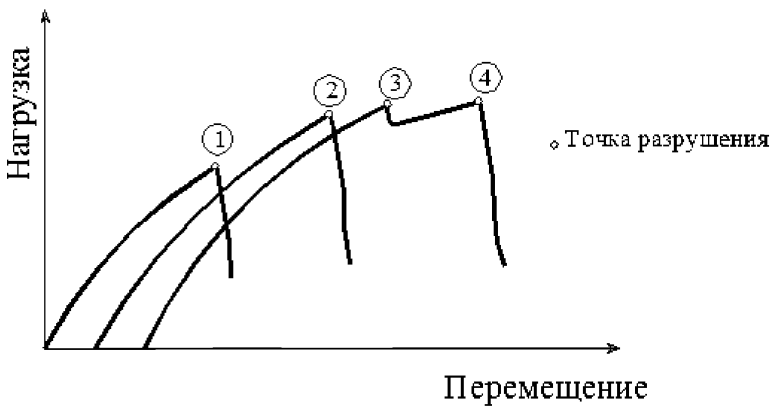



Рисунок 17 – Характер разрушения усиленного элемента под воздействием поперечной силы: 1 – разрушение бетона или отслоение КМФ; 2 – разрушение бетона или КМФ; 3 – разрушение бетона; 4 – разрушение КМ

В этом случае разрушение композитного материала происходит в первоначальный момент от действия максимальной нагрузки (постоянной и временной) и в дальнейшем может развиваться и от действия меньшей нагрузки вследствие перераспределения напряжений вблизи наклонной трещины.

При расчетах по первому предельному состоянию необходимо принимать во внимание риск разрушения поверхности контакта между бетоном и композитным материалом. Хотя одновременное проявление двух видов разрушения – отслоения КМФ от бетона и потери целостности самого композитного материала от действия растягивающих напряжений - маловероятно. Это объясняется различной деформативностью КМФ и бетона, еще более возрастающей после образования трещин в бетоне и перераспределения напряжений в усиленной конструкции. Фактическая деформация композитного материала зависит от длины полосы или холста КМФ, длины анкеровки и длины КМФ, необходимой для достижения им прочности на растяжение перед возможным отслоением. На величину сцепления влияют тщательность подготовки и обработки соединяемых материалов, тип применяемых праймера и клеящий состава, температурно-влажностные условия в месте проведения работ по усилению и другие факторы. В результате экспериментальных исследований [33] установлено, что величина $\varepsilon_{cf}$ прямо пропорциональная величине относительной жесткости композитного материала $E_c \cdot \mu_c$ и обратно пропорциональна прочности бетона на растяжение $R_{bt}$.

Расчет железобетонных элементов с поперечной арматурой на действие поперечной силы для обеспечения прочности по наклонной трещине производится по наиболее опасному наклонному сечению из условия:

$$Q \le Q_b + Q_{sw} + Q_{s.inc} + Q_{c.} \qquad (20)$$

В это условие, в отличие от известного [25], добавилось еще одно слагаемое $Q_c$, представляющее собой поперечное усилие, воспринимаемое композитным материалом.

В работе [2] приводятся зависимости для определения геометрических и прочностных характеристик поверхностно-оклеечного стеклопластика при усилении:

$$Q_c = \frac{2 h_{co} n_c P_c}{h_o C_o}, \quad (21)$$

где:

$h_{co}$ – рабочая высота сечения стеклопластика;

$h_o$ – рабочая высота сечения усиливаемой конструкции;

$C_o$ – длина проекции наклонного сечения на продольную ось элемента, определяемая для усиливаемой конструкции согласно СП 63.13330.;

$n_c$ – количество слоев стеклопластика;

$P_c$ – прочность на растяжение 1 см стеклопластика, Н/см

Геометрические параметры поверхностно-оклеечного стеклопластика, полученные по зависимости (21), должны обеспечивать требуемую площадь приклеящий составки стеклоткани в зависимости от среза бетона усиливаемой конструкции и удовлетворять условию:

$$Q_2 - Q_1 \le 1{,}58 R_{bt} \cdot A_c, \quad (22)$$

где:

$Q_1$ и $Q_2$ –соответственно поперечные силы от внешних нагрузок до усиления и после усиления;

$A_c = 2C_o \cdot h_{co}$ – площадь поверхностно-оклеечного стеклопластика.

В первом приближении эти формулы могут быть использованы и для предварительного определения необходимо для усиления количества композитного материала.

Поперечное усилие, воспринимаемое композитным материалам $Q_c$ согласно европейским нормам проектирования и исследованиям, проведенным Triantafillou T.C и TaljstenB, можно определить по формуле 23, а расчетная схема усиления КМФ представлена на рисунке 18.

$$Q_c = \frac{1}{\gamma_c \cdot \gamma_{mn}} \varepsilon_{cp} \cdot E_c \cdot A_c \cdot \sin\alpha (\cot\theta + \cot\alpha) \frac{h_{co}}{S_c} \quad (23)$$

где:

$A_c = 2t \cdot S_{ce}$ – площадь поперечного сечения КМФ;

$t$ – толщина одного слоя композитного материала, определяемая теоретически как частное от отношения веса холста (г/м$^2$) к его плотности (г/м$^3$);

$S_{ce}$ – эффективная ширина композитного материала, являющаяся функцией угла раскрытия наклонной трещины к оси элемента и схемы усиления. $S_{ce} = (h_{co} - L_e)$ при использовании для усиления U-образной обоймы и $S_{ce} = (h_{co} - 2L_e)$ при приклеивании КМФ по бокам усиливаемого элемента (рисунок 18). Полученная экспериментально величина $L_e$ зависит от толщины композитного материала и его модуля упругости ($L_e = 461{,}3/(t \cdot E_c)^{0{,}58}$);

$\varepsilon_{cp}$ – допустимая величина деформаций композитного материала, $\varepsilon_{cp} \le \varepsilon_{cf}$;

$\alpha$ – угол между главной ориентацией волокон в композитном материале и продольной осью элемента;

$\theta$ – угол между наклонной трещиной и осью элемента. В общем случае определяется как $\mathrm{arctg} h_o/C_o$. $h_o \le C_o \le 2h_o$;

$h_{co}$ – рабочая высота сечение КМФ, обычно равняется $h_o$ для прямоугольных элементов и $(h_o - h_f')$ для элементов таврового сечения;

$s$ – расстояние между полосами композитного материала по осям по длине элемента, которое при наклеивании КМФ по всему усиливаемому элементу $s = s_{ce}$.

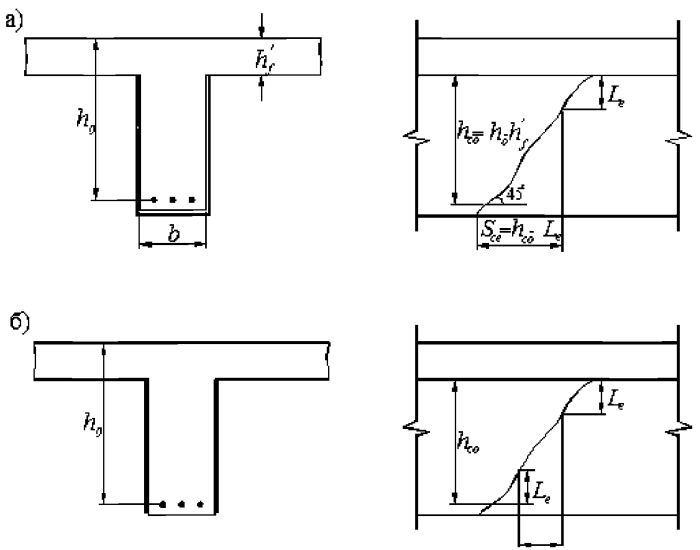



Рисунок 18 – Схемы к определению эффективной ширины полосы КМФ:

а) при усилении U-образной обоймы КМФ; б) при боковом усилении

При расположении композитного материала волокнами перпендикулярно оси элемента ($\alpha = 90^o$) и наиболее ожидаемом направлении развития наклонной трещины под углом $45^o$ ($\theta = 45^o$) выражение 23 упрощается:

$$Q_e = \frac{A_e \cdot E_e \cdot \varepsilon_{ep} \cdot h_{co}}{\gamma_c \cdot \gamma_{mn} \cdot S}. \quad (24)$$

Значение фактической деформации, при которой наступает разрушение композитного материала, различными исследователями оценивается в достаточно широком диапазоне от 0,002 до 0,006.

В исследовании [33] приводятся эмпирические зависимости для определения $\varepsilon_{cf}$:

- при полном охватывании прямоугольного элемента холстом из КМФУ

$$\varepsilon_{cf} = 0{,}17 \left(\frac{R_b^{0,67}}{E_c \cdot \mu_c}\right)^{0,3} \cdot \varepsilon_{cn}; \quad (25)$$

- при усилении балок U-образной обоймой из КМФУ принимается меньшее из значений, соответствующих или разрушению самого КМФУ (зависимость 25) или его отслоению от бетона. В этом случае фактическая деформация КМФУ определяется по зависимости

$$\varepsilon_{cf} = 0{,}65 \left(\frac{R_b^{0,67}}{E_c \cdot \mu_c}\right)^{0,56} \cdot 10^{-3}. \quad (26)$$

В зависимостях (25) и (26) $R_b$ имеет размерность МПа, а $E_c$ – ГПа.

$\mu_c$ – коэффициент поперечного армирования конструкции композитными материалами:

$\mu_c = (2t/b)\cdot(b_c/s)$ – для полос композитного материала шириной $b_c$;

$\mu_c = 2t/b$ – при армировании элемента по всей длине.

В данном случае под $b$ понимается минимальная ширина усиливаемого элемента по его рабочей высоте сечения.

Другим вариантом определения величины $\varepsilon_{cf}$ является принятие ее значения по данным фирм-производителей. Например, фирма S&P Clever Reinforcement при усилении наклонного сечения изгибаемой конструкции предлагает принимать для своей продукции $\varepsilon_{cf} = 0{,}002–0{,}003$.

Допустимую величину деформации композитного материала $\varepsilon_{cp}$, используемую при проектировании, можно определять или используя коэффициент надежности по деформациям при действии поперечной силы $\gamma_d$ = 0,8 или по степенной эмпирической зависимости [48]:

$$\varepsilon_{cp} = \varepsilon_{cf} \cdot \gamma_c^{-1} [0{,}5622(\mu_c \cdot E_c)^2 - 1{,}2188(\mu_c \cdot E_c) + 0{,}778]. \quad (27)$$

В данной формуле модуль упругости композитного материала также подставляется в ГПа.

Так как зависимость (34) эмпирическая, полученная при испытаниях коротких балок, усиленных углеродным композитным материалом, то к ее перенесению на большие конструкции необходимо подходить с осторожностью. Кроме того, область ее применения ограничена значением $\mu_c \cdot E_c < 1{,}1$ МПа.

Охватывающее усиление железобетонного элемента по всему периметру конструкции всегда предпочтительнее. В этом случае маловероятна возможность отслоения КМФ от поверхности бетона даже в случаях применения композитного материала небольшой толщины при усилении приопорных участков балок больших размеров. В случае, когда охватывающее усиление конструкции замкнутой обоймой осуществить по каким-либо причинам невозможно, то риск потери сцепления между бетоном и КМФ возрастает. В этом ситуации для определения допустимой величины деформации композитных материалов на основе углерода можно рекомендовать следующую зависимость [34, 35]:

$$\varepsilon_{cp} = 0{,}0042[(0{,}835R)^{0{,}67} \cdot S_{ce}] / [(E_c \cdot t)^{0{,}58} \cdot h_{co}], \quad (28)$$

где: $R$ – кубиковая прочность бетона на сжатие, МПа; $E_c$ [ГПа]; $S_{ce}$, $t$, $h_{co}$ [мм].

Анализ формул (25)–(28) показывает, что каждая из них имеет ограниченную область применения и данные, получаемые по ним, достаточно противоречивы. Поэтому можно рекомендовать к использованию меньшего из полученных значений, а также принимать $\varepsilon_{cf} \leq 0{,}003$.

Аналогично, при определении расстояния между стальными хомутами внутренней армировки расстояние между осями полос внешнего усиления КМФ S должно быть таким, чтобы не допустить образования трещины между ними. Это достигается соблюдением следующих условий:

- для прямоугольных элементов $S \le (0{,}9h_o - b_c/2)$;

- для элементов таврового сечения $S \le (h_o - h_f^{'} - b_c/2)$.

## 4.6 Основные положения расчета усиленных конструкций по второй группе предельных состояний

По второй группе предельных состояний проверяются трещиностойкость и перемещения железобетонных элементов. Трещиностойкость элементов – это их сопротивление образованию трещин в первой стадии деформирования или сопротивления раскрытию трещин во второй стадии. Трещиностойкость элементов проверяется расчетом в сечениях, нормальных к продольной оси, а при наличии поперечных сил также и в сечениях, наклонных к продольной оси элемента [24].

Наличие композитного материала усиления незначительно влияет на величину момента внутренних усилий в сечении перед образованием трещин $M_{crc}$ (момент трещинообразования) в силу малой жесткости композитного материала из-за его малой толщины ($t_c \le 1{,}4$ мм).

Так, по СП 63.13330 $M_{crc}$ определяется по способу ядровых сечений. При этом для изгибаемых без предварительного напряжения элементов значение $M_{crc}$ определяется по формуле

$$M_{crc} = R_{bt.ser} \cdot W_{pl}, \tag{29}$$

где

$R_{bt.ser}$ – расчетное сопротивление бетона для предельных состояний второй группы;

$W_{pl}$ – упругопластический момент сопротивления железобетонного сечения по растянутой зоне в предположении, что продольная сила отсутствует. При усилении элемента КМФ

$$W_{pl} = \frac{2(i_{bo} + \alpha i_{so} + \alpha i_{so}^{'} + \beta i_c)}{h - x} + S_{bo}, \tag{30}$$

где

$i_{bo}$, $i_{so}$, $i_{so}^{'}$, $i_c$ – моменты инерции относительно нейтральной оси площадей сечения бетона сжатой зоны, арматуры обеих зон и композитного материала;

$S_{bo}$ – статический момент относительно той же оси площади сечения бетона растянутой зоны;

$(h - x)$ – расстояние от центральной оси до края растянутой зоны

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b}, \qquad \beta = \frac{E_c}{E_b}.$$

Положение нейтральной оси усиленного элемента определяется из условия:

$$S_{bo}^{'} + \alpha S_{so}^{'} - \alpha S_{so} - \beta S_c = \frac{(h - x)A_{bt}}{2}, \tag{31}$$

где

$S_{bo}^{'}$, $S_{so}^{'}$, $S_{so}$, $S_c$ – статические моменты относительно нейтральной оси площадей сечения бетона сжатой зоны, арматуры обеих зон и композитного материала;

$A_{bt}$ – площадь сечения бетона растянутой зоны.

Как показывают расчеты, в большинстве случаев влияние композитного материала на образование трещин в железобетонной конструкции не превышает 1% по сравнению с не усиленной конструкцией и этой величиной, исключая расчеты прямоугольных балок небольшого поперечного сечения, можно пренебречь.

После образования трещин в растянутых зонах железобетонных элементов при дальнейшем увеличении нагрузки происходит их раскрытие. В общем виде ширина раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, представляет собой разность удлинений арматуры и растянутого бетона на участке между трещинами длиной $l_{crc}$, т.е.

$$a_{crc} = \varepsilon_s \cdot l_{crc} - \varepsilon_{btm} \cdot l_{crc}. \tag{32}$$

Средней деформацией растянутого бетона в виду ее малости обычно пренебрегают и принимают $a_{crc} = \varepsilon_s \cdot l_{crc}$.

В случае усиления железобетонной конструкции композитными материалами ширина раскрытия трещин будет определяться разностью удлинений арматуры и композитного материала на участке между трещинами

$$a_{crc} = \varepsilon_s \cdot l_{crc} - \varepsilon_c \cdot l_{crc}. \tag{33}$$

Помимо этого, наличие в сечении композитного материала повлияет и на длину трещин $l_{crc}$.

СП 63.13330 рекомендует определять ширину раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, на уровне оси растянутой арматуры по известной эмпирической формуле, полученной при анализе и обобщении многочисленных экспериментальных исследований.

Для определения ширины раскрытия трещин можно воспользоваться экспериментальными исследованиями и их обработкой, выполненными в работах [52, 53].

Ширина раскрытия трещин при наличии композитного материала определяется по эмпирической формуле

$$a_{crc} = 2{,}1 \cdot \mu_{bt} \frac{M}{E_s \cdot h_o \cdot \mu_{sum} (u_s + 0{,}694\, u_c)}, \qquad (34)$$

где

$M$ – максимальный изгибающий момент от эксплуатационных нагрузок, учитываемых при расчете железобетонных конструкций по образованию и раскрытию трещин, принимаемый согласно таблице 3 СП 63.13330;

$\mu_{bt} = \frac{A_{bt}}{b \cdot h}$ – коэффициент части площади бетона, работающей на растяжение;

$A_{bt}$ – площадь части бетона, работающей на растяжение; принимается меньшее из двух значений $A_{bt} = 2{,}5(h - h_o)\, b$ или $(h - x)\, b/3$;

$\mu_{sum} = \frac{A_s + A_c \cdot \frac{E_c}{E_s}}{b \cdot h_o}$ – суммарный коэффициент армирования сечения железобетонного элемента стальной растянутой арматурой и композитным материалом;

$u_s$ и $u_c$ – периметры стальной арматуры и композитного материала (в виду малой толщины КМФ и прилегания его к бетону одной стороной принимается $u_c = b_c$).

Подставляя в выражение 34 допустимую ширину раскрытия трещин в зависимости от категории конструкции по трещиностойкости можно получить требуемую ширину композитного материала. Например, при допустимой ширине раскрытия трещин $a_{crc2}$ = 0,3 мм требуемая ширина композитного материала составит:

$$b_c \geq 10{,}1 \cdot \mu_{bt} \frac{M}{E_s \cdot h_o \cdot \mu_{sum}} - 1{,}44\, u_s . \qquad (35)$$

Размерность данной формулы соблюдается, так как ширина раскрытия трещин подставляется в мм.

Из выражения (34) следует, что ширина раскрытия трещин будет меньше при большей ширине и небольшой толщине композитного материала. При использовании КМФ для высоких балок может случиться, что требуемая ширина КМФ будет больше ширины самой балки. В этом случае по возможности следует применить КМФ большей толщины и с большим модулем упругости, что позволит увеличить значение $\mu_{sum}$ и тем самым снизить ширину раскрытия трещин или уменьшить требуемую толщину КМФ. Возможно также применение одновременно более одной полосы ламината, наклеивая их одну на другую. Однако в этом случае ухудшается суммарная работоспособность каждой полосы из-за наличия дополнительных клеевых соединений.

Небольшое количество КМФ может значительно увеличить несущую способность конструкции. Однако маленькая площадь поперечного сечения КМФ и в ряде случаев более низкий по сравнению со сталью модуль упругости (композитные материалы на основе стекловолокна и арамида) дают в результате его небольшую жесткость $E_c \cdot A_c$. Такая жесткость во многих случаях не позволяет значительно уменьшить кривизну железобетонного элемента и его прогиб. Поэтому для уменьшения кривизны и прогибов наряду с КМФ необходимо использовать другие способы усиления.

При эксплуатационных нагрузках для предотвращения чрезмерной ползучести бетона, текучести арматуры и разрушения КМФ требуются ограничения на напряжения в бетоне, стальной арматуре и композитном материале. При присоединении в растянутой зоне внешнего армирования из КМФ из условий равновесия вытекает, что сжимающие силы возрастут эквивалентно растягивающим. Поэтому, значительное изменение может наблюдаться в сжимающих напряжениях в бетоне. Для недопущения значительного сжатия бетона, развития трещин и его необратимых деформаций вводятся следующие ограничения на напряжения в бетоне $\sigma_b$:

- $\sigma_b \le 0{,}6R_b$ от действия кратковременной нагрузки;

- $\sigma_b \le 0{,}45\ R_b$ от действия длительной нагрузки.

Напряжения в бетоне определяются для крайне сжатого волокна отдельно от действия каждой из нагрузок, взятых с коэффициентом надежности по нагрузке равным 1, по формуле:

$$\sigma_b = E_b \cdot \varepsilon_b,$$

где $\varepsilon_b$ определяется аналогично начальному состоянию с учетом усиления.

Для предотвращения разрушения стали, вводятся следующие ограничения:

- от действия кратковременной нагрузки $\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_b \frac{h_o - x_e}{x_e} \le 0{,}8R_s$,

где $x_e$ – положение нейтральной оси при статическом прочностном расчете по второй группе предельных состояний с учетом усиления композитными материалами.

Ограничение по напряжениям в КМФ имеет следующий вид:

- от действия длительной нагрузки - $\sigma_c = E_c(\varepsilon_b \frac{h - x_e}{x_e} - \varepsilon_{bto}) \le \eta R_c$;

где $\eta < 1$ – коэффициент, ограничивающий напряжения в композитном материале и зависящий от его типа. Основываясь на экспериментальных исследованиях [54], можно рекомендовать $\eta$ = 0,8 для КМФУ; 0,6 для КМФА и 0,3 для КМФС.

Дополнительно также проверяется возможность нарушения поверхностей раздела в системе «бетон – клеящий состав – композитный материал». Максимальные концентрации напряжений в этой системе наблюдаются на концах приклеенного к бетону композитного материала и в местах дислокации трещин. При эксплуатационных нагрузках начальный процесс нарушения поверхности из-за уменьшения сцепления композитного материала может быть предотвращен так же, как сохраняется длительная целостность зоны анкеровки при циклических нагрузках или циклах «замораживание–оттаивание». Для удовлетворения этого требования должно соблюдаться условие, что при длительной нагрузке по второй группе предельных состояний максимальное напряжение сдвига на конце полосы ламината КМФ $\tau_c$, определенное в рамках теории упругости, меньше чем $R_{bt.ser}$. В случае

дополнительной анкеровки конца полосы КМФ эта проверка не является необходимой. Один из вариантов определения $\tau_c$ приведен в работе [56]:

$$\tau_c = \left[ Q_{x=0} + \left(\frac{G_a}{E_c \cdot t_c \cdot t_a}\right)^{\frac{1}{2}} \cdot M_{x=0} \right] \frac{t_c (h - x_e)}{I_{red}}, \qquad (36)$$

где

$G_a$ и $t_a$ – модуль сдвига и толщина клеящий состава между поверхностями бетона и композитного материала;

$Q_{x=0}$ и $M_{x=0}$ – поперечная сила и изгибающий момент, действующие в сечении, соответствующем концу полосы КМФ.

Локальное разрушение сцепления с образованием трещин может происходить и при расчетах по первому предельному состоянию. Однако при действии только эксплуатационных нагрузок этого вида разрушения можно избежать. Локальное разрушение может произойти, если перемещение поверхностей относительно друг друга будет больше величины $s_{cb}$. Исследования же, выполненные в работе [55], показали, что продольное перемещение $s_{cb}$ составляет 0,224 мм, что соответствует ширине раскрытия трещины $2s_{cb}$ = 0,45 мм, в то время как категориями требований по трещиностойкости допускается максимальное раскрытие трещин 0,4 мм. Из этого следует, что такой тип разрушения маловероятен.

В заключение этой главы на рисунке 19 приведена блок-схема проектирования усиления изгибаемых железобетонных конструкций композитными материалами.

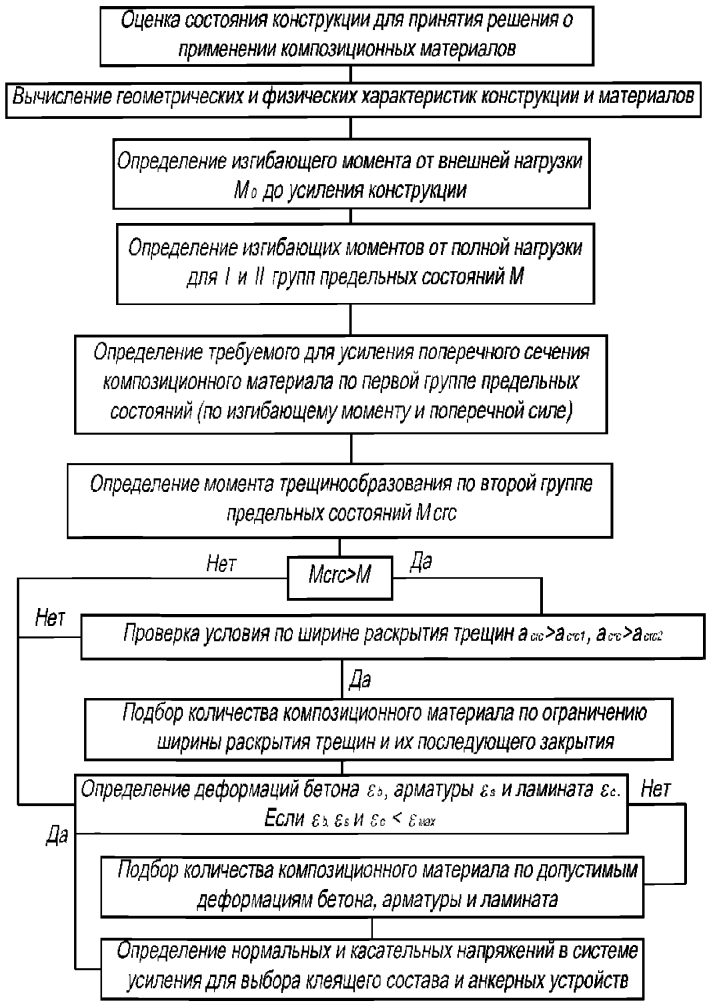



Рисунок 19 – Блок-схема проектирования усиления железобетонных конструкций композитными материалами

# 5 Прогнозирование разрушений усиленных конструкций в предельных состояниях

## 5.1 Прочность усиленной конструкции по наклонным сечениям

Причины разрушения изгибаемых железобетонных элементов, усиленных внешним армированием композитными материалами, могут быть разбиты на две основные группы:

- работоспособность усиленной конструкции сохраняется вплоть до начала разрушения бетона сжатой зоны или разрушения растянутого КМФ (такой характер разрушения можно назвать «классическим»);

- разрушение конструкции наступает ранее из-за отслоения композитного материала от бетона.

Общее разрушение конструкции может наступить в следующих случаях:

- пластическое разрушение арматуры растянутой зоны при достижении напряжениями в стержневой арматуре физического (условного) предела текучести с дальнейшим разрушением бетона сжатой зоны. Если конструкция армирована высокопрочной проволокой с малым относительным удлинением при разрыве (около 4%), то одновременно с разрывом проволоки происходит раздробление бетона сжатой зоны. Разрушение в этом случае носит хрупкий характер. Композитный материал при этом не разрушается;

- хрупкое разрушение бетона сжатой зоны в элементах с избыточным содержанием растянутой стальной арматуры и растянутого композитного материала. Применение внешнего усиления конструкции КМФ в данном случае малоэффективно;

- пластическое разрушение арматуры растянутой зоны при небольшом проценте армирования композитными материалами, что в первую очередь приводит к их разрыву и перераспределению нагрузки на внутреннюю стальную арматуру из-за чего начинается ее разрушение.

Местное разрушение усиленной внешним армированием КМФ железобетонной конструкции может произойти из-за потери сцепления между

бетоном и композитным материалом, а также из-за разрушения контактов слоев. Хорошая адгезия между КМФ и бетоном прежде всего необходима для передачи действующих усилий с бетона на композитный материал усиления. Нарушение сцепления между поверхностью бетона и композитным материалом под действием нормальных и касательных напряжений приводит к местному разрушению конструкции, что необходимо учитывать при определении ее несущей способности с внешним армированием КМФ. Первоначально такой вид разрушения обычно происходит на участке с трещиной. При его распространении на другие участки внешний КМФ теряет способность воспринимать нагрузки и происходит его отслоение от бетона. Если при этом отсутствует возможность перераспределения напряжений с внешней арматуры из композитного материала на внутреннюю стальную, то отслоение может носить хрупкий характер и происходить внезапно.

В общем случае в результате ремонта и усиления железобетонной конструкции внешним армированием композитными материалами ее сечение представляет собой слоеный пирог (рисунок 20).

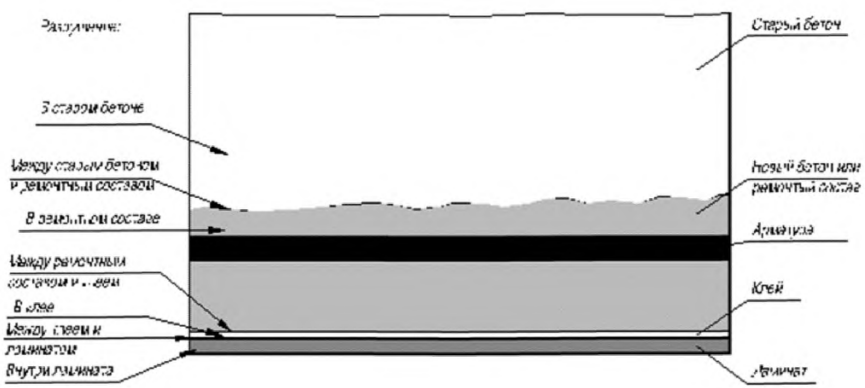



Рисунок 20 – Возможные поверхности разрушения усиливаемой (ремонтируемой) железобетонной конструкции

Разрушение конструкции возможно по следующим пяти поверхностям:

- разрушение в старом бетоне непосредственно у склеиваемой поверхности или возле внутренней растянутой арматуры. В случае выполнения ремонтных работ этот тип разрушения относится и к используемому ремонтному составу. Отсюда вытекает требование к нормативной прочности на растяжение бетона или ремонтного состава 1,5–3,0 МПа;

- разрушение на границе между бетоном и ремонтным составом. Для предотвращения этого вида разрушения необходимо использовать системный ремонтный состав, обладающий высокой адгезией и с деформационными свойствами, близкими к деформационным свойствам существующего бетона, что обеспечит их совместную работу. Адгезия клеящий композиции к бетону в этом случае должна находиться в пределах 2,0–2,5 мПа;

- разрушение в клеящем составе. Прочность на растяжение системного клеящего состава обычно выше, чем у бетона, и поэтому разрушение происходит в бетоне. Разрушение по этой поверхности может произойти только при высокой температуре или при очень большой прочности бетона на растяжение. Паропроницаемость усиливаемой строительной конструкции обеспечивается использованием системной паропроницаемой адгезионной системы (праймер, смола и покрытие PU);

- разрушение по контакту между бетоном и клеящем составом или между клеящем составом и полосой КМФ. Этот вид разрушения возможен только при некачественной подготовке бетонной поверхности в процессе приклеивания полосы композитного материала. Во всех случаях адгезия между слоями должна быть не менее 2,0–2,5 мПа;

- разрушение собственно композитного материала. В принципе такой вид разрушения возможен, так как КМФУ состоит из двух составляющих: углеродного волокна и отверждающего полимера. Однако на практике это возможно только при некачественной обработке поверхности, при неправильном проектировании усиления и при превышении действующих на конструкцию нагрузок предельных величин, принятых при проектировании.

Поведение контактного слоя между бетоном и приклеенным КМФ экспериментально исследовалось Bizindavyi L. и Neale K.W. [28]. Испытания проводились в условиях чистого сдвига. КМФУ шириной 50 мм и толщиной 1,2 мм был приклеен к бетонной поверхности на длине 250 мм. Исследовались величина напряжений сдвига и их максимальное значение по длине соединения в зависимости от уровня прилагаемой сдвиговой нагрузки. При небольшом уровне нагрузки сдвиговые напряжения в основном сконцентрированы у конца элемента, к которому приложена сдвиговая нагрузка. При возрастании нагрузки максимальные напряжения сдвига перемещаются по направлению к незагруженному концу соединения. Данное исследование не позволяет в полной мере оценить поведение контакта между внешним приклеенным КМФУ и бетоном, так как в нем не учитываются нормальные напряжения, перпендикулярные площадке сдвига и вызванные действием изгибающего момента.

Поведение поверхности сцепления между бетоном и внешней и внутренней арматурой может быть охарактеризовано зависимостью «напряжение сдвига – перемещение». Эта зависимость для различных видов арматуры исследовалась в работе [28]. Графики зависимости «напряжение сдвига – перемещение» для различных типов арматуры приведены на рисунке 21. На этих графиках сцепление с бетоном внешней арматуры из КМФУ толщиной 1,2 мм (кривая 1) сравнивается со сцеплением с бетоном внутренней периодического профиля (кривая 2) и гладкой (кривая 3) стальной арматурой диаметром 12 мм. Как видно из графиков, потенциальная энергия сцепления КМФУ (площадь под кривой 1) много меньше потенциальной энергии, которой обладает сцепление с бетоном внутренней арматуры. Эта разница в потенциальных энергиях сцепления является фактором, оказывающим существенное влияние на распределение растягивающих усилий, передающихся на внутреннюю и внешнюю арматуру. Данное положение может быть использовано для расчета усилий анкеровки композитного материала и расчета по образованию и раскрытию трещин.

При испытаниях образцов с внешним армированием КМФУ на изгиб наиболее часто разрушение происходит в результате отслоения полосы

композитного материала от поверхности бетона. При этом наиболее слабым местом сцепления между полосой КМФУ и бетоном является бетон, расположенный вблизи поверхности соединения. В зависимости от начальной точки процесса разрушения выделяются следующие типы разрушения, представленные на рисунке 22 [29].

Тип 1. Разрушение начинается в ненарушенной трещинами зоне анкеровки. Композитный материал может отслоиться в этой зоне в результате излома бетона под действием сдвигающих напряжений на контакте слоев.

Тип 2. Отслоение КМФУ происходит в результате образования трещин изгиба от действия внешней нагрузки. Трещины изгиба в бетоне, первоначально нормальные к продольной оси элемента, могут далее распространяться горизонтально. В этом случае отслоение полосы композитного материала произойдет в центральной части конструкции в отдалении от зон анкеровки.

Тип 3. Отслоение КМФУ в результате образования наклонных трещин, которые образуются в результате совместного действия нормальных и касательных напряжений и могут быть доминантными при отслоении полосы композитного материала. Однако, в конструкциях с достаточным внутренним и внешним поперечным армированием образование таких трещин маловероятно и отслоение композитного материала возможно только при недостаточном поперечном армировании.

Тип 4. Отслоение композитного материала может быть вызвано и неровностями поверхности бетона. Неровность и шероховатость бетонной поверхности могут служить причиной начальной местной потери сцепления полосы КМФУ с бетоном, которая может распространиться далее и стать причиной отслоения.

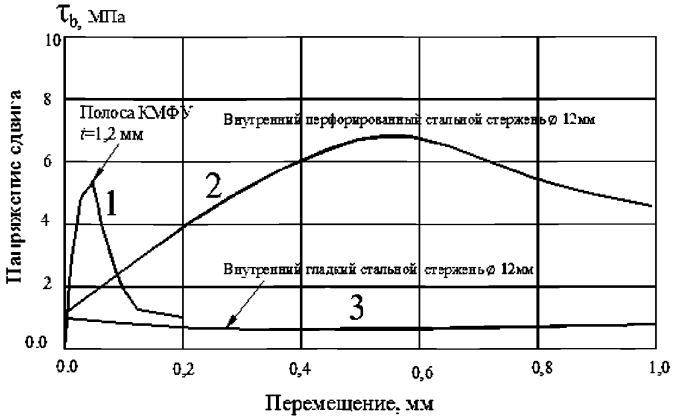
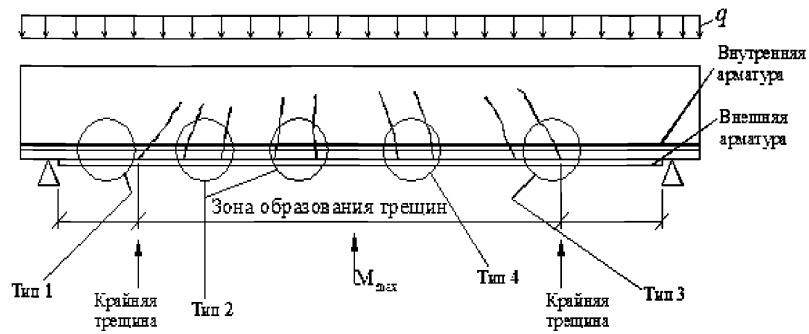



Рисунок 21 – Зависимость «напряжения сдвига – перемещение» для




различных типов арматуры

Рисунок 22 – Типы разрушения железобетонной конструкции, усиленной КМФУ

Экспериментальные исследования, проведенные Jansze W. [30], показывают, что в случае расположения концов ленты КМФУ на некотором расстоянии от опоры $L$ (наиболее типичный случай) в этом месте может образоваться вертикальная трещина, которая в дальнейшем может развиваться наклонно, как от действия

поперечной силы (рисунок 23, левая трещина). Однако в случае достаточного внутреннего поперечного армирования развитие этой трещины в вертикальном направлении останавливается, и она начинает развиваться горизонтально параллельно внутренней продольной арматуре. В результате приклеенная полоса композитного материала вместе с бетоном отделяется от основной конструкции на уровне продольной арматуры в виде скалывания (рисунке 23, правая трещина). Такой характер разрушения называется отрывом бетона. Оба этих механизма разрушения могут быть реализованы только в том случае, когда максимальная поперечная сила, действующая на расстоянии $L$ от опоры, превысит допустимое значение.

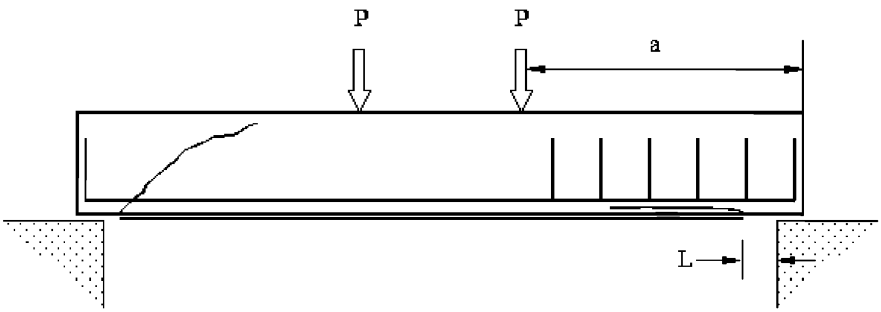



Рисунок 23 – Характер разрушения на конце полосы КМФ

## 5.2 Прогнозирование появления отслоений в конце зоны анкеровки композитного материала в зоне трещин изгиба

Появление наклонных трещин обусловлено развитием горизонтальных и вертикальных деформаций и происходит вследствие суммарного их воздействия. Отслоение КМ может произойти из-за раскрытия горизонтальных трещин. Однако и вертикальное раскрытие трещин может также явиться результатом отслоения КМ, так как происходит по причине появления растягивающих напряжений в защитном слое бетона между материалом усиления и внутренней продольной рабочей

арматурой. На появление отслоений между КМ и бетоном влияют следующие параметры:

а) вертикальное раскрытие трещин;

б) жесткость материала усиления;

с) прочность на растяжение бетона.

Возникновение отслоения КМ под воздействием изгибающих нагрузок можно описать количественно при помощи модели Deuring [57], которая является наиболее полной, но очень сложна в практическом применении. Модель, разработанная Blashchko [58], прогнозирует, что появление отслоений в зоне трещин сдвига можно предотвратить ограничением действующей силы сдвига сопротивлением сдвига $Q_в$ элементов без поперечного армирования со следующим изменением характеристики прочности бетона на сдвиг $R_{sh}$ и эквивалентно коэффициенту армирования $\mu_{sum}$

$$R_{sh} = 0.15 R_b^{1/3}, \tag{37}$$

$$\mu_{sum} = \frac{A_s + A_c \cdot \frac{E_c}{E_s}}{b \cdot h_0}, \tag{38}$$

где

$h_0$ – рабочая высота сечения, мм,

$A_s$ – площадь поперечного сечения стальной арматуры, мм$^2$;

$b$ – ширина поперечного сечения элемента, мм;

$A_c$ – площадь поперечного сечения композитного материала, мм$^2$;

$E_c$ – расчетный модуль упругости композитного материала, Н/мм$^2$;

$E_s$ – модуль упругости стальной арматуры, Н/мм$^2$.

В случае снижения проектной несущей способности на сдвиг ниже требуемой расчетной величины возникает необходимость усиления конструкции на поперечную силу. На основании экспериментальных данных установлено выражение для определения несущей способности на поперечную силу $Q_в = R_{sh} \cdot b \cdot d$ и значение прочности на сдвиг $\tau_{Rp} = 0{,}38 + 151 \mu_{sum}$.

Прогноз появления отслоения в конце зоны анкеровки КМФ и в зоне появления трещин изгиба может быть сделан согласно различным вариантам, которые кратко описываются в данной работе.

Одним из вариантов, обеспечивающих предотвращение отслаивания КМФ, является ограничение растягивающих деформаций до определенного значения. В дополнение к этому, концевая анкеровка КМФ должна быть обоснована с использованием методов, основанных на механике разрушения и на соотношениях напряжение сцепления – сдвиг. Принцип ограничения деформаций объединен несколькими правилами проектирования и технических инструкций с ограничением деформаций в диапазоне от 0,0065 до 0,0085.

Результаты тестов показали, что, когда КМФ подвергается растягивающим деформациям, появление отслоения зависит от большого числа параметров, таких как свойства материала усиления и бетона, типа нагрузки, ширины раскрытия трещин и т.д. Решение задач разных типов не может ограничиваться только ограничением деформаций. Например, ограничение деформаций в некоторых случаях ведет к неэкономичному использованию КМФ, особенно при усилении больших пролетов.

В качестве примера для проверки анкеровки представлена модель Holzenkampfer [52] с дальнейшим ее развитием Neubauer и Rostasy [55]. Эта модель, основанная на законе сцепления, дает максимальное значение усилия анкеровки, $N_{an,\,max}$ и максимальную длину зоны анкеровки $e_{an,\,max}$.

$$N_{an,max} = a \cdot c \cdot k_c \cdot b \cdot k_b \cdot \sqrt{E_c \cdot t_c \cdot R_{btn}} \quad \text{(Н)}, \tag{39}$$

$$e_{an,max} = \sqrt{\frac{E_c \cdot t_c}{c_2 \cdot R_{btn}}} \quad \text{(мм)}, \tag{40}$$

где

$a$ – понижающий коэффициент, приблизительно равный 0,9, который учитывает влияние наклонных трещин на прочность сцепления ($a$ = 1 в балках со значительным внутренним и внешним армированием и в плитах);

$\kappa_c$ – коэффициент, учитывающий плотность бетона ($\kappa_c$ может использоваться со значением 1, но для применяемого материала усиления для бетонных

поверхностей с низкой плотностью, т.е. для поверхностей, не имеющих контакта с опалубкой во время отливки, $\kappa_c = 0{,}67$);

$\kappa_b$ – коэффициент, учитывающий геометрию конструкции:

$$k_b = 1{,}06 \sqrt{\frac{2 - \frac{b_c}{b}}{1 + \frac{b_c}{400}}}, \tag{41}$$

где

$b_c/b > 0{,}33$;

$b$ – ширина прямоугольного сечения; ширина ребра таврового и двутаврового сечений; ширина одной из сторон прямоугольной колонны, мм;

$b_c$ – ширина ленты композитного материала, мм.

Значения $b$, $b_c$ и $t_f$ измеряются в мм, и $E_c$ и $R_{btn}$ – в МПа. Значения $c_1$ и $c_2$ могут быть получены по результату тестов, для КМФ они эквивалентны 0,64 и 2, соответственно. При соотношении сцепляющих длин $l_{an}$ <lan,*max*, предельная сцепляющая сила вычисляется по формуле Holzenkampfer [52]:

$$N_{an} = N_{an,\max} \cdot \frac{l_{an}}{l_{an,\max}} \cdot \left(2 - \frac{l_{an}}{l_{an,\max}}\right). \tag{42}$$

Более детальный подход для предотвращения отслаивания от трещин изгиба в случае кратковременной статической нагрузки предложен Niedermeier [59]. Целью этого подхода является вычисление максимально-возможного увеличения растягивающих деформаций в пределах КМФ, которые могут передаваться посредством напряжения сцепления между двумя соседними трещинами. Это увеличение должно быть учтено при проектировании полного совместного действия (рисунок 24). Результаты тестов показывают, что потеря сцепления и отслоение инициируются трещинами изгиба, когда растягивающее напряжение в КМФ превышает значение, которое может быть передано напряжениями сцепления.

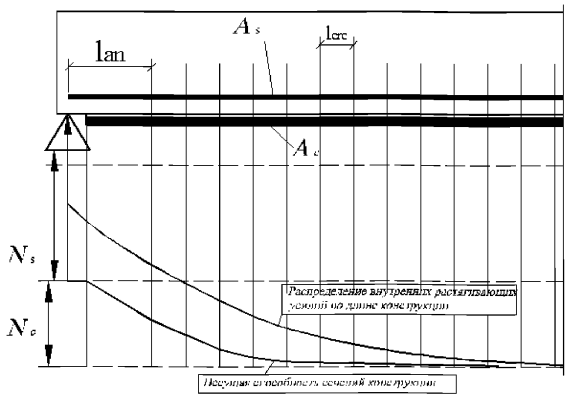



Рисунок 24 – Проектирование усиления конструкций с использованием огибающих линий, где: $A_s$ – площадь поперечного сечения стальной арматуры, мм$^2$; $A_c$ – площадь поперечного сечения КМФ; $Ns$ – действующие усилия в конструкции, Н; $N_c$ – несущая способность конструкции, Н, $l_{an}$ – длина анкеровки; $l_{crc}$ – расстояние между трещинами

Поэтому решение задачи по предотвращению отслаивания КМФ-ламинатов состоит из трех этапов:

- определение самого неблагоприятного раскрытия трещин изгиба;

- определение растягивающего усилия в пределах КМ между двумя соседними трещинами согласно проектированию при изгибе;

- определение максимально-возможного увеличения в растягивающих напряжениях КМ.

Расстояние между двумя соседними трещинами $l_{crc}$ эквивалентно передаточной длине $L_t$ и вычисляется при условии неизменности напряжений внутренней и внешней арматуры. Значение сцепляющего напряжения $\tau_{sm}$ определяется по формуле (43). Передаточная длина вычисляется по формулам (44)–(47), где $M_{crc}$ – момент трещинообразования. В выражении (46) коэффициент $k$ принимается в расчет с большим значением прочности на растяжение при изгибе $R_{bti,}$ по сравнению с осевой прочностью на растяжение КМФ или прочностью на

растяжение бетона. В этом случае значение $k$ принимается равным 2,0. Значение плеча $Z_m$ определяется при учете осевой жесткости различных слоев арматуры и композитного материала (49). Для упрощения вычислений может быть принято неизменное расстояние между трещинами по длине конструкции. Сцепляющие напряжения, которые передаются в нетрещиноватую зону бетона, ограничены посредством энергии разрушения. Большое расстояние между трещинами является неблагоприятным. Расстояние между трещинами должно соответствовать 2 длинам передаточной зоны напряжений.

$$\tau_{sm} = 1.85 \cdot R_{bt}, \tag{43}$$

$$\tau_{cm} = 0.44 \cdot R_{bt}, \tag{44}$$

$$l_{crc} = 2 \cdot l_t = 2 \cdot \frac{M_{crc}}{z_m} \cdot \frac{1}{(\sum \tau_{fm} \cdot b_c + \sum \tau_{sm} \cdot d_s \cdot \pi)}, \tag{45}$$

$$M_{crc} = \frac{k \cdot R_{bt,ser} \cdot b \cdot h^2}{6}, \tag{46}$$

$$z_m = 0.85 \cdot \left( \frac{h \cdot E_c \cdot A_c + h_0 \cdot E_s \cdot A_s}{E_c \cdot A_c + E_s \cdot A_s} \right), \tag{47}$$

где

$\tau_{sm}$ – величина сцепления внутренней арматуры, Н/мм$^2$;

$\tau_{fm}$ – величина сцепления композитного материала, Н/мм$^2$;

$l_{crc}$ – расстояние между трещинами в растянутой зоне, мм;

$M_{crc}$ – момент, воспринимаемый сечением нормальным к продольной оси элемента при образовании трещин, Н·мм;

$E_s$ – модуль упругости стальной арматуры, Н/мм$^2$;

$E_c$ – расчетный модуль упругости композитного материала, Н/мм$^2$

Определение растягивающего усилия в пределах КМФ между двумя соседними трещинами согласно проектированию при изгибе производится с учетом внутреннего силового равновесия и деформационной совместимости.

Известно, что увеличение растягивающих напряжений между двумя соседними трещинами не должно превышать максимальных, вычисляемых по правилам проектирования изгибаемых конструкций. Это должно быть сделано для областей, где появляются трещины от изгиба так же, как и для анкерной зоны.

Максимально растягивающее усилие, которое передается от КМФ к бетону посредством напряжений сцепления в анкерной зоне (рисунок 25), вычисляется по Niedermeier [59] по формулам (48) – (50).

$$\sigma_{ca,max} = \frac{c_1}{\gamma_{btc}} \cdot \sqrt{\frac{E_c \cdot \sqrt{R_{bn} \cdot R_{btn}}}{t_c}} \text{ МПа.} \quad (48)$$

В выражении (3.12) $c_1$ = 0,23. Максимально возможное напряжение имеет связь с эффективной зоной анкеровки $l_{an,max}$ (формула 3.13).

$$l_{an,max} = c_2 \cdot \sqrt{\frac{E_c \cdot t_c}{\sqrt{R_{bn} \cdot R_{btn}}}} \text{ мм,} \quad (49)$$

где $c_2$ = 1,44.

Увеличение в длине зоны анкеровки $l_{an,max}$ не приводит к увеличению сопротивления растягивающим напряжениям. Это происходит вследствие ограничения работы разрушения, как отмечают многие исследователи, такие как Holzenkampfer [52], с дальнейшим развитием Neubauer и Rostasy [55].

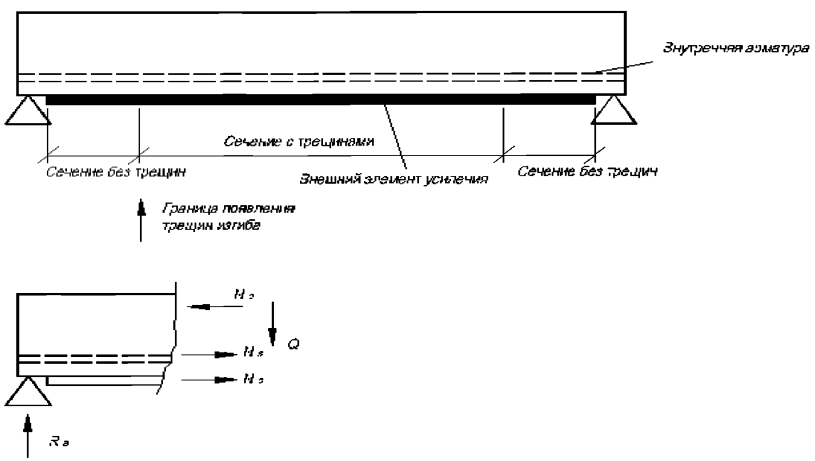



Рисунок 25 – Разделение анкеровки на границе возникновения трещин: $N_b$ – усилие, воспринимаемое бетоном сжатой зоны; $N_s$ – усилие, воспринимаемое внутренней стальной арматурой; $N_c$ – усилие, воспринимаемое композитным материалом; $Q$ – поперечная сила от действующей нагрузки; $R_a$ – опорная реакция

Для длин анкеровки меньших, чем $l_{an,\ max}$, максимальные растягивающие напряжения описываются выражением (50) (рисунок 26).

$$\sigma_{ca} = \frac{l_{an}}{l_{an,\max}}\left(2 - \frac{l_{an}}{l_{an,\max}}\right)\cdot \sigma_{ca,\max}\ \ l_{an} < l_{an,max}. \qquad (50)$$

Анализ работы материала усиления учитывает простейшие соотношения «напряжение сцепления – сдвиг» и приводит к выражениям, которые могут быть использованы для вычисления максимального увеличения в растягивающих напряжениях ($max\Delta\sigma_{fd}$) в элементе между двумя трещинами. Определение $\sigma_{fd}$ основано на деформационной совместимости и силовом равновесии в сечении (рисунок 27).

На рисунке 27 показано максимально возможное увеличение $\max\Delta\sigma_{fd}$, зависящее от специфических особенностей расстояний между трещинами.

Точки A, B и C, показанные на диаграмме, могут быть оценены с использованием следующих выражений. На рисунке 28 точка A соответствует проверке концевой анкеровки, где $\Delta\sigma_c = 0$. Сопоставление максимального увеличения в напряжениях или в этом случае максимального растягивающего напряжения анкеровки ($max\Delta\sigma_c^A$) может быть оценено из выражений (48)–(50). Значение $\sigma_c^{(B)}$ можно вычислить по выражению (51) и оно относится к максимальному увеличению ($max\Delta\sigma_c^{(B)}$), определяемому из выражения (52):

$$\sigma_f^{(B)} = \frac{c_3 \cdot E_c}{l_{crc}} - c_4 \cdot \sqrt{R_{bn} \cdot R_{btn}} \cdot \frac{l_{crc}}{4 \cdot t_c}, \text{ МПа}, \qquad (51)$$

$$\max\ \Delta\sigma_c^{(B)} = \frac{1}{\gamma_{bt}} \cdot \left[ \sqrt{\frac{c_1^2 \cdot E_c \cdot \sqrt{R_{bn} R_{btn}}}{t_c} + (\sigma_c^{(B)})^2} - \sigma_c^{(B)} \right], \text{ МПа}, \qquad (52)$$

где $c_3$ = 0,185 и $c_4$ = 0,285. Линейное снижение напряжений между точками A и B может определяться из выражения (53). Кривая между точками B и C определяется выражением (54).

$$\max\ \Delta\sigma_c^{(1)} = \max\ \Delta\sigma_c^{(A)} - \frac{\left(\max\ \Delta\sigma_c^{(A)} - \max\ \Delta\sigma_c^{(B)}\right)}{\sigma_c^{(B)}} \cdot \sigma_c \qquad (53)$$

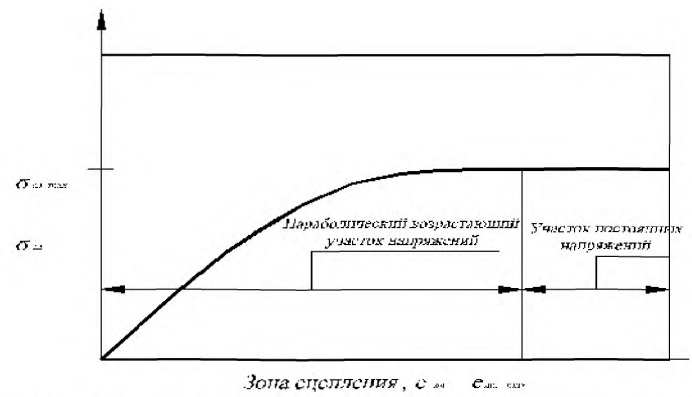



Рисунок 26 – Изменение растягивающих напряжений в КМФ по длине анкеровки

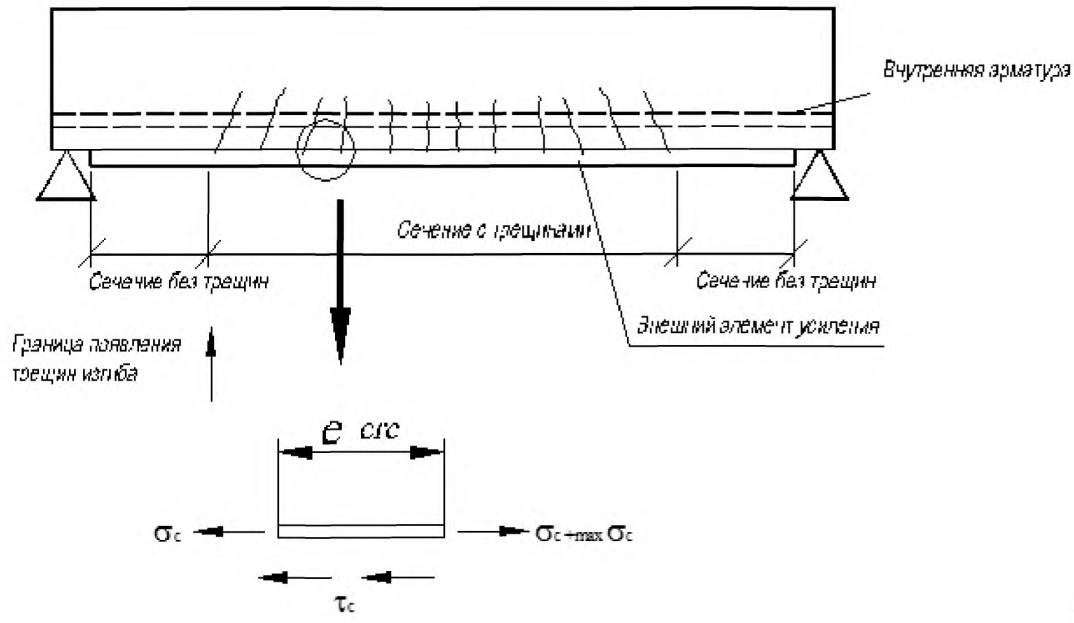



Рисунок 27 – Анализ появления отслоения при изгибе между трещинами

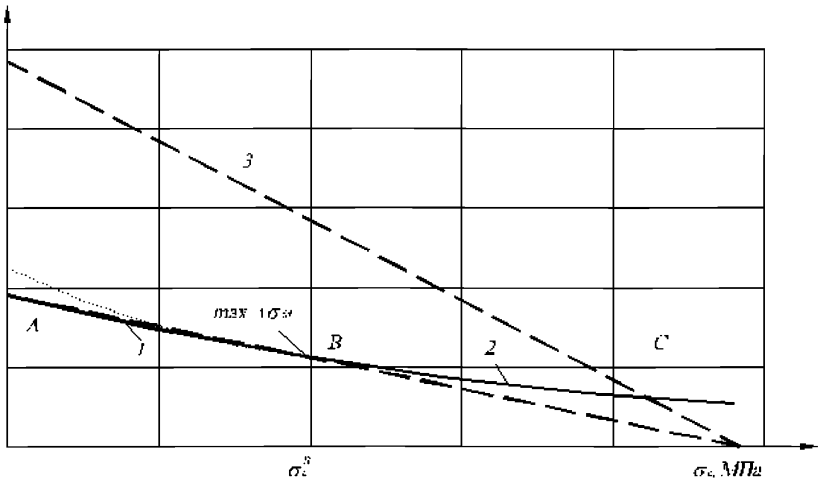



Рисунок 28 – Диаграмма для определения максимально возможного увеличения растягивающих напряжений ($\max\Delta\sigma_c$) между двумя трещинами

$$\max\ \Delta\sigma_c^{(2)} = \frac{1}{\gamma_{bt}} \cdot \left[ \sqrt{\frac{c_1^{\,2} \cdot E_c \cdot \sqrt{R_{bn} \cdot R_{btn}}}{t_c} + \sigma_c^{\,2}} - \sigma_c \right]. \qquad (54)$$

Для максимальных растягивающих напряжений верхний предел увеличения напряжений определяется прочностью КМФ из выражения (55).

$$\max\ \Delta\sigma_c^{(3)} = R_c - \sigma_c\,. \qquad (55)$$

В формулах (48)–(54) единицами измерений являются МПа для напряжений и модуля упругости и мм для линейных величин $l_{crc}$, $t_c$.

Предлагаемые коэффициенты $c_1$, $c_2$, $c_3$, $c_4$ и $k$ получены калибровкой (линейным регрессионным анализом) модели сцепления. Они относятся к соотношению «напряжение сцепления – сдвиг», и их можно определить из соотношений:

$\tau_{cl} = \frac{c_4}{\gamma_c} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot f_{ctm}}$ – максимальное касательное напряжение сцепления;

$s_{co} = c_3 = c_1^2 / c_4$ – перемещение сдвига между поверхностями КМФ и бетона при нарушении сцепления между ними:

$$G_c = 0.5 \cdot \tau_{ci} \cdot s_{co} = 0.5 \cdot \frac{c_1^2}{\gamma_{bt}} \cdot \sqrt{R_{bm} \cdot R_{btn}}.$$

Проверка зоны анкеровки и силы сцепления между материалом усиления и бетоном включает 2 этапа. Первый этап включает проверку анкеровки. На втором этапе должно быть проверено ограничение сдвигового напряжения $\tau_b$ на границе материал усиления – бетон, которое явилось результатом изменения растягивающей силы вдоль материала усиления. Рассматривая два поперечных сечения на расстоянии $\Delta x$, где действуют изгибающие моменты $M_d$ и $M_d + \Delta M_d$, касательные напряжения в бетоне $\tau_b$ определяются из выражения

$$\tau_b = \frac{\Delta N_c}{b_c \cdot \Delta x}, \qquad (56)$$

где $\Delta N_c$ – изменение осевого усилия в материале усиления между двух участков. Для проверки по первой группе предельных состояний сдвигового напряжения $\tau_b$ должно быть ограничено при проектировании прочности на сдвиг, которое эквивалентно (в большинстве случаев) прочности бетона сдвиг, $R_{sh}$. Принимая критерий разрушения Мора–Кулона в случае нулевых нормальных напряжений, прочность сцепления эквивалентна 1,8 прочности на растяжение.

$$R_{sh} = 1{,}8 \cdot \frac{R_{bt}}{\gamma_{bt}}. \qquad (57)$$

Выражение (57) может допускать, что $N = M/z_m$ и $N = N_c + N_s$. В зависимости от того, «потекла» ли внутренняя арматура или нет, $N$ и $\Delta N_c$ могут быть аппроксимированы выражениями:

$$\varepsilon_{s1} < \varepsilon_{yd} : N = N_c \cdot \left(1 + \frac{A_s \cdot E_s \cdot \varepsilon_s}{A_c \cdot E_c \cdot \varepsilon_c}\right) \approx N_c \cdot \left(1 + \frac{A_s \cdot E_s}{A_c \cdot E_c}\right)$$

$$\text{или } \Delta N_c \approx \frac{\Delta M}{z_m \cdot \left(1 + \frac{A_s \cdot E_s}{A_c E_c}\right)}, \qquad (58, \text{а})$$

$$\varepsilon_s \geq \varepsilon_{yd} : N = N_c + A_s \cdot R_s \quad \text{или} \quad \Delta N_c = \frac{\Delta M}{z_m}. \qquad (58, \text{б})$$

Из выражения для проектируемой поперечной силы $\Delta M / \Delta x \approx Q$ и условие $z_m = (z_s + z_c)/2 \approx 0.95 \cdot h_0$ дают следующие неравенства.

$$\varepsilon_s < \varepsilon_{yd} : \frac{Q}{0.95 \cdot h_0 \cdot b_c \cdot \left(1 + \frac{A_s \cdot E_s}{A_c \cdot E_c}\right)} \le R_{sh}, \qquad (59, а)$$

$$\varepsilon_s \ge \varepsilon_{yd} : \frac{Q}{0.95 \cdot h_0 \cdot b_c} \le R_{sh}. \qquad (59, б)$$

В формуле (58, а) принято, что $\varepsilon_s/\varepsilon \approx 1$. Благодаря значительной ширине сцепляющей поверхности проверка выражения (59, а) не является определяющей. Проблемы со сцеплением могут возникнуть в случае достижения внутренней арматурой предела текучести или развития больших сдвиговых сил.

Ключевым допущением этого решения является условие, что приведенные выражения при проверке от трещин изгиба описывают постоянную микротрещиноватость на границе «материал усиления – бетон» и местные отслоения, которые не приведут к потере сцепления.

## 5.3 Потеря сцепления материала усиления с бетоном при действии сдвиговых усилий

Необходимость оценки сдвиговых усилий в приопорной части железобетонной конструкции обусловлено наличием поперечных сил. В том случае, когда внутреннее армирование конструкции и прочность бетона не обеспечивают несущую способность на поперечную силу, требуется усиление конструкции с учетом анкеровки КМФ материалов.

Одним из подходов является гипотетическая концепция сдвига (Jansze [30]), схема которой показана на рисунке 29 и применяется для подсчета сопротивления балок на воздействие поперечной силы.

Окончательные выражения приведены ниже:

$$Q \le Q_b = R_{sh} \cdot b \cdot h_0, \qquad (60)$$

$$R_{sh} = 0{,}15 \cdot \sqrt[3]{\frac{3 \cdot d}{a_1}} \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{h_0}}\right) \cdot \sqrt{100 \cdot \mu \cdot R_b}, \qquad (61)$$

$$a_L = \sqrt[3]{\frac{\left(1-\sqrt{\mu}\right)^2}{\mu}\cdot h_0 \cdot L^3}\,, \tag{62}$$

$$a>L+h_0,\ a_L<a, \tag{63}$$

где

$L$ – расстояние от конца КМФ до опоры, мм;

$a$ – половина длины балки между опорами, мм;

$\mu = \frac{A_s}{b \cdot h_0}$ – коэффициент армирования.

Гипотетическая концепция сдвига дает упрощенное инженерное решение, предназначенное для прогноза появлений отслоений на конце КМФ, включая отрыв бетона по внутренней стальной продольной арматуре. В любом случае для надежного прогноза появлений отслоений ламинатов, а также выбора типа их анкеровки требуется проведение большого количества испытаний усиленных железобетонных конструкций в лабораторных условиях.

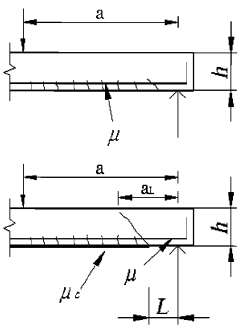



Рисунок 29 – Концепция потери сцепления материала усиления с железобетонной конструкцией от действия сдвиговых усилий: $\mu_c$ – коэффициент армирования конструкции композитным материалом; $\mu$ – коэффициент армирования конструкции стальной арматурой; $h$ – высота сечения конструкции; $L$ – расстояние от опоры до ленты композитного материала; $a_L$ – расстояние от опоры до верхней границы крайней к опоре наклонной трещины; $a$ – расстояние от точки приложения силы до опоры.

# 6 Усиление железобетонных конструкций обоймами из композитных материалов

## 6.1 Основные положения проектирования усиления конструкций обоймами из композитных материалов

Усиление железобетонных конструкций, особенно колонн зданий, инженерных и мостовых сооружений, с целью повышения их несущей способности обычно производится в случае предполагаемого увеличения нагрузки на несущие конструкции, повышения их жесткости, восприятия дополнительного изгибающего момента или для защиты от землетрясений. Традиционно в этих случаях применяются следующие способы усиления:

охватывание колонны стальными обоймами или обручами;

увеличение поперечного сечения колонны присоединением бетонного или железобетонного элемента.

Усиление стальными обоймами по периметру колонн повышает прочность бетона и его деформативность, а также предотвращает проскальзывание и изгиб внутренней продольной арматуры. Усиление колонн обоймами из композитных материалов получило развитие сравнительно недавно – в середине 1990-х гг. Аналитические и экспериментальные исследования по усилению железобетонных колонн композитными материалами достаточно полно отражены в работах [37–43].

Композитный материал, в отличие от стали, создающей постоянное радиальное давление на усиливаемый элемент после достижения пластичности, упруго деформируется вплоть до разрушения и поэтому оказывает возрастающее пассивное радиальное давление на бетонный образец, находящийся под осевой нагрузкой. Из рисунке 30 следует, что начало осевой деформации бетона происходит после достижения стальной обоймой предела текучести и не сопровождается увеличением радиального давления $\sigma_r$ на бетонный образец. В отличие от этого обойма из композитного материала вызывает постоянно возрастающее радиальное давление на образец.

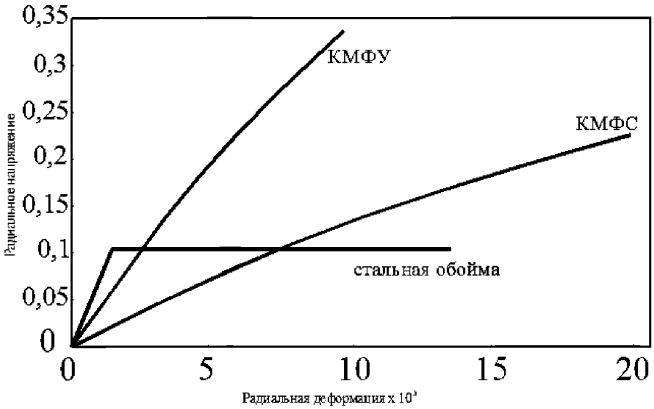



Рисунок 30 – Сравнительные графики усиления обоймами из стали и композитных материалов

Эффективность усиления обоймами из КМФ зависит от боковой дилатансии бетона, которая в свою очередь является функцией бокового давления. Таким образом, модели усиленного композитным материалом бетонного образца основываются на взаимодействии радиального расширения бетона и обоймы КМФ. Получаемые при испытании таких моделей эмпирические зависимости по определению прочности на сжатие и деформаций бетона, усиленного обоймой из КМФ, также учитывают особенности деформирования системы «бетон – обойма КМФ» под осевой нагрузкой.

Предельные деформации бетона, усиленного обоймой из КМФ, находятся в функциональной зависимости с расчетными предельными деформациями композитного материала, принятого для усиления. Экспериментальные исследования показывают, что тангенциальные разрушающие деформации обычно имеют меньшие значения, чем разрушающие деформации, получаемые при стандартных испытаниях холстов КМФ на растяжение. Снижение величин разрушающих деформаций можно объяснить несколькими факторами.

а) Трехосное напряженное состояние охватывающего бетон композитного материала. Как показано на рисунке 31, обойма из композитного материала совместно с бетоном воспринимает сжимающие напряжения, пассивный отпор бетона и растягивающие напряжения от бокового расширения. Их величина зависит от типа композитного материала и состояния соединяемых поверхностей, которое в свою очередь зависит от целого ряда факторов (жесткость клеящего состава между обоймой КМФ и бетоном, тщательность и условия подготовки соединяемых поверхностей и т.д.). В случае неполного воздействия обоймы на бетон она подвергается только передающимся на нее сжимающим напряжениям и деформациям и поэтому разуплотняется в зоне расширения или из-за разрушения КМФ или отслоения между обоймой и бетоном. Тангенциальные деформации обоймы $\varepsilon_o$ немного меньше предельных деформаций композитного материала $\varepsilon_{ou}$, так как градиент напряжений в обойме благодаря радиальному давлению $\sigma_r$ влияет на предел прочности КМФ.

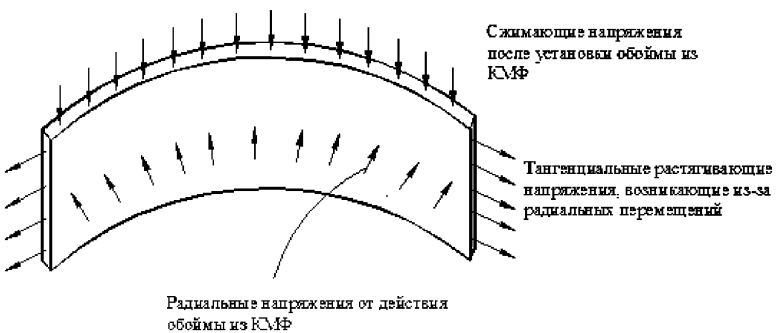



Рисунок 31 – Распределение напряжений в железобетонном элементе при его усилении обоймами из КМФ

В случае полного прилегания обоймы КМФ к бетону, композитный материал усиления подвергается как собственным продольным деформациям, так и продольным деформациям, передаваемым ему бетоном. Предельные напряжения и деформации снижаются из-за развития отслоений и микроизгиба на отдельных

участках. Разрушение происходит даже при меньших тангенциальных деформациях, чем в случае неполного соединения слоев.

б) Качество выполнения подготовки поверхности бетона. Если волокна композитного материала в некоторых местах расположены неэффективно из-за наличия пустот или некачественной подготовки поверхности, то часть энергии тангенциальной деформации приходится на вытягивание волокон. КМФ также может быть поврежден неправильно закругленными краями холста или местными неровностями.

в) Искривленный вид обоймы из композитного материала, особенно в колоннах с малым радиусом закругления углов.

г) Наличие масштабного эффекта при применении для создания обоймы из нескольких слоев композитных материалов.

Обозначим предельные тангенциальные деформации обоймы из композитных материалов с учетом всех вышеперечисленных требований как $\varepsilon_{ou}$. Истинные проектные величины для предельной тангенциальной деформации обоймы $\varepsilon_{ou}$ могут рассматриваться как текущие и зависящие от уровня действующих нагрузок. Так как величина $\varepsilon_{ou}$ используется при проектировании усиления колонн, то ее истинное значение должно приниматься по данным фирм-производителей или устанавливаться опытным путем.

Бетон в колоннах, охваченных обоймами из композитного материала, ведет себя как билинейный материал, диаграмма «$\sigma$ – $\varepsilon$« которого представлена на рисунке 32. На начальной стадии деформирования его поведение подобно поведению не усиленного бетона до тех пор, пока обойма из КМФ не начинает вызывать радиальные напряжения в бетоне.

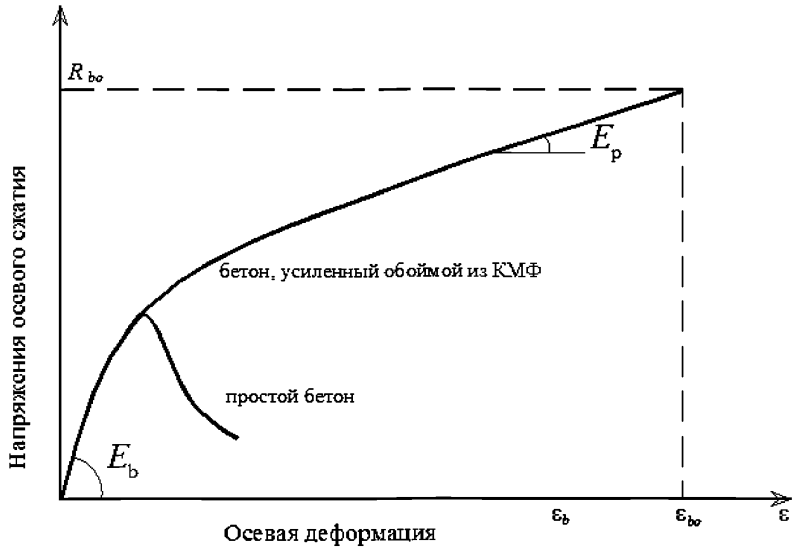



Рисунок 32 – Идеализированная диаграмма «σ-ε« для бетона, усиленного обоймой из КМФ. $E_b$ и $E_p$ – Начальный и текущий модули деформации бетона, МПа

При возрастании осевой нагрузки скорость развития радиальных деформаций в бетоне также увеличивается, что является результатом сопутствующего снижения жесткости бетона. При достижении бетоном предельных деформаций сжатия в материале начинают образовываться трещины и охватывающая обойма из композитного материала полностью вступает в работу. На этой стадии деформирования диаграмма «напряжение–деформация» становится линейной с углом наклона, пропорциональным жесткости обоймы КМФ.

Большинство исследований, посвященных деформированию под нагрузкой бетона, усиленного стальными обоймами или обоймами из композитного материала, базируются на одной из первых фундаментальных работ (Richart F.E. et al [36]), в которой исследуется поведение бетона в трехосном напряженном состоянии. В стабилометре в цилиндрическом бетонном образце поддерживалось заданное гидростатическое давление. При этом прочность и жесткость образца возрастали с

увеличением бокового гидростатического давления. Анализ экспериментальных данных позволил получить следующую эмпирическую зависимость:

$$R_{bo} = R_b + 4{,}1\sigma_r \tag{64}$$

где

$R_{bo}$ – прочность на сжатие усиленного обоймой бетона;

$R_b$ – расчетная прочность бетона на сжатие;

$\sigma_r$ – радиальное боковое давление, вызываемое обоймой.

В этих экспериментах образцы были подвержены активному гидростатическому давлению, остающемуся постоянным в течение всего времени проведения испытаний. Однако, когда стальная обойма достигает стадии пассивного обжатия бетона, радиальные напряжения развиваются только в результате бокового расширения бетона. В этом случае радиальные напряжения являются неоднородными и непостоянными. Тем не менее, большинство исследуемых экспериментальных моделей поведения заключенного в обойму бетонного образца описываются уравнением, приведенным в [37]:

$$\frac{R_{bo}(\sigma_r)}{R_b} = 2{,}254\sqrt{1 + 7{,}94\frac{\sigma_r}{R_b}} - 2\frac{\sigma_r}{R_b} - 1{,}254\ . \tag{65}$$

Для одноосно нагруженного бетонного цилиндрического образца, охваченного стальной обоймой, эффективное боковое радиальное давление (рисунок 33) определяется как функция коэффициента армирования бетона стальной обоймой $\mu_s$ и пределом текучести стали $R_s$.

$$\sigma_r = \frac{1}{2}k_e \cdot \mu_s \cdot R_s \tag{66}$$

где

$$\mu_s = \frac{4A_s}{S \cdot d_s};$$

$k_e$ – коэффициент, зависящий от формы усиливаемого элемента и площади его усиления обоймой. Для круглой формы бетонной конструкции, усиленной обоймой по всей длине $k_e = 1$;

$A_s$ – площадь поперечного сечения стальной обоймы;

$S$ – высота обойм;

$d_s$ – диаметр стальной обоймы.

Усиление железобетонных колонн стальными обоймами имеет ряд существенных недостатков. Во-первых, наружное расположение стальных обойм, особенно в условиях агрессивной внешней среды, способствует их коррозии и снижению вследствие этого усиливающего эффекта. Во-вторых, несовместимость деформационных характеристик (модуля упругости и коэффициента Пуассона) стали и бетона. В связи с этим альтернативой усилению колонн стальными обоймами является их усиление композитными материалами.

Для случая усиления бетонного цилиндра сплошной обоймой из композитного материала с направлением расположения волокон по касательной к поверхности цилиндра охватывающее радиальное давление можно записать в виде:

$$\sigma_r = \frac{1}{2}\mu_o \cdot \sigma_o = \frac{1}{2}\mu_o \cdot E_o \cdot \varepsilon_o, \qquad (67)$$

где

$\mu_o = \frac{4t_o}{d_o}$ – коэффициент армирования колонны обоймой из композитного материала;

$t_o$ – толщина обоймы из КМФ;

$d_o$ – диаметр обоймы из КМФ, $d_o \approx d_к$ (диаметр колонны);

$\sigma_o$ – напряжения в обойме из КМФ;

$E_o$ – модуль упругости обоймы из композитного материала;

$\varepsilon_o$ – тангенциальные деформации обоймы из КМФ (равные боковым деформациям бетона).

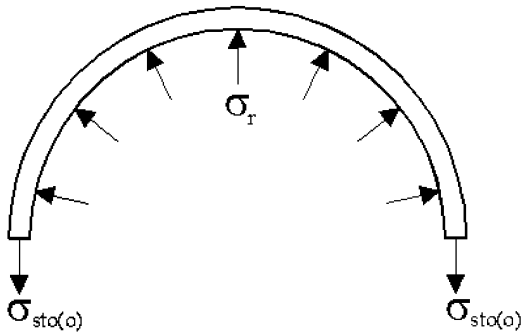



Рисунок 33 – Радиальное давление на железобетонный элемент, вызванное охватывающим усилением обоймой, где $\sigma_r$ – радиальные напряжения в конструкции, вызываемое обоймой из композитного материала; $\sigma_{sto(0)}$ – напряжения в стальной обойме (обойме из композитного материала)

Радиальное напряжение $\sigma_r$, вызванное обоймой из композитного материала, подсчитывается на основе текущего напряжения в обойме $\sigma_o = E_o \cdot \varepsilon_o \le \sigma_{ou} = E_o \cdot \varepsilon_{ou}$, пока оно не достигнет предельной величины $\sigma_r$ и соответствующей предельной тангенциальной деформации обоймы $\varepsilon_o = \varepsilon_{ou}$.

Отсюда предельное расчетное значение радиальных напряжений

$$\sigma_{ou} = \frac{1}{2} \mu_o \cdot E_o \cdot \varepsilon_{ou} . \qquad (68)$$

Для определения прочности на сжатие усиленного бетона существуют различные мнения. Подробный анализ разных моделей напряженно-деформированного состояния усиленного обоймой бетона приводится в работе [60]. Так, одни исследователи допускают применение модели Mander J.B. [37], основанной на теоретических исследованиях PopovicsS [44]. В основу модели положено то обстоятельство, что максимальные напряжения, определяемые в

результате охватывающего радиального давления, рассматриваются как одноосная реакция системы «бетон-усиливающая оболочка» на вертикальное давление. Основная трудность при использовании этой модели заключается в том, что в нее заложено постоянное значение охватывающего бокового давления в течение всего времени нагружения конструкции. В реальности это давление возрастает после того, как начинается боковое расширение бетона, и его величина зависит от законов деформирования охватывающей обоймы.

Сравнительный анализ теоретических результатов и опытных данных показал, что когда предлагаемые модели достаточно хорошо соотносятся с предполагаемой нагрузкой, они плохо коррелируют с предельными деформациями. Отсюда вытекают существенные различия между теоретическими и опытными данными в части описания кривой деформирования системы «бетон – усиливающая обойма из КМФ».

Для преодоления этого противоречия были проведены испытания круглого бетонного образца, усиленного обоймой из композитного материала на основе стекловолокна КМФС [38]. Образец был подвергнут осевой нагрузке с максимальным эксцентриситетом $e = 0{,}05D$ ($D$ – диаметр образца). В работе предполагается, что обеспечение эффективной жесткости композитного материала достигается при $(2t_o/D)\cdot E_c \geq 977$ МПа с расположением волокон в холсте 90°. Обработка результатов испытаний позволила получить авторам (Lillistone D. и Jolly C.K.) следующую зависимость, связывающую прочность усиленного бетона и деформационные характеристики системы:

$$R_{bo} = \frac{(0{,}67/\gamma_{bc})\cdot(E_b - E_p)\cdot\varepsilon_{ba}}{1+[\varepsilon_{ba}(E_b - E_p)/R_{by}]} + E_p\cdot\varepsilon_{ba}, \qquad (69)$$

где:

$\gamma_{bc} = 1{,}5$ – коэффициент надежности по бетону при сжатии;

$\varepsilon_{ba}$ – осевая деформация бетона, усиленного обоймой из КМФ;

$E_b$ – начальный модуль упругости бетона, определяемый по эмпирической зависимости $E_b = 21500[(R+8)/10]^{1/3}$,

$R$ – кубиковая прочность бетона в МПа;

$E_p$ – модуль деформации бетона после усиления его обоймой из КМФ перед разрушением;

$E_p = 1{,}282\ (2t_o/D)\cdot E_c$;

$R_{by} = R(E_b - E_p)/(E_b - E_1)$ ; $E_1$ – модуль деформации неусиленного бетона, $E_1 = (R + 8)/\varepsilon_{bu}$, где $\varepsilon_{bu} = 0{,}0027 - 0{,}0045$.

На зависимость (69) структурно похожа зависимость, полученная Arduin M. [53], основанная на экспериментальных работах Miyauchi K.:

$$R_{bo} = \frac{(0{,}75\ /\ \gamma_{bc})\cdot(E_o - E_p)\cdot\varepsilon_{ba}}{\{1 + [\varepsilon_{ba}(E_o - E_p)/R_{bк}]^n\}^{1/n}} + E_p\cdot\varepsilon_{ba}\ , \qquad (70)$$

где

$E_o$ – секущий модуль деформации бетона [ГПа],

$E_o = 9{,}5(R_{bк}+8)^{1/3}$, $R_{bк}$ [МПа];

$R_{bк} = 0{,}85R$ – цилиндрическая прочность не усиленного бетона; $n = 8$ – эмпирический показатель степени,

$$E_p = (R_{bo} - R_{bкк})/\varepsilon_{bau} \qquad (71)$$

где

$R_{bкк} = R_{bк} + 4{,}1\cdot 0{,}85R_c\cdot t_o/r$ – характеристика прочности бетона, усиленного обоймой из КМФ;

$r$ – радиус колонны;

$\varepsilon_{bau}$ – предельная осевая деформация бетона, усиленного обоймой из КМФ,

$$\varepsilon_{bau} = \varepsilon_{cd}\ /\ \nu[1 + \sqrt{R_b\cdot r\ /\ R_c\cdot t_o}]\ , \qquad (72)$$

где $\nu = 0{,}2$ – начальный коэффициент Пуассона для бетона.

На рисунке 34 представлены графики деформирования бетона, усиленного обоймами из углеродного композитного материала, рассчитанные по зависимостям (69) и (70). Как видно из графиков, они дают вполне сопоставимые результаты, хорошо согласующиеся с данными других исследователей [45].

Зависимости (69–72) являются эмпирическими, полученными в результате обработки экспериментальных данных. В расчетах использовалась кубиковая прочность бетона на сжатие. Поэтому авторы сочли нужным оставить все

коэффициенты, входящие в эти формулы, без изменений для сохранения целостности выражений и рекомендовать величину коэффициента надежности по бетону при сжатии $\gamma_{bc} = 1,5$.

Следует отметить, что эти зависимости были получены при испытаниях цилиндрических образцов на осевое сжатие. Колонны в составе мостовых конструкций могут испытывать и горизонтальные нагрузки от столкновения с ними транспортных средств. В этом случае они испытывают комбинированную нагрузку от действия осевого сжатия и изгибающего момента. В работе [46] исследовались на действие изгибающего момента на цилиндрические бетонные колонны, усиленные обоймой из арамидного композитного материала КМФА. Обойма состояла из 2-х слоев однонаправленных холстов с $R_{сп}$= 2360 МПа и $E_{сп}$= 104 ГПа, радиус колонны $r$ = 200 мм, кубиковая прочность бетона $R$ = 40 МПа. Арамидное волокно в качестве усиления было принято по той причине, что его свойства являются средними между углеродным волокном и стекловолокном, а также оно обладает хорошим сопротивлением ударным нагрузкам. В работе принято предположительное увеличение кубиковой прочности усиленного бетона и линейное изменение предельных деформаций бетона с 0,0035 при прочности $R$ до значения 0,01 при 1,5$R$.

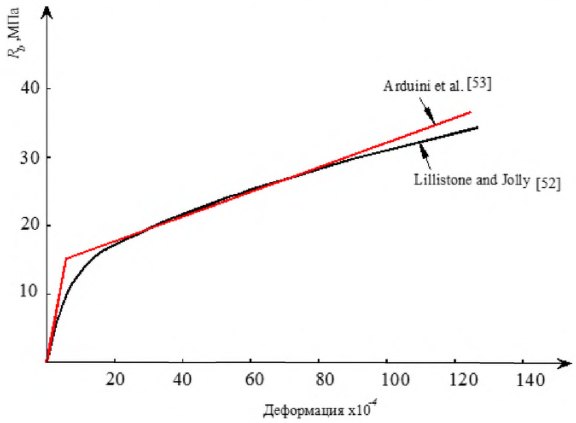



Рисунок 34 – Сравнительные диаграммы «напряжение-деформация»
($\nu$ = 0,2, B30, $r$ = 250 мм, $t_o$ = 1 мм, $R_{сп}$ = 3430 Мпа, $\varepsilon_{сп}$ = 1,5%)

Эти исходные данные и данные эксперимента были проанализированы с помощью модели, описываемой выражением (69). Теоретические и экспериментальные исследования показали их хорошую сходимость.

Модель деформирования, разработанная Spoelsra-Monti [41] и базирующаяся на теоретических исследованиях Popovics S. [58], предполагает, что напряжения в бетоне $\sigma_b$ определяются по зависимости

$$\sigma_b = \frac{R_{bo} \cdot x \cdot r}{r - 1 + x^r}, \tag{73}$$

$$x = \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{bo}}; \quad \varepsilon_{bo} = \varepsilon_{bu}[1 + 5(\frac{R_{bo}}{R_b} - 1)], \tag{74}$$

где

$\varepsilon_b$ – осевая деформация бетона под сжимающей нагрузкой;

$\varepsilon_{bo}$ – деформация сжатия бетона при его максимальной прочности $R_{bo}$ после усиления обоймой из композитного материала. $R_{bo}$ определяется по формуле 42 при значениях радиальных напряжений в бетоне $\sigma_r \leq \sigma_{ru}$, при которых может наступать разрушение обоймы композитного материала;

$\varepsilon_{bu}$ – предельная деформация неусиленного бетона при максимальном напряжении сжатия. По данным фирмы S&P Clever Reinforcement, $\varepsilon_{bu}$=0,002.

$$r = \frac{E_b}{E_b - E_{sec}}; \qquad E_{sec} = \frac{R_{bo}}{\varepsilon_{bo}}, \tag{75}$$

где $E_{sec}$ – секущий модуль деформации бетона.

При рассмотрении особенностей поведения КМФ в работе [41] были приняты следующие допущения, основанные на экспериментальных исследованиях [47]:

$$\sigma_b = E_{sec}(\varepsilon_r) \cdot \varepsilon_b; \qquad E_{sec}(\varepsilon_r) = \frac{E_b}{1 + 2\beta\varepsilon_r}, \tag{76}$$

где $\beta$ – константа, зависящая от свойств бетона и его прочности на сжатие в не усиленном состоянии $R_b$ [МПа]:

$$\beta = \frac{5700}{\sqrt{R_b}} - 500, \tag{77}$$

$\varepsilon_r$ – радиальные деформации бетона;

$$\varepsilon_r(\varepsilon_b,\sigma_r)=\frac{E_b\cdot\varepsilon_b-\sigma_b(\varepsilon_b,\sigma_r)}{2\beta\sigma_b(\varepsilon_b,\sigma_r)}, \quad (78)$$

Величина $\varepsilon_r$ определяется из выражения (78). Деформация обоймы из композитного материала ($\varepsilon_o = \varepsilon_r$ из условия совместности деформаций для случая предельно загруженного бетонного цилиндра) может быть определена через текущее напряжение в обойме $\sigma_o = E_o \cdot \varepsilon_o$. Величина $\sigma_o$ может быть использована для нового вычисления $\varepsilon_r$ по зависимости (78). Эта итерационная процедура может повторяться несколько раз до тех пор, пока величина $\sigma_o$ не достигнет требуемого проектного значения, при этом $\sigma_o \leq E_o \cdot \varepsilon_{ou}$. Вся процедура повторяется при различных значениях деформаций бетона при сжатии $\varepsilon_b$ на полной кривой «напряжение-деформация». Результирующая кривая может рассматриваться как кривая, пересекающая множество кривых (PopovicsS.), каждая из которых соответствует уровню бокового давления, и текущим боковым деформациям, определенным согласно [47].

Поведение под нагрузкой бетонного образца, охваченного обоймой из КМФ, согласно рассмотренной выше модели в сопоставлении с его поведением в стальной обойме приведено на рисунке 35. На рисунке 35, а приведены зависимости осевых деформаций от осевых напряжений. На первоначальном участке графики деформирования бетона в стальной обойме и обойме из КМФ практически совпадают. После достижения сталью деформаций порядка 2,5 приведенных осевых деформаций кривая деформирования становится более крутой. Кривая деформирования обоймы из стекловолокна КМФС на первом этапе совпадает с кривой деформирования не усиленного бетона. После точки деформирования, в которой происходит разрушение не усиленного бетонного образца, кривая КМФС имеет меньший наклон и вызывает большие осевые деформации.

На рисунке 35, б приведена зависимость между осевыми и радиальными деформациями. Как можно заметить из графиков, наклон различных кривых зависит от типа и материала усиления. В начале КМФС имеет более крутой наклон, что означает более высокое начальное расширение бетона, остающееся постоянным вплоть до разрушения обоймы. Обойма из углеродного композитного материала

претерпевает меньшие радиальные деформации, но эффективность ее работы имеет меньший срок действия, так как обойма КМФУ имеет меньшую предельную деформацию $\varepsilon_{ou}$.

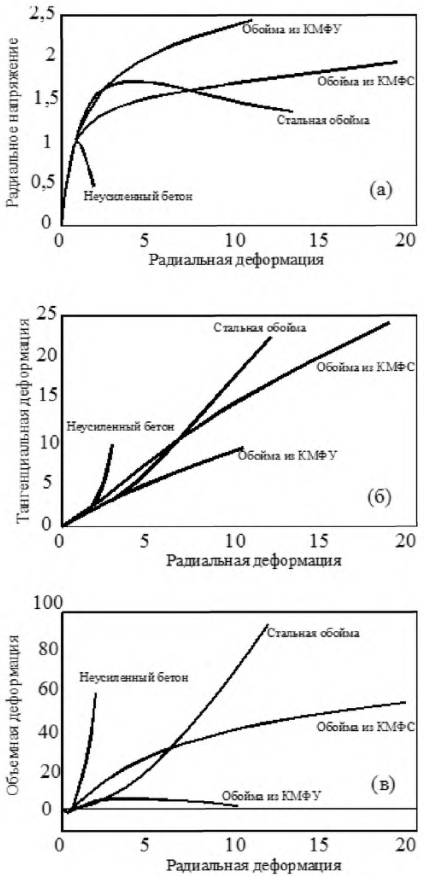



Рисунок 35 – Поведение под нагрузкой бетонного элемента, усиленного обоймами из стали, КМФУ, КМФС, где: а) соотношение между радиальными деформациями и напряжениями; б) соотношение между радиальными и тангенциальными деформациями; в) соотношение между радиальной и объемной деформациями

На рисунке 35.в приведены графики зависимостей объемных деформаций от осевых. Для обоймы из углеродного композитного материала объемная деформация вначале уменьшается, затем возвращается к первоначальному значению и далее на определенном уровне осевой деформации постепенно возрастает в силу увеличения бокового давления, уменьшает объемное расширение и меняет свое направление.

Разрушение бетонного образца, охваченного обоймой из композитного материала, может наступить при выполнении условия

$$\varepsilon_{bzu} = \varepsilon_{ou}, \tag{79}$$

когда предельные радиальные боковые деформации бетона $\varepsilon_{bzu}$ достигнут предельных допустимых деформаций обоймы из КМФ. Величины предельных усилий и деформаций бетона прогнозируются на основании рассмотренных выше моделей. Величина $\varepsilon_{bzu}$ определяется по формуле (78) подстановкой в нее вместо $\sigma_b$ ее максимальной величины, находимой по зависимости (69), и равную предельной расчетной прочности обоймы из КМФ.

Основой проектирования усиления колонн обоймами из композитных материалов может служить каждая из рассмотренных выше моделей. Им присущи свои достоинства и недостатки.

Усиление обоймами железобетонных колонн (или более простых конструкций, например, труб) значительно увеличивает требования к осевой нагрузке, изгибу, поперечным силам, действующим в конструкции, так как из-за возрастания прочности бетона на сжатие увеличиваются поперечные силы и повышается сопротивление изгибу сжатой стальной арматуры. В случае усиления колонн оболочкой (стальной или из КМФ) последняя может располагаться по внешнему периметру колонны или формироваться посредством опалубки.

Основными предпосылками для усиления колонн внешними обоймами из КМФ являются:

- предотвращение разрушения защитного слоя бетона;
- обеспечение боковой устойчивости продольных стержней арматуры;
- повышение несущей способности и деформативности бетона.

В случае круглых колонн эти цели достигаются путем применения внешних холстов композитного материала или непрерывно по всей длине колонны или в виде отдельных обручей, устраиваемых через определенные промежутки.

В случае усиления прямоугольных или квадратных колонн в зависимости от типа применяемых холстов их углы должны быть скруглены радиусом 15-25 мм. Усиление внешними обоймами прямоугольных колонн менее эффективно, чем круглых, так как концентрация напряжений локализуется в углах конструкции и основная толщина оболочки должна быть между углами для ограничения бокового расширения и исключения недопустимого изгиба колонны.

Углеродные композитные материалы предпочтительнее в случае предполагаемого увеличения нагрузки на колонну, а арамидные или стекловолокна - в случае изменения гибкости конструкции. Обойма КМФ может состоять из активных или пассивных слоев или их комбинации. Подобно стальным обоймам, пассивные обоймы из КМФ обеспечивают восприятие пассивного бокового давления. При использовании активных (преднапряженных) оболочек боковое охватывающее давление обеспечивается раньше, чем в случае пассивного отпора, вызванного радиальным расширением бетона колонны при его сжатии.

В зависимости от формы колонны и расположения композитного материала усиления распределение радиальных давлений в колонне будет неравномерным. Выделяются четыре основных случая усиления:

- усиление обоймой из КМФ цилиндрической колонны по всей ее длине с расположением волокон композитного материала перпендикулярно продольной оси колонны;

- частичное усиление колонны кольцами из КМФ;

- усиление обоймой из КМФ с произвольным расположением волокон относительно продольной оси колонны;

- усиление колонн некруглой формы поперечного сечения.

Все усиленные элементы проверяются по следующим критериям:

- разрыв композитного материала обоймы под действием растягивающих напряжений.

- разрушение обоймы из КМФ в местах соединения слоев внахлестку.

- разрушение колонны под действием поперечных сил.

- соответствие условиям по второй группе предельных состояний: осевые и радиальные деформации колонны, разрушения от усталости и ползучести материала.

## 6.2 Усиление колонн круглой формы поперечного сечения

В случае одноосной нагрузки на цилиндрическую колонну, усиленную обоймой из КМФ по всей длине с расположением волокон композитного материала перпендикулярно продольной оси колонны (рисунок 36 а), для определения прочности на сжатие и предельных деформаций усиленного бетона можно воспользоваться рассмотренными выше моделями.

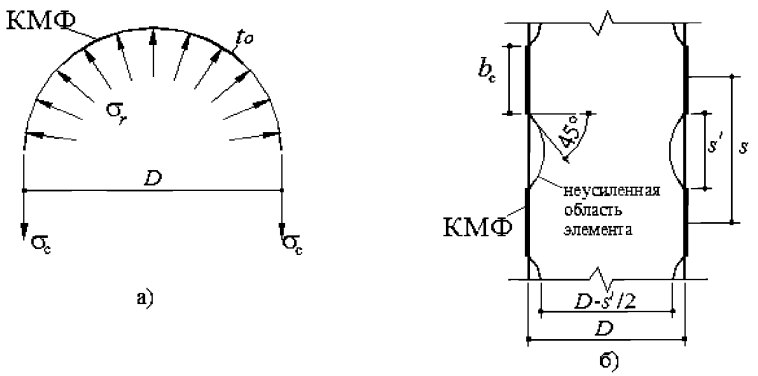



Рисунок 36 – Радиальное давление, вызываемое обоймой из КМФ, а) полное усиление по всей длине колонны; б) частичное усиление по длине колонны, где $D$ – диаметр колонны; $b_c$ – ширина ленты композитного материала; $t_0$ –толщина обоймы из композитного материала; $\sigma_r$ – радиальные напряжения в конструкции, вызываемые обоймой из КМФ; $s$ – расстояние между осями лент усиления КМФ; $s`$ – расстояние между лентами усиления КМФ; $\sigma_c$ – расчетные растягивающие напряжения в КМФ

Так, в работе [41] предлагается следующий алгоритм вычислений.

1. Максимальное радиальное давление, создаваемое обоймой из КМФ, определяется по зависимости:

$$\sigma_{ru} = \frac{2t_o \cdot R_{ou}}{d_o}. \qquad (80)$$

2. Далее, согласно модели Mander J.B. et al [37] по формуле (65) с подстановкой в нее вместо $\sigma_r \sigma_{ru}$ определяется максимальная прочность бетона на сжатие $R_{bo}$ и по формуле (74) – предельная осевая деформация сжатия бетона $\varepsilon_{bo}$ при его максимальной прочности на сжатие.

3. Предельный секущий модуль деформации бетона определяется по зависимости:

$$E_{sec.u} = \frac{E_b}{1 + 2\beta R_{ou} / E_o}, \qquad (81)$$

где константа β определяется по зависимости (77).

4. Пересечение наклонной прямой линии $E_{sec.u}$ на рисунке 37 с кривой, полученной Popovics S., позволяет определить предельные сжимающие напряжения $R_{bu}$ и деформации $\varepsilon_{bu}'$ в бетоне:

$$\varepsilon_{bu}' = \varepsilon_{bo}\left[\frac{E_{bb}(E_b - E_{sec.u})}{E_{sec.u}(E_b - E_{bb})}\right]^{1-E_{bb}/E_b}, \qquad R_{bu} = E_{sec.u} \cdot \varepsilon_{bu}', \qquad (82)$$

где $E_{bb} = \frac{R_{bo}}{\varepsilon_{bo}}$.

5. Подставляя выражение (4.18) в (4.19), получаем окончательно:

$$\varepsilon_{bu}' = \varepsilon_{bo}\left(\frac{2\beta \cdot \varepsilon_{ou} \cdot E_{bb}}{E_b - E_{bb}}\right)^{1-E_{bb}/E_b}, \qquad R_{bu} = \frac{E_b \cdot \varepsilon_{bu}'}{1 + 2\beta \cdot \varepsilon_{ou}}. \qquad (83)$$

Этими же авторами [41] приводятся упрощенные формулы для определения $R_{bu}$ и $\varepsilon_{bu}'$. Они основаны на наблюдении, что в экспериментальных исследованиях предельные прочности и деформации бетона имеют прямую зависимость с предельными деформациями обоймы из КМФ $\varepsilon_{ou}$, максимальным охватывающим давлением $\sigma_{ru}$ и модулем упругости бетона $E_b$ и обратную зависимость от прочности неусиленного бетона $R_b$. Регрессивный анализ экспериментальных данных позволил авторам получить две эмпирические зависимости:

$$R_{bu} = R_b(0,2 + 3\sqrt{\sigma_{ru}}), \quad , \tag{84}$$

$$\varepsilon_{bu}^{`} = \varepsilon_{bu}(2 + 1,25\overline{E_b} \cdot \varepsilon_{ou} \cdot \sqrt{\sigma_{ru}}), \tag{85}$$

где $\overline{\sigma_{ru}} = \frac{\sigma_{ru}}{R_b}$ и $\overline{E_b} = \frac{E_b}{R_b}$.

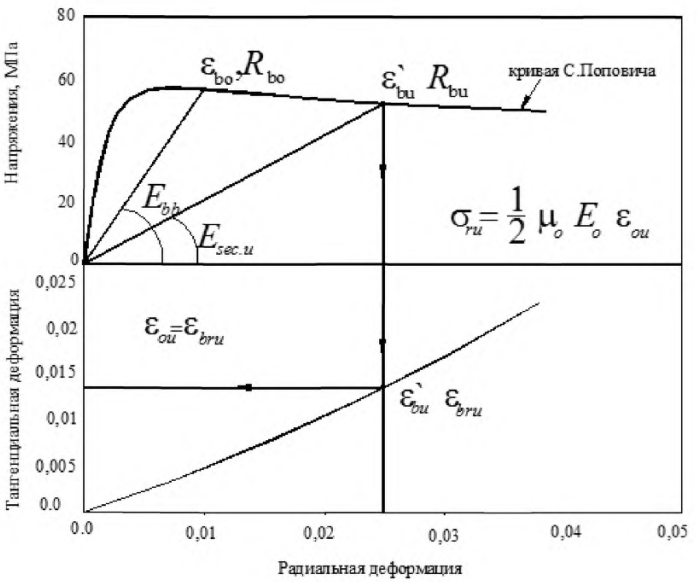



Рисунок 37 – Определение предельных сжимающих напряжений и деформаций

Во всех приведенных выше формулах по определению предельной прочности усиленного обоймой бетона не рассматриваются случаи с низким содержанием композитного материала в обойме или с низкой эффективностью применения усиления (квадратное или прямоугольное сечение колонн, частичное усиление поверхности колонны). Экспериментальные результаты и теоретические модели показывают, что кривая «напряжение–деформация» имеет нисходящую ветвь после достижения предельного состояния. В этом случае результирующая бокового давления от внешней обоймы будет пренебрежительно мала и поэтому

прочность бетона после усиления $R_{bo}$ практически не будет отличаться от прочности бетона до усиления $R_b$.

Другое эмпирическое уравнение для определения предельной деформации бетона приводится в работе [40]:

$$\varepsilon'_{bu} = 0{,}004 + \frac{2{,}5\mu_o \cdot R_o \cdot \varepsilon_{ou}}{R_{bo}}, \qquad (86)$$

где величина $R_{bo}$ находится по зависимости (69).

Используя зависимость (86) и формулы для определения $\mu_o$ (из зависимости 67), можно получить выражение для определения необходимой толщины композитного материала обоймы $t_o$, требуемого для усиления колонны:

$$t_o = \frac{0{,}1(\varepsilon'_{bu} - 0{,}004) \cdot D \cdot R_{bo}}{R_o \cdot \varepsilon_{ou}}. \qquad (87)$$

В отличие от данного подхода, в литературе [38] высказывается предположение, что критерий разрушения обоймы из КМФ базируется более на жесткости обоймы, чем на создаваемом ею давлении. В ней приняты следующие допущения: критерий разрушения не должен быть приоритетным и требовать дополнительных знаний по радиальному расширению бетонного ядра; в отличие от прочности на растяжение КМФ модуль упругости волокон в меньшей мере зависит от механических повреждений материала, возникающих во время производства работ по усилению.

Исходя из этих положений, рекомендуется следующая зависимость для расчетной прочности бетона, усиленного композитным материалом на основе стекловолокна:

$$R_{bo} = 0{,}67\, R / \gamma_{bc} + 0{,}05 \cdot E_c (2t_o / D). \qquad (88)$$

Сравнительные исследования, приведенные Lillistone D. [48], показали хорошую сходимость формулы (88) с результатами экспериментальных исследований [45], и автор рекомендует ее для расчета прочности на сжатие бетона, усиленного обоймой, а также других композитных материалов. Так как эта зависимость также основана на кубиковой прочности бетона, то он рекомендует принимать коэффициент надежности по бетону $\gamma_{bc} = 1{,}5$.

Усиление обоймами КМФ железобетонных колонн увеличивает их прочность на изгиб, что является его дополнительным преимуществом. Одной из основных проблем проектирования в данном случае является определение толщины КМФ $t_o$, для того, чтобы она могла сопротивляться как изгибающему моменту, так и сжимающей нагрузке на колонну. Усиление обоймами бетона увеличивает его прочность на сжатие и способность сопротивляться деформациям. Поэтому при проектировании очень важно улучшить эффективность усиления увеличением деформаций, которые может воспринять КМФ. А поскольку композитные материалы хуже работают на сжатие, чем на растяжение, то в данном случае особенно важны требования к их жесткости. В противном случае возможен риск отслоения КМФ от поверхности бетона или разрушение анкеровки. Наблюдения, проведенные Cuninghame et al [46], позволили установить, что для круглых колонн, вне зависимости от типа волокон и клеящий состава, жесткость обоймы должна быть более 320 МПа.

В работе [2] приведенную призменную прочность бетона колонны, усиленной поверхностно-оклеечным стеклопластиком, предлагается определять по формуле:

$$R_{bo} = R_b(1 + 0{,}5\frac{\sigma_r}{R_{bt}}) \ , \tag{89}$$

где

$R_{bt}$ – прочность бетона на осевое растяжение;

$\sigma_r$ – дополнительное напряжение в бетоне, вызванное работой поверхностно-оклеечного стеклопластика, определяемое по формуле:

$$\sigma_r = (2n_f P_f)/b, \tag{90}$$

где

$n_f$ – количество слоев стеклоткани в стеклопластике;

$P_f$ – расчетная прочность на растяжение 1 см стеклопластика из одного слоя стеклоткани;

$b$ – ширина усиливаемой колонны.

По своей структуре формула (89) аналогична формуле (64), а формула (90) выражению (67).

В работе [49] при расчете трубобетонных стоек вводится коэффициент $\kappa_b$, учитывающий повышение прочности заключенного в обойму бетона. Для бетона В20 $\kappa_b$ = 1,92, а для бетона класса В30 $\kappa_b$ = 1,55.

Величина коэффициента эффективности усиления рассчитывается из предпосылки, что эффективность усиления (наличие радиальных напряжений в бетоне) достигается в полной мере на неусиленном участке, где действует арочный эффект. Между двумя лентами усиления площадь эффективно усиленного бетонного ядра $A_{oe}$ составит:

$$A_{oe} = \frac{\pi}{4}(D - \frac{s'}{2})^2, \qquad (91)$$

где $s' = (s - b_c)$ – расстояние между лентами усиления.

Величина $\kappa_e$ определяется соотношением $A_{oe}/A_b$, *где* $A_b=(A-A_s)$ – площадь поперечного сечения бетона конструкции за вычетом площади продольной арматуры $A_s$:

$$k_e = \frac{(1 - \frac{s'}{2D})^2}{1 - \mu} \approx (1 - \frac{s'}{2D})^2, \qquad (92)$$

где $\mu$ – коэффициент армирования конструкции продольной стальной арматурой.

Как видно из выражения 92, величина $\kappa_e$ всегда меньше 1, обратно пропорциональна $s'$ и $\mu$ и прямо пропорциональна диаметру колонны.

При применении для усиления колонн холстов, располагаемых по спирали к поверхности колонны, эффект усиления снижается и радиальные деформации бетона будут меньше. Величина растягивающих усилий в композитном материале $N_c$ принимается постоянной. Радиальные напряжения в бетоне по высоте колонны при устройстве обоймы по спирали составят:

$$\sigma_{r,h} = \frac{N_c}{b_c \cdot R}, \qquad (93)$$

где $R$ – кривизна спирали композитного материала, определяемая по формуле

$$R \approx \frac{\kappa^2 + r^2}{r}, \qquad (94)$$

где $\kappa = P/2\pi$ ($P$ – шаг спирали, $r$ – радиус).

В случае охватывания композитным материалом круглой железобетонной колонны боковое давление на единицу ее длины составит:

$$\sigma_{r.c} = \frac{N_c}{b_c \cdot r}. \qquad (95)$$

С использованием зависимостей (93) – (95) величина коэффициента усиления $k_e$ составит:

$$k_e = \frac{\sigma_{r.h}}{\sigma_{r.c}} = [1 + (\frac{P}{\pi D})]^{-1}. \qquad (96)$$

## 6.3 Усиление колонн не круглой формы поперечного сечения

В случае колонн прямоугольного поперечного сечения с размерами сторон $b$ x $d$ (рисунок 38) и с углами, радиусами закругления $r_c$ = 15–25 мм, часть бетона не испытывает эффекта усиления и только в части площади поперечного сечения образуется ядро бетона, испытывающего повышенные радиальные напряжения. Как и в случае усиления колонн, отдельными полосами композитного материала по их длине неусиленные области бетона ограничены арками с углом наклона 45° к грани колонны. Полная площадь сечения бетона, неохваченного усилением:

$$A_{bu} = \frac{b'^2 + d'^2}{3}. \qquad (97)$$

Учитывая соотношение $(A_b - A_{bu})/A_b$, коэффициент эффективности усиления составит:

$$k_e = 1 - \frac{b'^2 + d'^2}{3A(1-\mu)}. \qquad (98)$$

Подобно колоннам круглого поперечного сечения величины радиальных напряжений по осям составят:

$$\sigma_{rb} = \mu_{ob} \cdot k_e \cdot E_o \cdot \varepsilon_{ou}, \qquad (99)$$

$$\sigma_{rd} = \mu_{od} \cdot k_e \cdot E_o \cdot \varepsilon_{ou},$$

где $\mu_{ob}$ и $\mu_{od}$ – коэффициенты армирования бетона обоймой из КМФ относительно сторон b и d прямоугольника:

$$\mu_{ob} = \frac{2b_c \cdot t_o}{Sd}, \qquad \mu_{od} = \frac{2b_c \cdot t_o}{Sb}. \tag{100}$$

В случае, когда прямоугольное сечение, теряя свою форму, становится близким к овальному, обойма из КМФ будет иметь изменяющийся радиус кривизны и различные направления передачи нагрузок. В качестве эквивалента обоймы круглой формы может быть взят средний диаметр овала по разным направлениям таким образом, чтобы при подсчете толщины обоймы $t_o$ этот диаметр был равен эквивалентному диаметру круглых колонн. В этих случаях эффективное радиальное давление $\sigma_r$ будет равным боковому давлению, оказываемому обоймой круглой формы $\sigma_r$ и определяемому по зависимости (67), а максимальная величина радиальных напряжений $\sigma_{ou}$ величине $\sigma_{ru}$, определяемой по зависимости (68).

В работе [50] к проектированию усиления прямоугольных колонн композитными материалами приводится несколько другой подход. Он используется в своей проектной деятельности фирмой-производителем композитных материалов “S&P Clever Reinforcement” и аналогичен подходу, изложенному в [40] для усиления круглых колонн.

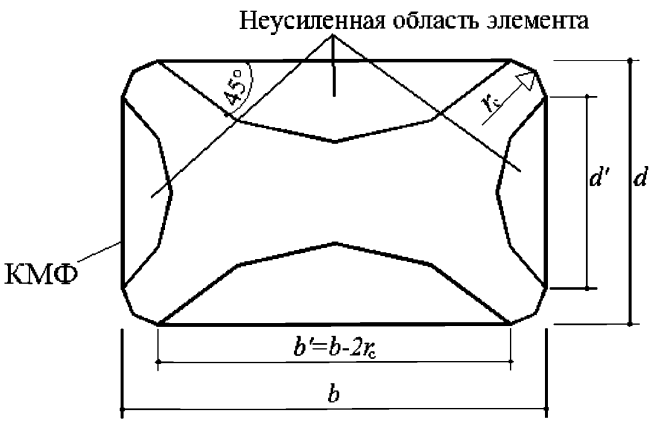



Рисунок 38 – Эффективная область усиления обоймами из КМФ прямоугольных железобетонных колонн, где $b$ и $d$ – размеры сторон прямоугольной колонны, $b`$ и $d`$ - размеры частей колонн, неохваченных усилением; $r_c$ – радиус закругления

Максимальная деформация сжатия бетона $\varepsilon_{bu}^{'}$ определяется по формуле, аналогичной (86):

$$\varepsilon_{bu}^{'} = 0,004 + \frac{1,25\,\mu_o \cdot R_o \cdot \varepsilon_{ou}}{R_{bo}}. \qquad (101)$$

Коэффициент армирования определяется по формуле:

$$\mu_o = 2t_o\left(\frac{b+d}{b \cdot d}\right), \qquad (102)$$

где $b$ и $d$ – размеры сторон.

Из этих двух выражений вытекает зависимость для определения толщины слоя композитного материала:

$$t_o = \frac{0,4(\varepsilon_{bu}^{'} - 0,004)R_{bo}}{R_o \cdot \varepsilon_{ou}}\left(\frac{b \cdot d}{b+d}\right) \qquad (103)$$

По усилению квадратных и прямоугольных колонн композитными материалами можно сделать следующие основные выводы:

- на практике сложно добиться значительного увеличения несущей способности и гибкости колонн на действие центрально приложенной нагрузки;

- увеличение прочности на изгиб квадратных колонн вполне достижимо, но все предлагаемые проектные решения должны быть проверены экспериментальными исследованиями;

- наибольший эффект при усилении колонн некруглого сечения достигается с целью повышения их несущей способности на действие поперечных сил.

Один из примеров проектирования усиления колонн круглого поперечного сечения композитными материалами на основе углерода представлен на рисунке 39.

Разрушение соединения слоев в результате потери сцепления между ними может произойти из-за недостаточной длины их соединения. Этот вид разрушения является хрупким, что весьма нежелательно во время эксплуатации усиленной конструкции. Кроме того, возросшая нагрузка на колонну передается со стальной арматуры на бетон и вызывает появление в последнем микротрещин. Это, в свою очередь, уменьшает сцепление между арматурой и бетоном. Применение же обойм из композитных материалов, особенно преднапряженных, повышает сцепление между сталью и бетоном. Однако из-за недостаточной длины соединения слоев

КМФ в обойме в условиях повышенной нагрузки на колонну и развития трещин может произойти ее хрупкое разрушение.

Длина соединения для различных систем усиления и композитных материалов обычно указывается фирмами-производителями, но в случае необходимости должна проверяться на практике. Общим правилом является то, что когда для усиления колонны применяются два или более слоев КМФ, то места соединения слоев должны располагаться на противоположных концах колонны. Минимальная длина соединения 200 мм.

Применение обоймы из композитных материалов позволяет увеличить несущую способность колонн на действие поперечной силы.

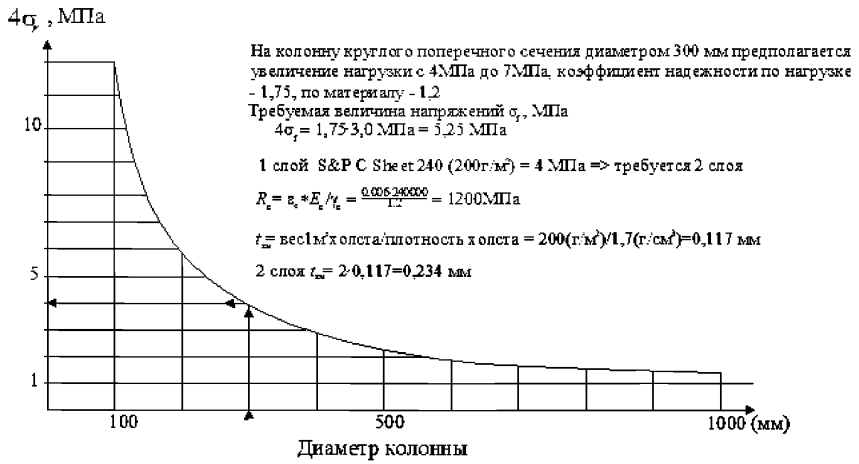



Рисунок 39 – Пример определения необходимого количества холстов для усиления колонны под новую нагрузку

Расчет несущей способности железобетонных конструкций на действие поперечной силы приведен в главе 2. Сопротивление бетона и стальной арматуры рассчитывается согласно требованиям СП 63.13330. Сопротивление на действие поперечной силы круглых обойм из КМФ определяется по формуле:

$$Q_c = (\pi/2) \cdot t_o \cdot d \cdot E_c \cdot \varepsilon_c, \qquad (104)$$

где

$d$ – расстояние между внешним краем обоймы из КМФ и центром растянутой арматуры;

$\varepsilon_c \leq 0{,}004$ – расчетная деформация КМФ.

Такое ограничение поперечной деформации связано с тем, что композитные материалы имеют линейную диаграмму деформирования вплоть до разрушения и в данном случае ее значение адаптировано к деформированию внутренней стальной арматуры.

В результате усиления колонн обоймой из композитных материалов их жесткость на изгиб увеличивается, из-за чего возрастают действующие в них внутренние усилия. Это обстоятельство должно приниматься во внимание при проектировании. Увеличение действующих в колонне внутренних усилий зависит от принятого метода усиления, характеристик композитного материала и формы колонны. В таблице 9 представлено увеличение действующих в колонне усилий в зависимости от принятого способа усиления в % к ранее действующим усилиям.

Таблица 9 – Сравнительное увеличение действующих усилий (%) в колонне

| Форма колонны | Увеличение усилия | Стальная обойма | Наращивание бетона | Обойма из КМФ |
|---|---|---|---|---|
| Круглая | Продольная сила | 10–20 | 20–50 | 0–5 |
| | Поперечная сила | 20–40 | 25–75 | 0–5 |
| Прямоугольная | Продольная сила | 20–40 | 20–50 | 0–10 |
| | Поперечная сила | 40–70 | 25–75 | 0–5 |

Как видно из таблицы 9, во всех случаях применение для усиления колонн обойм из композитных материалов вызывает меньшее увеличение нагрузок по сравнению с остальными способами усиления.

Во время эксплуатации под действием нагрузки происходит укорочение колонн, а также реализуются радиальные деформации, что может привести к снижению эффективности усиления. Кроме того, конструкции (например, мостовые) могут испытывать многократно повторяющиеся нагрузки, а также возможен разрыв

композитных материалов при длительном приложении полной постоянной и временной нагрузки.

Осевое укорочение длины колонны под действующими на нее нагрузками возрастает под действием радиальных деформаций от сжатых элементов. Эти деформации при достижении значительных величин могут создать проблемы при эксплуатации конструкции и даже привести к ее хрупкому разрушению. Эксплуатационные нагрузки, вызывающие максимальные деформации сжатия в бетоне, не должны быть чрезмерными, так как в противном случае из-за непредвиденных обстоятельств (пожар, землетрясение, вандализм и т.д.) может произойти разрушение колонны, так как бетон вследствие объемных деформаций становится трещиноватым. Для предотвращения возможности возникновения этой ситуации рекомендуется при проектировании ограничивать осевую деформацию сжатия бетона от действия эксплуатационных нагрузок величиной 0,0035.

Расчет железобетонных колонн, усиленных обоймой из КМФ, на выносливость должен производиться в соответствии с указаниями пунктов 3.47–3.49 СП 63. 13330. При этом напряжения, действующие в композитных материалах, должны быть лимитированы. Их значения в % от предельных $R_c$ должны быть следующие: для КМФУ – 80%, КМФА – 70%, КМФС – 30%.

Разрушение композитного материала может произойти под длительным действием полных эксплуатационных нагрузок. Этого типа разрушения можно избежать, лимитируя уровень напряжений в КМФ. Поэтому уровень напряжений в КМФ рекомендуется принимать в % от их предельных значений $R_c$: для КМФУ – 65%, КМФА – 40%, КМФС – 55%. Приведенные ограничения напряжений в композитных материалах взяты из литературных источников [51].

### 6.4 Сравнение различных способов усиления колонн

Сравнение по различным критериям способов усиления приведено в таблице 10.

Таблица 10 – Сравнение способов усиления колонн

| Способ усиления | Увеличение веса конструкции | Изменение размеров конструкции | Радиальное давление | Увеличение изгибающих усилий | Трудоемкость приме-нения | Коррозия |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Стальная обойма | - | - | - | - | - - | - - |
| Наращивание бетона | - | - | - | - - | - - | о |
| Обойма из КМФ | + | + | + + | + | + | + + |
| Примечание: “- -“– очень плохо; “-“– плохо; “о” – отсутствует; “+”– хорошо; “+ + “ очень хорошо | | | | | | |

Результаты таблицы 10 наглядно демонстрируют преимущества усиления колонн обоймами из композитного материала по сравнению с другими способами. Большим преимуществом применения обойм из КМФ является минимальное увеличение изгибающих усилий, несмотря на резервы в улучшении гибкости конструкции. В результате усиления колонн обоймами КМФ они не подвергаются действию дополнительных внутренних усилий и этим предотвращается их преждевременное разрушение.

При использовании для усиления преднапряженных композитных материалов (особенно на основе арамида) в конструкции быстро устанавливается трехосное напряженное состояние. Благодаря этому в бетоне увеличиваются сжимающие напряжения без проявления больших осевых деформаций.

Применение усиления железобетонных колонн композитными материалами технологично. Время простоя сооружения (это особенно важно для мостовых конструкций) значительно уменьшается. К тому же, обоймы из КМФ имеют небольшую толщину и требуют меньше времени для вступления во взаимодействие с остальными, расположенными вблизи, строительными конструкциями инженерного сооружения.

## 7 Технология усиления конструкций композитными материалами

### 7.1 Установка композитных материалов на поверхность усиливаемой конструкции и контроль качества производства работ

Усиление железобетонных конструкций является частью общего процесса по их восстановлению (рисунок 40). Усиление железобетонных конструкций необходимо производить, если они не удовлетворяют поверочным расчетам по несущей способности или требованиям нормальной эксплуатации. После проведения поверочных расчетов необходимо выбрать способ усиления, который удовлетворял бы требованиям безопасной эксплуатации сооружения, обеспечивал технологичность монтажа элементов усиления и осуществлялся без остановки производственного процесса. Таким требованиям отвечают композитные материалы на основе углеволокон.

Предлагаемая технология усиления определяет порядок и условия выполнения работ при усилении композитными материалами железобетонных строительных конструкций с целью перераспределения напряжений в элементах конструкции.

Технология выполнения работ по усилению строительных конструкций и контролю качества приведен на рисунке 41. Она включает:

- подготовку поверхности конструкции;
- монтаж листового материала;
- контроль качества производства работ;
- нанесение защитного слоя от воздействия окружающей среды;
- промывку оборудования.

Данная технология усиления строительных конструкций представляет часть общего технологического процесса по ремонту конструкции (рис. 40) и разработана с учетом исправности гидроизоляционной системы в сооружении.

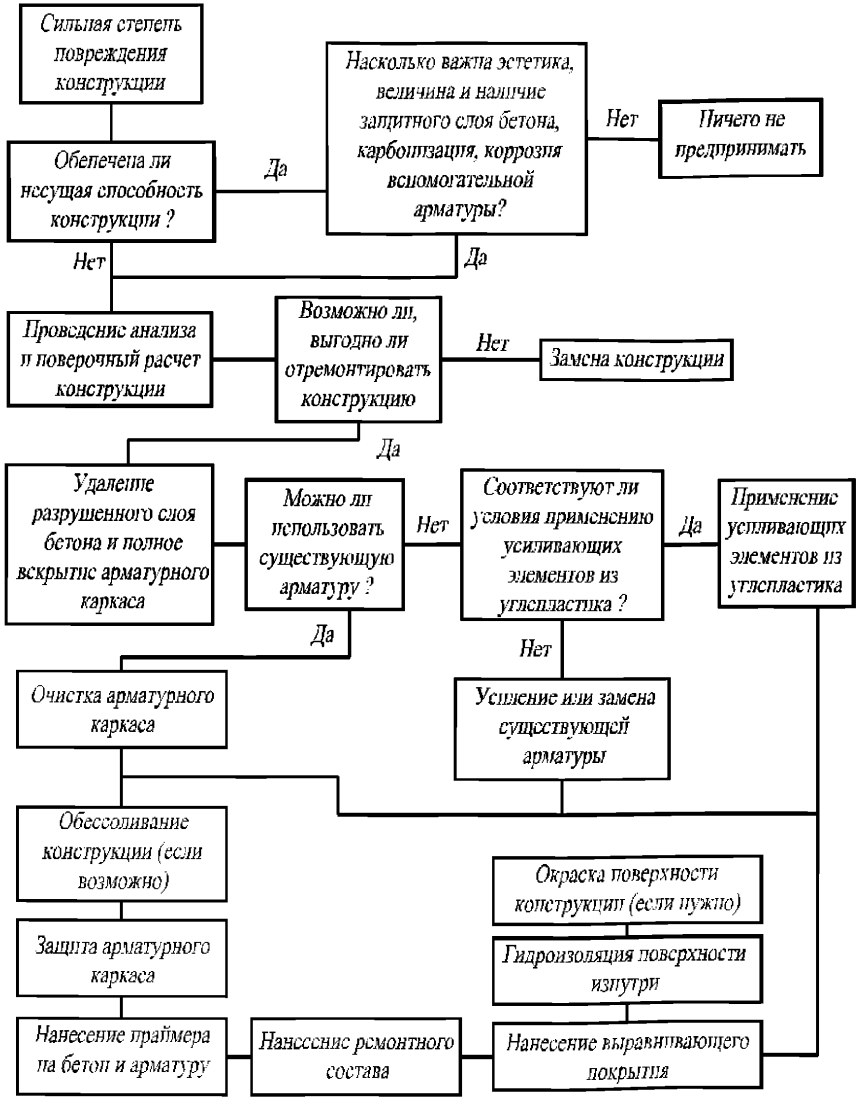



Рисунок 40 – Технологический маршрут ремонта конструкций с высокой степенью повреждений (коррозия 16,5–40%)

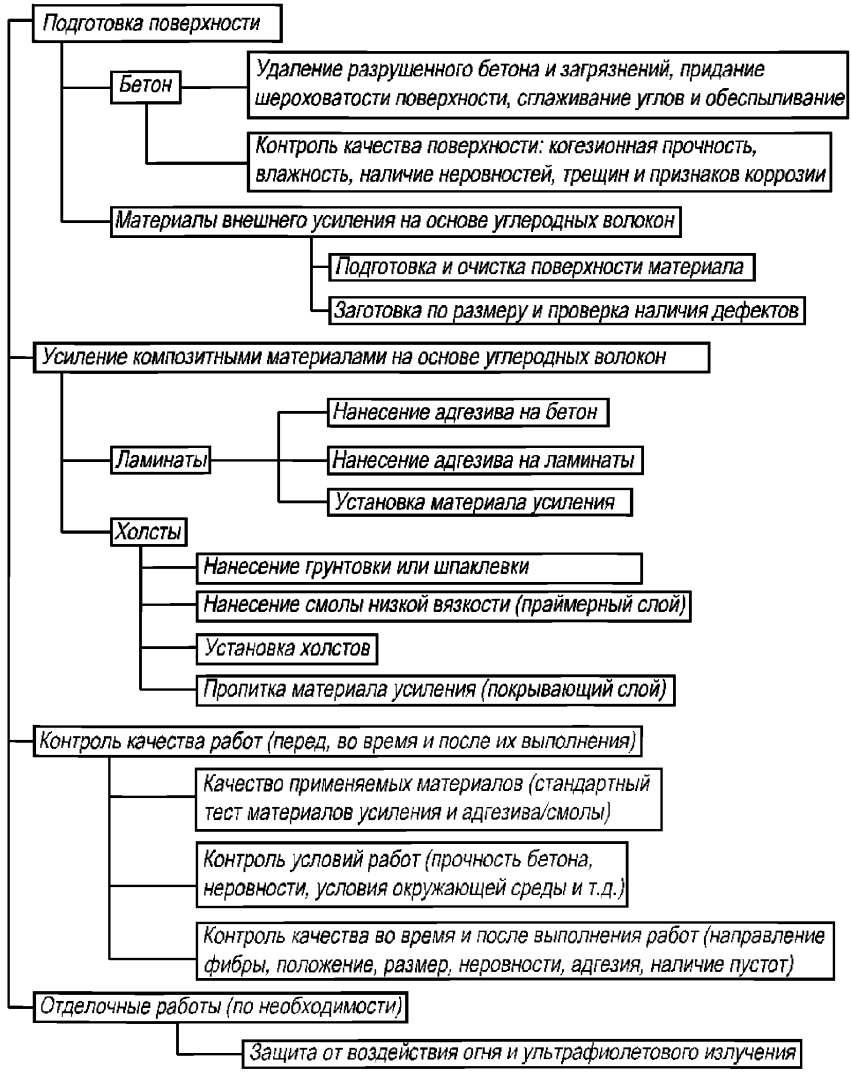



Рисунок 41 – Технология усиления железобетонных конструкций с применением композитных материалов

Усиление композитными материалами начинается с подготовки поверхности конструкции.

Поверхность конструкции в местах наклейки листовых материалов подвергают очистке, чаще всего пескоструйной обработке, что позволяет вскрывать поровую структуру бетона.

Затем обработанную поверхность шлифуют абразивным инструментом для придания ровности и шероховатости, выступающие острые кромки скругляют до радиуса 1–3 см. Конструкционная прочность поверхностного слоя бетона должна быть не менее 1,0 Н/мм$^2$ для холстовых материалов КМФ и не менее 1,5 Н/мм$^2$ для ламината.

После выравнивания поверхность обеспыливают с помощью промышленного пылесоса.

Чтобы исключить концентрацию напряжений в углепластиковых холстах или ламинатах и обеспечить равномерность распределения растягивающих напряжений следует проверить ровность поверхности с помощью 1-метровой рейки. При этом допускается максимальное отклонение 1 мм на полосе длиной 30 см.

Если данное требование не соблюдается, то необходимо выровнять поверхность с помощью специального выравнивающего состава. Приготавливают выравнивающий состав на основе эпоксидной смолы и кварцевого песка с модулем крупности $M_к$ = 0,5–0,8 мм, исходя из следующих соотношений:

- компонент А (эпоксидная смола) – 2 весовых части;

- компонент В (отвердитель) – 1 весовая часть;

-компонент С (кварцевый песок) – 3 весовые части.

Для приготовления выравнивающего состава используют миксер со скоростью вращения 400–600 об/мин. Состав приготавливается в следующей последовательности:

- в емкость помещают дозированное (рассчитанное и взвешенное) количество компонента А;

- при постоянном перемешивании добавляют рассчитанное и взвешенное количество компонента С до получения смеси однородной консистенции;

- к полученному составу добавляют рассчитанное и взвешенное количество компонента В и перемешивают в течение 3–5 мин.

Примечание: допускается выполнение указанной операции вручную, если количество приготавливаемого состава менее 1 кг.

После смешивания поверхность выравнивают приготовленным составом с помощью шпателя и терки. Расход состава ≈2 кг/м$^2$. После выравнивания поверхности устраивают технологический перерыв не менее 7–12 ч., необходимый для отверждения состава.

После выравнивания поверхности осуществляют подготовку технологической оснастки и оборудования для производства работ по усилению. Для обеспечения равномерного разматывания композитного материала согласно техническому описанию собирают станину для размещения рулона КМФ-ламината. Рулон ламината помещают в станину и фиксируют с помощью обжимных роликов и ограничительных штанг.

Подготовка КМФ-ламината включает следующие операции. Его разматывают из рулона и помещают на монтажный стол. Далее проводят разметку отрезков ламината требуемой длины согласно проектной документации. Нарезание ламината проводят с помощью отрезной машинки, используя диск по металлу. Для обезжиривания КМФ-ламината используют органический растворитель - ацетон с расходом 0,4 л/м$^2$ поверхности. При этом одновременно удаляется графитовая пыль.

Обезжиренные ламинаты складывают на монтажном столе перед установкой в дозатор для нанесения клеящего состава. Нанесение клеящего состава, согласно техническому описанию, осуществляют с использованием специального устройства – дозатора. Регулируя ширину лотка дозатора под ширину используемого ламината и величину проходного зазора, обеспечивают равномерное нанесение клеящего состава на материал усиления.

Монтаж КМФ-ламинатов осуществляется с применением клеящего состава на основе эпоксидной смолы, который готовится исходя из следующего соотношения:

- компонент А (эпоксидная смола) – 2 весовых части;
- компонент В (отвердитель) – 1 весовая часть.

Клеящий состав готовят в подходящей емкости, используя миксер со скоростью вращения 400–600 об/мин. Далее в емкость помещают дозированно (рассчитанные и взвешенные) количества компонентов А и В и перемешивают в течение 3–5 минут до получения смеси однородной консистенции.

На поверхность конструкции в местах наклейки листов ламината с помощью шпателя наносят слой клея состав толщиной 1–1,5 мм. Расход клея составляет 2–3 кг/м$^2$. Заправляют подготовленный отрезок ламината в установку для нанесения клея так, чтобы край ламината выступал за пределы формующей пластины на 5–10 мм.

Далее выкладывают в устройство поверх ламината клеящий состав и равномерно распределяют с помощью мастерка или шпателя. Продвигая ламинат через установку для нанесения клея и удерживая продвинутый ламинат с клеем в одной плоскости, добавляют по мере необходимости новые порции клея в установку

Проводят монтаж КМФ-ламинатов с нанесенным клеем в рабочее положение с одного края к другому или от центра к краям. Затем его плотно поджимают к поверхности конструкции, прокатывая твердым резиновым валиком.

На время отверждения клеящего и защитного составов (≈12 ч) обеспечивают защиту смонтированных ламинатов от любых механических воздействий.

Чистку оборудования от остатков выравнивающего, клеящего или защитного составов выполняют с помощью шпателя и ветоши. После этого оборудование и инструмент протирают ветошью, смоченной в растворителе.

Операции выполняют сразу после использования приготовленной порции состава, остатки составов утилизируют в специальные емкости.

До начала производства работ определяют по когезию поверхностного слоя бетона конструкции с помощью прибора DYNA Z16 и комплекта штампов ∅50 мм.

Когезионная плотность поверхностного слоя бетона в месте монтажа ламинатов должна быть не менее 1,5 Н/мм$^2$ (15 кг/см$^2$).

Перед началом выполнения работ определяют следующие параметры окружающей среды:

- температуру воздуха;

- температуру поверхности конструкции;
- влажность воздуха;
- влажность конструкции;
- температуру точки росы.

Значения измеряемых параметров должны быть:

- температура окружающего воздуха $\geq +10\ ^{o}C$;
- влажность бетона $\leq 4\%$;
- температура поверхности бетона min на 3 $^{o}C$ выше температуры точки росы

Габаритные размеры монтируемого холстового материала на соответствие требованиям проектной документации контролируют с помощью измерительного инструмента.

Качество монтажа холстового материала проверяют инструментально – по толщине наносимых слоев, или аналитически – по расходу клеящего состава и обрабатываемой площади; величину перехлеста – инструментально.

## 7.2 Клеевые составы и схемы испытаний клеевых соединений при использовании композитных материалов для усиления конструкций

Важным компонентом системы усиления внешним армированием при помощи композитных материалов является клеящий состав или клеящий состав. Основным его назначением помимо собственно приклеивания, является восприятие сдвиговых и отрывающих усилий между соединяемыми поверхностями. Для приклеивания композитного материала к бетонной поверхности чаще всего используются эпоксидные двухкомпонентные клеящие составы, способные схватываться при окружающей температуре. Наиболее распространенные клеящие составы приведены в таблице 11.

Таблица 11 – Клеящие составы от мировых фирм-производителей

| Свойства | Поставщик и торговая марка | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | Exchem | MBT | SBD | Sika | Resiplast |
| | Resifix 31 | Mbrace adhesive | Epoxy Plus | Sikadur | Epicol U |
| Прочность на растяжение, Н/мм$^2$ | 24 | 30 | 19 | 30 | 50 |
| Прочность на изгиб, Н/мм$^2$ | 55 | 100 | 35 | | |
| Прочность на сдвиг, Н/мм$^2$ | 22 | | 18 | | |
| Модуль изгиба, кН/мм$^2$ | 6,5 | 3.5 | 9,8 | 12,8 | |
| Модуль сдвига, кН/мм$^2$ | 3,8 | | | | |
| Температура стеклования, $T_g$ ($^0$C) | 60 | 56 | 60,8 | | 60 |

В небольшом объеме применяются клеящие составы и на другой основе. Однако им присущ целый ряд недостатков, ограничивающих область их применения:

- клеящие составы на основе полиэфира имеют большие усадочные деформации и высокий коэффициент температурного расширения. Они подвержены щелочной агрессии и быстро затвердевают;

- клеящие составы на основе виниловых полиэфиров также имеют большие усадочные деформации и в условиях повышенной влажности не могут обеспечить качественного сцепления соединяемых поверхностей;

- полиуретановые клеящие составы обладают теми же недостатками, что и полиэфирные, и с трудом обеспечивают необходимое сцепление между поверхностями.

Выбор типа эпоксидного клеящий состава зависит от особенностей его применения и определяется целым рядом факторов – температурно-влажностный режим окружающей среды и склеиваемых поверхностей, а также требуемой скорости твердения. Клеящие составы должны выдерживать температуру до 50 °С в процессе эксплуатации и иметь температуру стеклования от 50 °С до 65 °С. В некоторых случаях, например, при усилении верхних элементов мостовых конструкций, находящихся под прямым воздействием солнечных лучей,

температура стеклования клеящего состава должна быть значительно выше. В этих условиях применяются специальные клеящие составы. Одним из требований к клеящим составам, особенно применяемым для усиления конструкций, расположенных в замкнутом пространстве (тоннели), где возникновение пожара является особо значимым фактором, заключается в недопущении значительного выделения токсичных веществ при их возгорании.

Большинство применяемых клеящих составов используется для соединения сухих поверхностей. Для склеивания влажных поверхностей, а также для соединения конструкций, находящихся в воде, разработаны специальные клеящие составы, как правило, на эпоксидной основе.

При использовании для выравнивания поверхности бетона перед усилением специального праймерного состава его физико-механические свойства должны быть, с одной стороны, совместимы со свойствами старого бетона, а, с другой стороны, со свойствами применяемого клеящего состава. Только учет этого обстоятельства при выборе системы усиления позволит обеспечить эффективную совместную работу усиливаемой строительной конструкции с усиливающим композитным материалом. Для достижения требуемого качества сцепления композитного материала с поверхностью бетона немаловажными факторами являются температурно-влажностные условия в месте проведения работ и качество подготовки поверхности усиливаемой конструкции. Загрязненная, а тем более неровная поверхность не сможет обеспечить требуемого по качеству сцепления с композитным материалом. В процессе твердения в клеящем составе происходят химические процессы, резко замедляющиеся при температуре менее 10 °С. Поэтому в большинстве случаев во время производства работ по усилению окружающая температура должна быть выше 10 °С.

Однако имеется опыт применения композитных материалов и в условиях более низких температур окружающей среды, в том числе в зимнее время. Для этого используются различные системы повышения температуры в клеящем составе между усиливаемым бетонным элементом и композитным материалом: нагревание с помощью электрического тока; системы инфракрасного нагревания; утепляющие

покрытия. Пример такой системы при использовании композитного материала на основе углеродных волокон приведен на рисунке 4. Эта система основывается на хорошей электропроводимости углеродных волокон. При пропускании электрического тока через полосу ламината во время приклеивания последняя нагревается до нужной температуры. Специальные температурные датчики позволяют контролировать нагревание. Быстрое контролируемое нагревание полосы ламината (температура 70 °С может быть достигнута за 3 ч) позволяет не только сократить время выполнения работ по усилению, но и увеличить температуру стеклования клеящего состава.

Требования к значениям показателей применительно к методам выполнения усиления следует назначать в соответствии с [61] по таблице 12.

Таблица 12 – Требования к значениям показателей свойств и эксплуатационных качеств применительно к методу выполнения усиления внешним армированием конструкций

| Показатель | Метод испытания | Требование [a)] |
|---|---|---|
| 1 Физические показатели свойств клеящих составов | | |
| 1.1 Время открытой выдержки | По ГОСТ 28780 [77] | Заявленное значение ± 20% |
| 1.2 Жизнеспособность | По ГОСТ 27271 [78] | Заявленное значение ± 20% |
| 1.3 Модуль упругости при сжатии | По ГОСТ 9550 [79] | $\geq 2000$ Н/мм$^2$ |
| 1.4 Модуль упругости при изгибе | По ГОСТ 9550 [79] | $\geq 2000$ Н/мм$^2$ |
| 1.5 Прочность при сдвиге | По ГОСТ 14759 [80] и в соответствии с [75] по приложению В (см. схему испытаний 1.1 по таблице В.1) | $\sigma^c \geq 12$ Н/мм$^2$ |
| 1.6 Температура стеклования | По ГОСТ 30535 [81] | $\geq 40$ °С |
| 1.7 Коэффициент теплового расширения | По ГОСТ 15173 [82] | $\leq 100 \cdot 10^{-6}$ 1/°С |
| 1.8 Усадка | По ГОСТ 18616 [83] | $\leq 0{,}1\%$ |
| 2 Пригодность для нанесения клеящих составов | | |
| 2.1 На вертикальные и потолочные поверхности | В соответствии с [75] по приложению Б (см. испытания на сползание) | Материал не должен сползать более чем на 1 мм при его нанесении (распределении) толщиной 3 мм и менее |
| 2.2 На горизонтальную поверхность | В соответствии с [75] по приложению Б (см. испытания на расплыв под вертикальной нагрузкой) | Площадь расплыва клеящего состава под вертикальной нагрузкой в конце испытаний должна составлять не менее 3000 мм$^2$ (диаметр расплыва 60 мм$^2$) |
| 2.3 Нагнетанием.<br>Примечания<br>1) Бетон для контрольных образцов тип БМ(0,40) в соответствии с [75] по приложению Г. | В соответствии с [75] по приложению В (см. схему испытаний 2.2 по таблице В.1) | В клеевом соединении вида бетон/бетон при склеивании сухих поверхностей нагнетанием клеящего состава в испытании на растяжение при отрыве должны приводить к |

| Показатель | Метод испытания | Требование [a)] |
|---|---|---|
| 2) Подготовка контрольных образцов в соответствии с [75] по приложению Д.<br>3) Абразивная обработка поверхностей склеивания заготовок контрольных образцов в соответствии с [75] по приложению Е | | отрывающему разрушению в бетоне |
| 3 Прочность клеящего соединения (когезия в клеевом шве) при испытаниях в нормальных климатических условиях или в иных условиях, оговоренных особо.<br>Примечание – Абразивная обработка поверхностей склеивания заготовок контрольных образцов в соответствии с [75] по приложению Е | В соответствии с [75] по приложению В (см. схему испытаний 1.1 по таблице В.1)<br><br>В соответствии с [75] по приложению В (см. схему испытаний 2.1 по таблице В.1)<br><br>По ГОСТ 14759 [80] (см. условия испытаний контрольных образцов по ГОСТ 12423 [84], допускаются условия испытаний в соответствии с [75] по приложению В) | а) Предел прочности при косом сдвиге наклонного клеящего соединения вида сталь/сталь встык под разными углами θ в испытании на сжатие должен быть не меньше значений $\sigma_{o}^{c}$:<br>θ, град — $\sigma_{o}^{c}$, Н/мм$^2$<br>50 — 50<br>60 — 60<br>70 — 70<br>б) Предел прочности при отрыве горизонтального клеящего соединения вида сталь/сталь внакладку при испытании на растяжение при отрыве должен быть не меньше 14 Н/мм$^2$<br><br>в) Предел прочности при прямом сдвиге вертикального клеящего соединения вида сталь/сталь внахлестку в испытании на растяжение должен быть не меньше 12 Н/мм$^2$ |
| 4 Долговечность клеящего соединения (воздействие температуры и влажности)<br>Примечания<br>1) Абразивная обработка поверхностей склеивания заготовок контрольных образцов в соответствии с [75] по приложению Е.<br>2) Виды и режимы теплового воздействия в соответствии с [75] по приложению Ж | В соответствии с [75] по приложению В (см. схему испытаний 1.3 по таблице В.1) | а) После воздействия циклов знакопеременной температуры или после длительного воздействия повышенных температуры и влажности разрушающие напряжения в вертикальных клеевых соединениях вида бетон/бетон при испытании на прямой сдвиг должны быть не меньше предела прочности бетона на отрыв (когезии в поверхностном слое бетона), т. е. воздействие климатических условий не должно нарушать адгезионно-когезионные показатели эксплуатационных качеств клеящего шва<br>б) В процессе воздействия на клеевое соединение вида сталь/сталь циклов знакопеременной температуры или длительного воздействия повышенных температуры и влажности при расклинивающей нагрузке не должно приводить к разрушению трещинообразованием клеящего шва или дальнейшему развитию трещины |
| [a)] Требования к предельным значениям относятся к среднему значению соответствующего показателя каждой партии клеящего состава. | | |

Испытания для определения показателя прочности бетона при сдвиге предусматривают определение предела прочности контрольных образцов с клеевыми соединениями видов сталь/сталь на срезывающее разрушение наклонных клеевых соединений согласно ГОСТ 32943 по приложению В (рисунок 42).

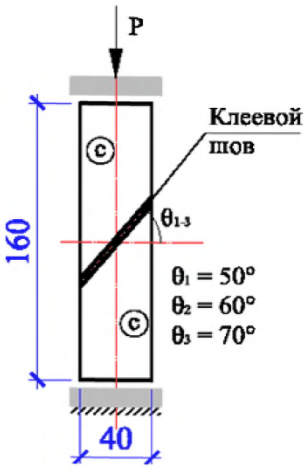
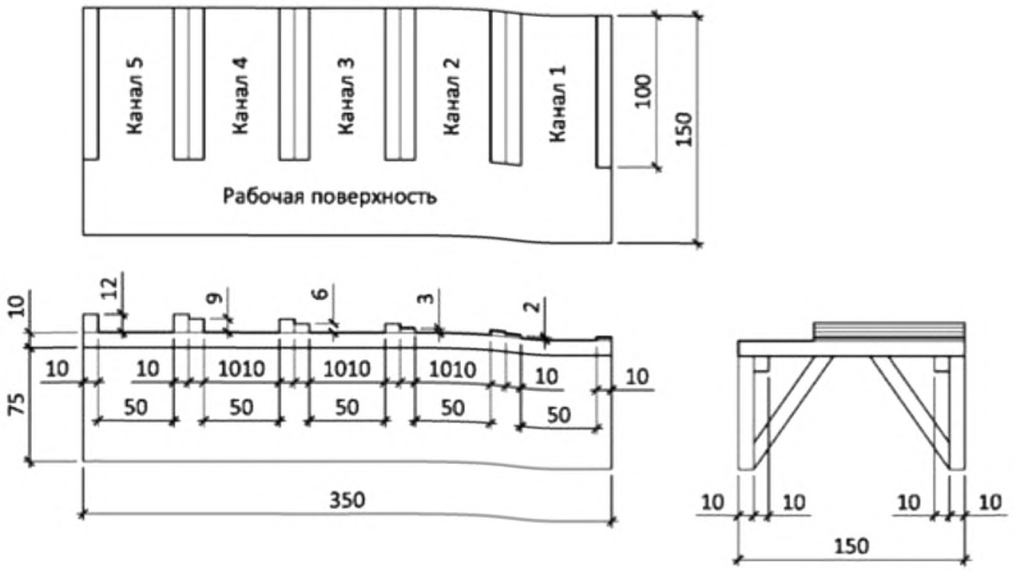
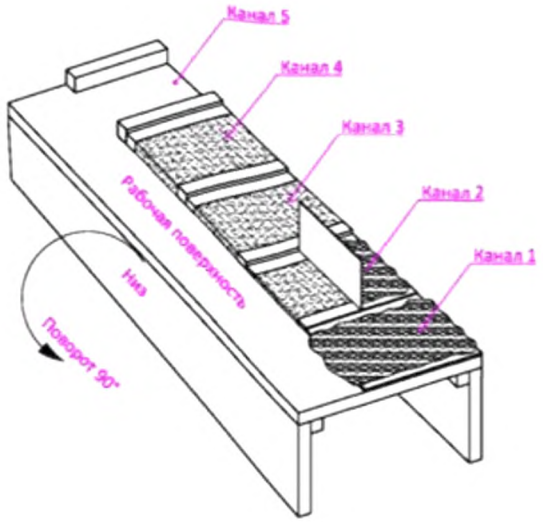



Рисунок 42 – Схема испытаний клеящего соединения сталь/сталь срезающим разрушением (косой сдвиг при осевом сжатии, образец-призма 40х40х160 мм)

Пригодность для нанесения клеящих составов на вертикальные и потолочные поверхности оценивается испытанием на сползание по ГОСТ 32943 согласно приложению Б (рисунок 42).




б)




Примечания

1 Стенд в работе: канал 1 – подготовлен к удалению излишков клеящего состава; канал 2 – использование шпателя или линейки для удаления излишков клеящего состава в канале; каналы 3 и 4 – выравнивание клеящего состава закончено; канал 5 – остается незаполненным.

2 Стрелкой указано направление поворота стенда для проведения испытаний

Рисунок 42 – Стенд истытательный стальной (а) и общий вид стенда в работе (б).

Пригодность нанесения клеящих составов на горизонтальную поверхность оценивается испытанием на расплыв под вертикальной нагрузкой по ГОСТ 32943 согласно приложению Б (рисунок 42).

Пригодность нанесения клеящих составов нагнетанием определяется методом отрывающего разрушения по ГОСТ 32943 согласно приложению В (рисунок 43).

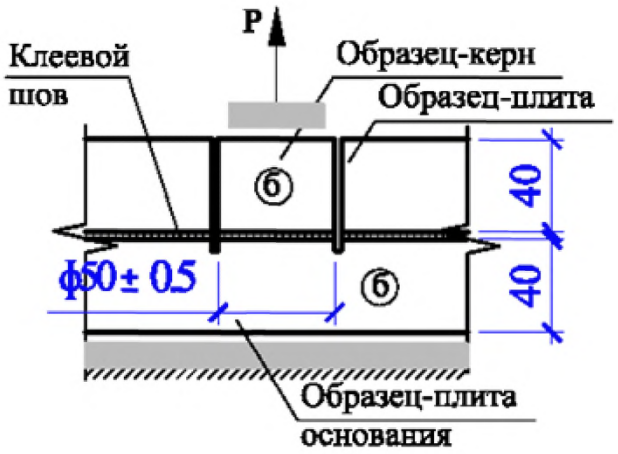



Рисунок 43 – Схема испытания методом отрывающего разрушения клеящего соединения бетон/бетон (растяжение при отрыве, образец – керн ∅ 50 мм, образец-плита 1000×500×40 мм)

Прочность клеящего соединения (когезия в клеевом шве) при испытаниях в нормальных климатических условиях или в иных условиях, оговоренных особо, определяется как предел прочности при косом сдвиге наклонного клеящего соединения вида сталь/сталь по ГОСТ 32943 [75] согласно приложению В (рисунок 44).

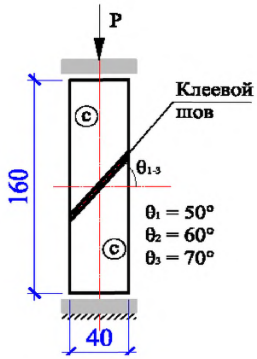



Рисунок 44 – Схема испытаний методом срезающего разрушения клеящего соединения сталь/сталь (косой сдвиг при осевом сжатии, образец – призма 40×40×160 мм).

Прочность клеящего соединения (когезия в клеевом шве) при испытаниях в нормальных климатических условиях или в иных условиях, оговоренных особо, определяется как предел прочности при отрыве горизонтального клеящего соединения вида сталь/сталь по ГОСТ 32943 согласно приложению В (рисунок 45).

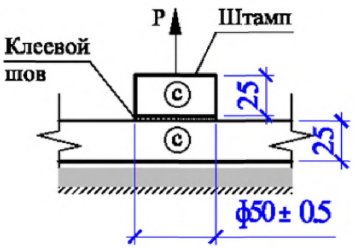



Рисунок 45 – Схема испытаний методом отрывающего разрушения клеящего соединения сталь/сталь (растяжение при отрыве, образец-штамп ∅ 50 мм, образец – плита 300×300×25 мм)

Долговечность клеящего соединения методом срезающего разрушения определяется по ГОСТ 32943 согласно приложению В (рисунок 46).

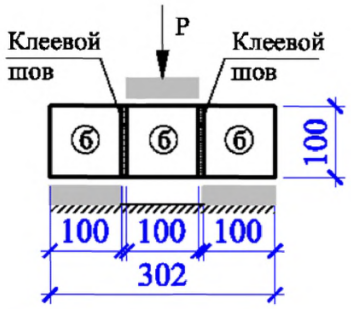



Рисунок 46 – Схема испытаний методом срезающего разрушения клеящего соединения бетон/бетон (прямой сдвиг, образец – призма 100×100×302 мм)

Долговечность клеящего соединения методом разрушения трещинообразованием определяется по ГОСТ 32943 согласно приложению В (рисунок 47).

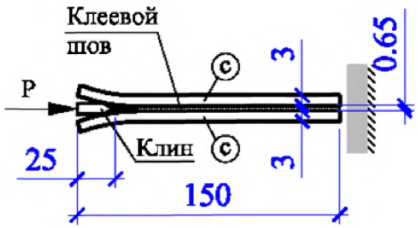



Рисунок 47 – Схема испытаний методом разрушения трещинообразованием клеящего соединения сталь/сталь (расслоение при расклинивающей нагрузке, образец – пластина 150×25×6,65)

## 7.3 Анкерующие составы при адгезионно-силовом креплении композитных материалов

В процессе усиления железобетонных конструкций жесткими полосами - ламинатами возникает необходимость анкеровки концевых участков ламинатов. Анкеровка осуществляется путем монтажа прижимных пластин с установкой арматуры в заранее пробуренные отверстия. Последовательность выполнения работ по анкеровке ламинатов: подготовка отверстия бурением, выдалбливанием или гидроструйной обработкой, установка арматурного стержня с замоноличиванием специальным составом на минеральной или полимерной основах. После устройства выпусков арматурных стержней осуществляется установка анкерных пластин при помощи гаек и шайб. Добавление арматуры, закрепляемой в заранее сформированных каналах, требует тщательной подготовки отверстия и максимальной степени его заполнения раствором на минеральной или полимерной основах. Данный метод ремонта также может применяться совместно с добавлением или заменой замоноличенных или наружных арматурных стержней и с добавлением бетона или раствора.

На анкерующие составы на цементном, модифицированным полимером цементно-полимерном и полимерном вяжущим, анкерующие полимерцементные составы, а также на адгезионно-силовые анкерные крепления стальной арматуры в бетон распространяются требования в соответствии с ГОСТ Материалы и системы для защиты и ремонта бетонных конструкций. Требования к анкерующим составам и адгезионно-силовым креплениям элементов усиления согласно таблице 13.

Таблица 13 – Требования к значениям показателей свойств анкерующих составов на цементном, модифицированном полимером цементно-полимерном и полимерном вяжущих полимерцементных составов и показателей эксплуатационных качеств адгезионно-силовых (конструкционных) креплений стержней стальной арматуры в бетоне

| Показатель | Схема испытания | Требование |
|---|---|---|
| 1 Оценка прочности адгезионно-силового (конструкционного) крепления при кратковременном действии выдергивающей нагрузки $P_o$ [а), б)]<br>Примечание – Бетон для заготовки оснований контрольных образцов типа Б (0,40) в соответствии с приложением К. | В соответствии с рис. 48 по ГОСТ Материалы и системы для защиты и ремонта бетонных конструкций. Требования к анкерующим составам и адгезионно-силовым креплениям элементов усиления приложение Ж | Линейное перемещение арматурного стержня относительно основания ≤0,6мм при кратковременном действии выдергивающей нагрузки $P_o$ = 75кН |
| 2 Оценка ползучести адгезионно-силового (конструкционного) крепления при длительном действии выдергивающей нагрузки $P_o$ [б)]<br>Примечание – Бетон для заготовки оснований контрольных образцов типа Б (0,40) в соответствии с приложением И | В соответствии с рис. 49 по ГОСТ Материалы и системы для защиты и ремонта бетонных конструкций. Требования к анкерующим составам и адгезионно-силовым креплениям элементов усиления<br>приложение К | Линейное перемещение арматурного стержня относительно основания ≤ 0,6мм при действии выдергивающей нагрузки $P_o$ = 50кН в течение 3 месяцев |
| 3 Содержание хлор-ионов [а)] | По методике ГОСТ 5382 [85] и по ГОСТ Материалы и системы для защиты и ремонтабетонных конструкций. Требования к анкерующим составам и адгезионно-силовым креплениям элементовусиления приложение Л | ≤ 0,05% |
| 4 Температура стеклования [б)] | По ГОСТ 32618.2 [86] | ≥ 45 °С или на 20 °С выше температуры окружающей среды в процессе использования. Определяющим является большее значение |

[а)] Для составов на цементном и модифицированном полимером цементно-полимерном вяжущих
[б)] Для составов на полимерном вяжущем и полимерцементных составов

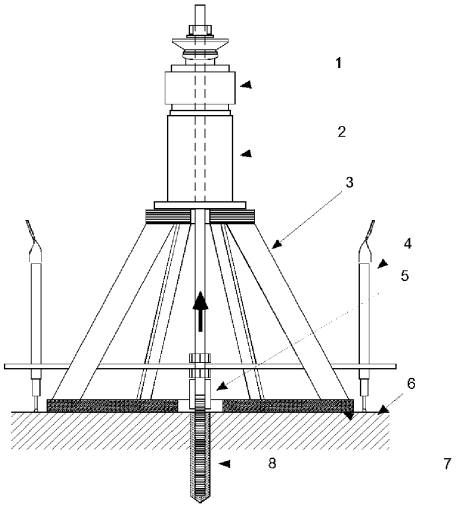



Рисунок 48 – Схема испытаний контрольных образцов на кратковременное действие вырывающей нагрузки при оценке прочности адгезионно-силового крепления, где *1* – датчик нагрузки; *2* – нагружающий цилиндр; *3* – опора; *4* – датчик линейных перемещений; *5* – соединительная муфта; *6* – плита-основание контрольного образца; *7* – распределительная плита; *8* – замоноличенный арматурный стержень

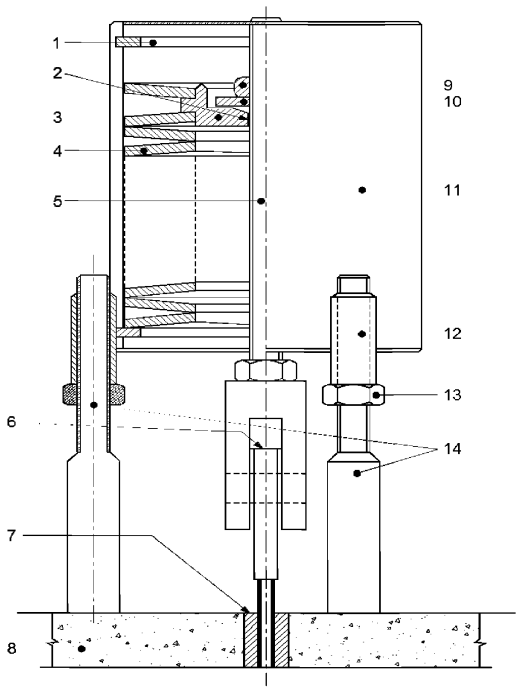



Рисунок 49 – Схема испытаний контрольных образцов на длительное действие вырывающей нагрузки при оценке ползучести адгезионно-силового крепления: *1* – стопорное пружинное кольцо; *2* – шайба сферической опоры; *3* – датчик измерения нагрузки; *4* – пружина; *5* – резьбовая шпилька нагружения М16; *6* – площадка измерения ползучести; *7* – анкерующий состав; *8* – плита основание контрольного образца; *9* – шестигранная гайка; *10* – шайба; *11* – нагружающий цилиндр; *12* – центрующая муфта; *13* – шестигранная гайка; *14* – опорные стойки

## ПРИЛОЖЕНИЕ А

### Основные буквенные обозначения

Внешние нагрузки и воздействия и усилия от них в поперечном сечении элемента:

$M$ – изгибающий момент;

$M_o$ – изгибающий момент перед усилением конструкции;

$M_s$ – несущая способность изгибаемого железобетонного элемента;

$N$ – продольная сила;

$N_{co}$ – продольная сила, действующая в обойме из композитного материала (КМ);

$N_{an}$ – растягивающее усилие, действующее в анкеровке;

$N_{an,max}$ – максимальное растягивающее усилие в анкеровке;

$P$ – внешняя нагрузка от сосредоточенной силы;

$Q$ – поперечная сила;

$Q_b$ – поперечное усилие, воспринимаемое бетоном;

$Q_c$ – поперечное усилие, воспринимаемое композитным материалом;

$Q_{s,inc}$ – поперечное усилие, воспринимаемое отгибами;

$Q_{sw}$ – поперечное усилие, воспринимаемое хомутами;

$q$ – равномерно распределенная внешняя нагрузка.

Прочностные характеристики материалов:

$R$ – кубиковая прочность бетона на сжатие;

$R_b$, $R_{b,ser}$ – расчетные сопротивления бетона осевому сжатию для предельных состояний соответственно первой и второй групп;

$R_{bt}$, $R_{bt,ser}$ – расчетные сопротивления бетона осевому растяжению для предельных состояний соответственно первой и второй групп;

$R_{bt,I}$– расчетное сопротивление бетона сжатию при изгибе;

$R_{bo}$ – расчетное сопротивление сжатию бетона, усиленного обоймой из КМ;

$R_{b,sh}$ – расчетное сопротивление бетона сдвигу;

$R_{bu}$ – предельное сопротивление сжатию бетона, усиленного обоймой из

КМ;

$R_c$ – расчетная прочность на растяжение композитного материала;

$R_{cn}$ – прочность на растяжение композитного материала по данным фирм-производителей;

$R_f$ – прочность на растяжение фибры (волокон) композитного материала;

$R_m$ – прочность на растяжение отверждающей полимерной матрицы;

$R_{ou}$ – расчетная прочность на растяжение обоймы из композитного материала;

$R_s$, $R_{s,\,ser}$ – расчетные сопротивления стальной арматуры растяжению для предельных состояний соответственно первой и второй групп;

$R_{sc}$ – расчетное сопротивление стальной арматуры сжатию для предельных состояний первой группы;

Деформационные характеристики:

$E_b$ – начальный модуль упругости бетона при сжатии и растяжении;

$E_c$ – расчетный модуль упругости композитного материала;

$E_{cn}$ – модуль упругости композитного материала по данным фирм-производителей;

$E_f$ – модуль упругости фибры (волокон) композитного материала;

$E_m$ – модуль упругости отверждающей полимерной матрицы;

$E_o$ – модуль упругости обоймы из композитных материалов;

$E_p$ – модуль деформации бетона после усиления его обоймой из КМ перед разрушением;

$E_s$ – модуль упругости стальной арматуры;

$E_{sec}$ – секущий модуль деформации бетона;

$E_{sec,\,u}$ – предельный секущий модуль деформации бетона;

$E_1$ – модуль деформации не усиленного бетона;

$G_a$ – модуль сдвига клеящий состава;

$G_c$ – потенциальная энергия разрушения бетона на границе с КМ;

$\varepsilon_b$ – деформация крайне сжатого волокна бетона;

$\varepsilon_{ba}$ – осевая деформация бетона, усиленного обоймой из КМ;

$\varepsilon_{bau}$ – предельная осевая деформация бетона, усиленного обоймой из КМ;

$\varepsilon_{bco}$ – максимальная деформация крайне сжатого волокна бетона перед усилением;

$\varepsilon_{bo}$ – деформация сжатия бетона при его максимальной прочности на сжатие $R_{bo}$ после усиления обоймой из КМ;

$\varepsilon_{bru}$ – тангенциальная деформация бетона в предельном состоянии;

$\varepsilon_{bt}$ – деформация крайне растянутого волокна бетона;

$\varepsilon_{btm}$ – средняя деформация крайне растянутого волокна бетона;

$\varepsilon_{bto}$ – максимальная деформация крайне растянутого волокна бетона перед усилением;

$\varepsilon_{bu}$ – предельная деформация сжатия бетона;

$\varepsilon'_{bu}$ – предельная деформация сжатия бетона после усиления обоймой из КМ;

$\varepsilon_c$ – деформация растяжения композитного материала;

$\varepsilon_{cd}$ – расчетная проектная деформация растяжения композитного материала;

$\varepsilon_{cf}$ – фактическая деформация композитного материала при его разрушении от действия поперечных сил;

$\varepsilon_{cn}$ – предельная деформация растяжения композитного материала по данным фирм-производителей;

$\varepsilon_{cp}$ – предельно допустимая деформация композитного материала от действия поперечных сил;

$\varepsilon_o$ – тангенциальная деформация обоймы из КМ;

$\varepsilon_{ou}$ – предельная тангенциальная деформация обоймы из КМ;

$\varepsilon_r$ – радиальные деформации;

$\varepsilon_s$ – деформация растяжения стальной арматуры;

$\varepsilon'_s$ – деформация сжатия стальной арматуры;

$\nu$ – коэффициент Пуассона для бетона.

Напряжения, действующие в сечении элемента

$\sigma_b$ – напряжения в бетоне;

$\sigma_c$ – расчетные растягивающие напряжения в КМ;

$\sigma_{ca}$ – расчетное значение растягивающих напряжений в КМ на конце анкеровки;

$\sigma_{ca,\,max}$ – максимальное расчетное значение растягивающих напряжений в КМ на конце анкеровки;

$\sigma_{ck}$ – растягивающие напряжения в КМ;

$\sigma_{ck,\,max}$ – максимальные растягивающие напряжения в КМ, допускающие анкеровку;

$\sigma_{mc}$, $\sigma_{mt}$ – соответственно, главные сжимающие и растягивающие напряжения в бетоне;

$\sigma_o$ – напряжения в обойме из композитного материала;

$\sigma_{ou}$ – предельные напряжения в обойме из композитного материала;

$\sigma_r$ – радиальные напряжения в конструкции, вызываемые обоймой из КМ;

$\sigma_{ru}$ – максимальные радиальные напряжения, вызываемые обоймой из КМ;

$\sigma_s$ – напряжения в стальной арматуре;

$\sigma_{sto}$ – напряжения в стальной обойме;

$\max\Delta\sigma_c$ – расчетное значение максимально возможного увеличения растягивающих напряжений в КМ на участке между двумя соседними трещинами;

$\tau$ - касательные напряжения, вызываемые действием поперечных сил;

$\tau_b$ – касательные напряжения в бетоне;

$\tau_c$ – максимальное напряжение сдвига на конце полосы КМ;

$\tau_{c1}$ – максимально допустимое касательное напряжение на поверхности сцепления бетона и КМ;

Геометрические характеристики

$b$ – ширина прямоугольного сечения; ширина ребра таврового и двутаврового сечений; ширина одной из сторон прямоугольной колонны;

$b_c$ – ширина полосы композитного материала;

$d$ – ширина стороны прямоугольной колонны; номинальный диаметр

стержней арматурной стали;

$d_o$ – диаметр обоймы из композитного материала;

$h$ – высота прямоугольного, таврового и двутаврового сечений;

$h_{co}$ – рабочая высота таврового сечения при его усилении КМ по боковым поверхностям ребер;

$h'_f$ – высота полки таврового сечения в сжатой зоне;

$a$, $a'$ – расстояния от равнодействующей усилий в продольной растянутой и сжатой стальной арматуре до ближайшей грани сечения;

$a_{crc}$ – ширина раскрытия трещин;

$a_L$ – расстояние от опоры до верхней границы крайней к опоре наклонной трещины;

$l_{crc}$ – расстояние между трещинами в растянутой зоне бетона;

$h_o = h - a$ – рабочая высота сечения;

$r$ – радиус колонны;

$s$ – расстояние между осями полосы усиления КМ;

$s'$ – расстояние между полосами усиления КМ;

$s_{ce}$ – эффективная ширина композитного материала;

$s_{cb}$ – перемещение поверхностей композитного материала и бетона относительно друг друга;

$t$ – теоретическая толщина одного слоя холстового композитного материала;

$t_a$ – толщина клеящий состава;

$t_c$ – толщина полосы композитного материала;

$t_o$ – толщина обоймы из композитного материала;

$u_c$ – периметр полосы композитного материала;

$u_s$ – периметр стальной арматуры;

$x$ – высота сжатой зоны бетона после усиления конструкции КМ;

$x_e$ – положение нейтральной оси при статическом расчете по второй группе предельных состояний с учетом усиления конструкции КМ;

$x_o$ – высота сжатой зоны бетона перед усилением конструкции КМ;

$\xi = x/h_o$ – относительная высота сжатой зоны бетона;

$A = A_g - (A_s + A'_s)$ – площадь всего бетона в поперечном сечении элемента;

$A_b$ – площадь сечения сжатой зоны бетона;

$A_{bt}$ – площадь сечения растянутой зоны бетона;

$A_{bu}$ – полная площадь сечения бетона, не охваченного усилением обоймой;

$A_c$ – площадь сечения композитного материала;

$A_{oe}$ – площадь эффективно усиленного бетонного ядра при усилении колонн;

$A_g = b \times h$ – полная площадь сечения прямоугольного элемента;

$A_{red}$ – площадь приведенного сечения элемента;

$A_s$, $A'_s$ – площади сечения ненапрягаемой арматуры соответственно растянутой и сжатой;

$D$ – диаметр колонны;

$L$ – расстояние от опоры до полосы КМ;

$P_c$ – шаг спирали из композитного материала;

$R_c$ – кривизна спирали из композитного материала;

$S'_{bo}$, $S_{bo}$ – статические моменты площадей сечения соответственно сжатой и растянутой зон бетона относительно нулевой линии;

$S_c$ – статический момент площади сечения КМ относительно нулевой линии;

$S_{red}$ – статический момент приведенного сечения элемента относительно его центра тяжести;

$S'_{so}$, $S_{so}$ – статические моменты площадей сечения соответственно сжатой и растянутой стальной арматуры относительно нулевой линии;

$I_{bo}$ – момент инерции площади сечения сжатой зоны бетона относительно нулевой линии;

$I_c$ – момент инерции площади сечения КМ относительно нулевой линии;

$I_{red}$ – момент инерции приведенного сечения элемента относительно его центра тяжести;

$I'_{so}$, $I_{so}$ – моменты инерции площадей сечения соответственно сжатой и растянутой стальной арматуры относительно нулевой линии;

$W_{pl}$ – момент сопротивления приведенного сечения элемента для крайне

растянутого волокна с учетом неупругих деформаций растянутого бетона;

$W_{red}$ – момент сопротивления приведенного сечения элемента для крайне растянутого волокна, определяемый как для упругого материала;

$M_{crc}$ – момент, воспринимаемый сечением, нормальным к продольной оси элемента при образовании трещин.

Коэффициенты и соотношения:

$\alpha = E_s/E_b$ – отношение модулей упругости стальной арматуры и бетона;

$\beta = E_c/E_b$ – отношение модулей упругости КМ и бетона;

$\gamma_{bc}$ – коэффициент надежности по бетону при его работе на сжатие;

$\gamma_{bt}$ – коэффициент надежности по бетону при его работе на растяжение;

$\gamma_c$ – коэффициент надежности по композитному материалу;

$\gamma_{ce}$ – коэффициент надежности по материалу для модуля упругости КМ;

$\gamma_{mn}$ – коэффициент надежности по способу нанесения КМ;

$\mu$ - коэффициент армирования конструкции стальной арматурой;

$\mu_{bt} = A_{bt}/A_g$ – отношение площади бетона, работающей на растяжение, ко всей площади сечения;

$\mu_c$ – коэффициент армирования конструкции композитным материалом;

$\mu_o$ – коэффициент армирования круглой колонны обоймой из композитного материала;

$\mu_{ob}$ – коэффициент армирования колонны относительно стороны b;

$\mu_{od}$ – коэффициент армирования колонны относительно стороны d;

$\mu_s$ - коэффициент армирования бетона стальной арматурой;

$\mu_{sum}$ – суммарный коэффициент армирования конструкции в растянутой зоне стальной арматурой и композитным материалом;

$\eta$ - коэффициент ограничения уровня напряжений в композитном материал

## Приложение Б Пример расчета усиления изгибаемой железобетонной конструкции на восприятие изгибающего момента ламинатом

Требуется определить прочность изгибаемого железобетонного прямоугольного сечения элемента, усиленного композитным материалом - ламинатом.

Информация о расчете:

Расчет выполнен в соответствии с: п.п. 6.1.11 СП 63.13330;6.1.12 СП 63.13330;6.2.8 СП 63.13330;6.2.12 СП 63.13330;6.1.15 СП 63.13330;5.2.5;6.2.4;6.2.6 СП 164.1325800.2014.

Дополнительные характеристики композитных материалов:

- Число слоев композитных материалов $n = 1$ ;
- Ширина композитного материала $b_f = 15$ см $= 15 / 100 = 0{,}15$ м;

Характеристики композитных материалов:

- Толщина композитного материала $t_f = 1{,}4$ мм;
- Нормативное значение сопротивления растяжению композитного материала $R_{f,n} = 2800$ МПа;
- Нормативное значение модуля упругости композитного материала $E_{f,n} = 165000$ МПа;

Защитный слой:

- Расстояние от равнодействующей усилий в арматуре S до грани сечения $a_s = 3$ см $= 3 / 100 = 0{,}03$ м;
- Расстояние от равнодействующей усилий в арматуре S' до грани сечения $a'_s = 3$ см $= 3 / 100 = 0{,}03$ м;

Площадь ненапрягаемой сжатой или наименее растянутой продольной арматуры:

(Стержневая арматура, диаметром 6 мм; 2 шт.):

- Площадь ненапрягаемой сжатой арматуры $A'_s$ = 0,57 см $^2$ = 0,57 / 10000 = 0,000057 м $^2$;

Размеры сечения:

- Высота сечения h = 30 см = 30 / 100 = 0,3 м;
- Ширина прямоугольного сечения b = 15 см = 15 / 100 = 0,15 м;

Усилия:

- Изгибающий момент M = 2,24338 тс м = 2,24338 / 101,97162123 = 0,022 МН м;

*Результаты расчета*:

Расчетное сопротивление бетона

Бетон - тяжелый.

Нормативное значение сопротивления бетона осевому сжатию для предельных состояний первой группы принимается по табл. 6.7 СП 63.13330 $R_{bn}$ = 11 МПа .

Нормативное значение сопротивления бетона осевому растяжению для предельных состояний первой группы принимается по табл. 6.7 СП 63.13330 $R_{btn}$ = 1.1 МПа .

Расчетное сопротивление бетона осевому сжатию принимается по табл. 6.8 СП 63.13330 $R_b = 8.5$ МПа .

Расчетное сопротивление бетона осевому растяжению принимается по табл. 6.8 СП 63.13330 $R_{bt} = 0.75$ МПа .

Учет особенностей работы бетона в конструкции

Расчет на действие нагрузок - постоянных, длительных и кратковременных.

Коэффициент условия работы бетона, учитывающий длительность действия нагрузки:
$\gamma_{b1} = 1$ .

Конструкция бетонируется - в горизонтальном положении.

Коэффициент условия работы бетона, учитывающий попеременное замораживание и оттаивание бетона:
$\gamma_{b3} = 1$ .

Коэффициент условия работы бетона, учитывающий характер разрушения бетонных конструкций:
$\gamma_{b4} = 1$ .

Для надземной конструкции, при расчетной температуре наружного воздуха в зимний период не менее -40 град.:

Коэффициент условия работы бетона, учитывающий влияние попеременного замораживания и оттаивания:

$\gamma_{b5} = 1$ .

Группа предельных состояний - первая.

Конструкция - железобетонная.

Сейсмичность площадки строительства - не более 6 баллов.

Коэффициент условия работы по п. 2.14 СНиП II-7-81 "Строительство в сейсмических районах":

$m_{kp} = 1$ .

Расчетное сопротивление бетона осевому сжатию при $m_{kp} = 1$:

$R_b = \gamma_{b1}\ \gamma_{b3}\ \gamma_{b4}\ \gamma_{b5}\ R_b =$

$= 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 8{,}5 = 8{,}5$ МПа .

Расчетное сопротивление бетона осевому сжатию:

$R_b = m_{kp}\ \gamma_{b1}\ \gamma_{b3}\ \gamma_{b4}\ \gamma_{b5}\ R_b =$

$= 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 8{,}5 = 8{,}5$ МПа .

Расчетное сопротивление бетона осевому растяжению при расчете на действие поперечных сил:

$R_{bt} = \gamma_{b1}\ R_{bt} = 1 \cdot 0{,}75 = 0{,}75$ МПа .

Расчетное сопротивление бетона осевому растяжению:

$R_{bt} = m_{kp}\ \gamma_{b1}\ R_{bt} = 1 \cdot 1 \cdot 0{,}75 = 0{,}75$ МПа .

Расчетные значения прочностных характеристик арматуры

Вводится - класс арматуры.

Предварительное напряжение арматуры - отсутствует.

Класс ненапрягаемой продольной арматуры - А500.

Расчетное сопротивление продольной арматуры растяжению:
$R_s = 435$ МПа .

Расчетное сопротивление ненапрягаемой арматуры сжатию (для арматуры В500, А600):
$R_{sc} = 400$ МПа .

Поперечная арматура - не рассматривается в данном расчете.

Расчетное сопротивление продольной арматуры растяжению:
$R_s = m_{kp} R_s = 1 \cdot 435 = 435$ МПа .

Расчетное сопротивление ненапрягаемой арматуры сжатию (для арматуры В500, А600):
$R_{sc} = m_{kp} R_{sc} = 1 \cdot 400 = 400$ МПа .

Коэффициент надежности по арматуре:
$\gamma_s = 1{,}15$ .

Нормативное значение сопротивления ненапрягаемой арматуры растяжению :
$R_{s,n} = m_{kp} \gamma_s R_s = 1 \cdot 1{,}15 \cdot 435 = 500{,}25$ МПа .

Нормативное значение сопротивления ненапрягаемой арматуры осевому сжатию:
$R_{sc,n} = m_{kp} \gamma_s R_{sc} = 1 \cdot 1{,}15 \cdot 400 = 460$ МПа .

Значение модуля упругости арматуры

Модуль упругости ненапрягаемой арматуры:
$E_s$ = 200000 МПа .

Определение значения начального модуля упругости бетона

Начальный модуль упругости принимается по табл. 6.11 СП 63.13330 $E_b$ = 24000 МПа .

Определение расчетного значения сопротивления растяжению

Расчетное значение модуля упругости композитного материала:
$E_f = E_{f,n}$ = 165000 МПа .

Значение принято для композитного материала состоящего из углекомпозита.

Вид композитного материала - тканый материал.

Условия эксплуатации конструкции - на открытом воздухе.

Коэффициент условий работы, зависящий от типа композитного материала и условий эксплуатации конструкции:
$\gamma_{f1}$ = 0,8 .

Продолжение расчета по п. 5.2.5 СП 164.1325800.2014

Значение принято для композитного материала состоящего из углекомпозита.

Коэффициент надежности по композитному материалу:

$\gamma_f = 1,2$ .

Коэффициент условий работы композитного материала принимается равным 1

Коэффициент условий работы композитного материала, учитывающий сцепление композитного материала с бетоном:

$\gamma_{f2} = 1$ .

$R_f = \gamma_{f1}\ \gamma_{f2}\ R_{f,\,n}/\gamma_f =$

$= 0,8 \cdot 1 \cdot 2800/1,2 = 1866,66667$ МПа (формула (5.1); п. 5.2.5 ).

Предельное значение относительной деформации композитных материалов системы внешнего армирования:

$\varepsilon_{f,\,ult} = R_f/E_f = 1866,667/165000 = 0,01131$ (формула (5.4); п. 5.2.5 ).

Коэффициент условий работы композитного материала, учитывающий сцепление композитного материала с бетоном:

$\gamma_{f2} = 1/(2,5\ \varepsilon_{f,\,ult}) \sqrt{R_b/(n\ E_f\ t_f)} =$

$= 1/(2,5 \cdot 0,01131) \cdot \sqrt{8,5/(1 \cdot 165000 \cdot 1,4)} = 0,21454$ (формула (5.2); п. 5.2.5 ).

Расчетное значение сопротивления растяжению на действие непродолжительных нагрузок

Расчетное значение сопротивления растяжению композитного материала:

$R_f = \gamma_{f1}\ \gamma_{f2}\ R_{f,\,n}/\gamma_f =$

$= 0,8 \cdot 0,21454 \cdot 2800/1,2 = 400,47467$ МПа (формула (5.1); п. 5.2.5 ).

Предельное значение относительной деформации композитных материалов системы внешнего армирования:

$\varepsilon_{f,\,ult} = R_f/E_f = 400{,}4747/165000 = 0{,}00243$ (формула (5.4); п. 5.2.6 ).

Определение значений начальной относительной деформации стальной арматуры и начальной относительной деформации сжатого бетона изгибаемых элементов

В соответствии с п. 4.10 при усилении изгибаемых конструкций минимально допустимый фактический класс бетона по прочности на сжатие существующей конструкции, усиливаемой внешним армированием из композитных материалов, должен составлять не менее В15.

$B \geqslant 15$ МПа - условие выполнено .

Начальный модуль упругости принимается по табл. 6.11 СП 63.13330 $E_b$ = 24000 МПа .

Приведенное значение толщины защитного слоя растянутой арматуры:
$a = E_s A_s a_s/(E_s A_s) = 200000 \cdot 0{,}00016 \cdot 0{,}03/(200000 \cdot 0{,}00016) = 0{,}03$ м = 3 см .

Приведенное значение толщины защитного слоя сжатой арматуры:
$a' = a'_s = 0{,}03$ м = 3 см .

Рабочая высота сечения:
$h_o = h\text{-}a = 0{,}3\text{-}0{,}03 = 0{,}27$ м = 27 см .

Определение характеристик приведенного сечения

Коэффициент приведения ненапрягаемой арматуры к бетону:
$\alpha_s = E_s/E_b = 200000/24000 = 8{,}33333$ .

$h'_o = h-a'_s = 0,3-0,03 = 0,27$ м $= 27$ см .

Сечение - прямоугольное.

Площадь сечения:

$A = b\,h = 0,15 \cdot 0,3 = 0,045$ м $^2 = 450$ см $^2$ .

Статический момент бетонного сечения относительно наиболее растянутого волокна:

$S_t = b\,h^2/2 = 0,15 \cdot 0,3^2/2 = 0,00675$ м $^3 = 6750$ см $^3$ .

Площадь сечения бетона:

$A_b = b\,h-A'_s-A_s = 0,15 \cdot 0,3-0,000057-0,00016 = 0,04478$ м $^2 = 447,8$ см $^2$ .

Площадь приведенного поперечного сечения:

$A_{red} = \alpha_s\,(A_s+A'_s)+A_b = 8,33333 \cdot (0,00016+0,000057)+0,04478 = 0,04659$ м $^2 = 465,9$ см $^2$ .

Статический момент приведенного сечения относительно наиболее растянутого волокна:

$S_{t,\,red} = (\alpha_s-1)\,(A_s\,a_s+A'_s\,(h-a'_s))+b\,h^2/2 =$

$= (8,33333-1) \cdot (0,00016 \cdot 0,03+0,000057 \cdot (0,3-0,03))+0,15 \cdot 0,3^2/2 = 0,0069$ м $^3 =$ $6900$ см $^3$ .

Координата центра тяжести расчетного контура:

$y_o = S_{t,\,red}/A_{red} = 0,0069/0,04659 = 0,1481$ м $= 14,81$ см .

Расстояние от наиболее растянутого волокна бетона до центра тяжести приведенного сечения:

$y_t = y_o = 0,1481$ м $= 14,81$ см .

Расстояние от наиболее сжатого волокна в бетоне до центра тяжести приведенного сечения:

$y_c = h - y_t = 0,3 - 0,1481 = 0,1519$ м = 15,19 см .

$y_s = y_o - a_s = 0,1481 - 0,03 = 0,1181$ м = 11,81 см .

$y'_s = h - a_s - a'_s - y_s = 0,3 - 0,03 - 0,03 - 0,1181 = 0,1219$ м = 12,19 см .

Момент инерции бетонного сечения относительно центра тяжести приведенного сечения:

$I = b\,h^3/12 + A\,(h/2 - y_t)^2 =$

$= 0,15 \cdot 0,3^3/12 + 0,045 \cdot (0,3/2 - 0,1481)^2 = 0,000337662$ м$^4$ = 33766,2 см$^4$ .

Определение момента образования трещин

Расчетное значение сопротивления бетона осевому сжатию для предельных состояний второй группы:

$R_{b,\,ser} = R_{bn} = 11$ МПа .

Расчетное значение сопротивления бетона осевому растяжению для предельных состояний второй группы:

$R_{bt,\,ser} = R_{btn} = 1,1$ МПа .

Момент инерции площадей сечения растянутой арматуры:

$I_s = A_s\,(h - a_s - y_c)^2 = 0,00016 \cdot (0,3 - 0,03 - 0,1519)^2 = 0,000002232$ м$^4$ = 223,2 см$^4$ .

Момент инерции площадей сечения сжатой арматуры:

$I'_s = A'_s\,(y_c - a'_s)^2 =$

$= 0,000057 \cdot (0,1519 - 0,03)^2 = 0,000000847$ м$^4$ = 84,7 см$^4$ .

Момент инерции приведенного поперечного сечения:

$I_{red} = I + I_s (\alpha_s - 1) + I'_s (\alpha_s - 1) =$

$= 0{,}000337662 + 0{,}000002232 \cdot (8{,}33333 - 1) + 0{,}000000847 \cdot (8{,}33333 - 1) = 0{,}000360241$ м $^4 = 36024{,}1$ см $^4$ .

Упругий момент сопротивления приведенного сечения:

$W_{red} = I_{red}/y_t = 0{,}000360241/0{,}1481 = 0{,}00243$ м $^3 = 2430$ см $^3$ .

Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до ядровой точки, наиболее удаленной от расстянутой зоны:

$e_x = W_{red}/A_{red} = 0{,}00243/0{,}04659 = 0{,}05216$ м $= 5{,}22$ см .

Момент образования трещин определяется - с учетом неупругих деформаций.

Упругопластический момент сопротивления сечения:

$W_{pl} = 1{,}3\ W_{red} = 1{,}3 \cdot 0{,}00243 = 0{,}00316$ м $^3 = 3160$ см $^3$ .

Изгибающий момент, воспринимаемый нормальным сечением элемента при образовании трещин:

$M_{crc} = R_{bt,\,ser}\ W_{pl} = 1{,}1 \cdot 0{,}00316 = 0{,}00348$ МН м $= 0{,}35$ тс м .

Т.к. $M = 0{,}022$ МН м $= 2{,}24338$ тс м $> M_{crc} = 0{,}00348$ МН м $= 0{,}35486$ тс м :

Трещины образуются.

Жесткость железобетонного элемента на участках с трещинами в растянутой зоне при кратковременном действии нагрузки

Предварительно определяют коэффициент $\psi_s$ по формуле (8.137) п. 8.2.18 СП 63.13330.

Определение коэффициента $\psi_s$

Деформации в арматуре - не заданы.

Определение напряжений в растянутой арматуре

Принимаемая относительная деформация бетона:
$\varepsilon_{b1,\,red} = 0{,}0015$ .

Расчетное значение сопротивления бетона осевому сжатию для предельных состояний второй группы:
$R_{b,\,ser} = R_{bn} = 11$ МПа .

Приведенный модуль деформации сжатого бетона:
$E_{b,\,red} = R_{b,\,ser}/\varepsilon_{b1,\,red} = 11/0{,}0015 = 7333{,}33333$ МПа .

Коэффициент приведения сжатой арматуры к бетону:
$\alpha_{s1} = E_s/E_{b,\,red} = 200000/7333{,}333 = 27{,}27273$ .

Напряжения в растянутой арматуре определяются при $\alpha_{s2} = \alpha_{s1}$

При этом принимается для изгибаемых элементов $y_c = x_m$ - высота сжатой зоны бетона, определяемая по п. 8.2.28 СП 63.13330.

Коэффициент приведения растянутой арматуры к бетону:
$\alpha_{s2} = \alpha_{s1} = 27{,}27273$ .

Определение средней высоты сжатой зоны для изгибаемых элементов

Коэффициент армирования:

$\mu_s = A_s/(b\ h_o) = 0{,}00016/(0{,}15 \cdot 0{,}27) = 0{,}00395\ \%$ .

Коэффициент армирования сжатой ненапрягаемой арматуры:

$\mu'_s = A'_s/(b\ h_o) = 0{,}000057/(0{,}15 \cdot 0{,}27) = 0{,}00141$ .

Средняя высота сжатой зоны бетона:

$$x_m = h_o (\sqrt{(\mu_s\ \alpha_{s2}+\mu'_s\ \alpha_{s1})^2+2 (\mu_s\ \alpha_{s2}+\mu'_s\ \alpha_{s1}\ a'/h_o)} -(\mu_s \alpha_{s2}+\mu'_s \alpha_{s1})) =$$

$$= 0{,}27 \cdot (\sqrt{(0{,}00395 \cdot 27{,}27273+0{,}00141 \cdot 27{,}27273)^2+2 \cdot (0{,}00395 \cdot 27{,}27273+0{,}00141 \cdot 27{,}27273 \cdot 0{,}03/0{,}27)} -(0{,}00395 \cdot 27{,}27273+0{,}00141 \cdot 27{,}27273)) =$$

$0{,}09427$ м $= 9{,}43$ см .

Определение средней высоты сжатой зоны бетона

Расчет ведется по приближенной формуле (8.154 СП 63.13330).

Высота сжатой зоны изгибаемого элемента:

$x_M = x_m = 0{,}09427$ м $= 9{,}43$ см .

Расстояние от наиболее сжатого волокна до центра тяжести приведенного сечения без учета растянутой зоны:

$y_{cm} = x_m = 0{,}09427$ м $= 9{,}43$ см .

Момент инерции площадей сечения растянутой арматуры:

$I_s = A_s\ (h-a_s-y_{cm})^2 = 0{,}00016 \cdot (0{,}3-0{,}03-0{,}09427)^2 = 0{,}000004941$ м$^4 = 494{,}1$ см$^4$ .

Момент инерции площадей сечения сжатой арматуры:

$I'_s = A'_s (y_{cm}-a'_s)^2 =$

$= 0,000057 \cdot (0,09427-0,03)^2 = 0,000000235$ м$^4 = 23,5$ см$^4$ .

Определение момента инерции сжатой зоны бетона

$I_b = b\, x_m^3/3 = 0,15 \cdot 0,09427^3/3 = 0,000041888$ м$^4 = 4188,8$ см$^4$ .

Площадь сечения бетона:

$A_b = b\, x_m = 0,15 \cdot 0,09427 = 0,01414$ м$^2 = 141,4$ см$^2$ .

Момент инерции приведенного поперечного сечения:

$I_{red} = I_b+I_s\, \alpha_{s2}+I'_s\, \alpha_{s1} =$

$= 0,000041888+0,000004941 \cdot 27,27273+0,000000235 \cdot 27,27273 = 0,000183052$ м$^4 =$ 18305,2 см$^4$ .

Площадь приведенного поперечного сечения:

$A_{red} = A_b+A_s\, \alpha_{s2}+A'_s\, \alpha_{s1} =$

$= 0,01414+0,00016 \cdot 27,27273+0,000057 \cdot 27,27273 = 0,02006$ м$^2 = 200,6$ см$^2$ .

Расстояние от наиболее сжатого волокна в бетоне до центра тяжести приведенного сечения:

$y_c = y_{cm} = 0,09427$ м $= 9,43$ см .

$\sigma_s = (M\,(h_o-y_c)/I_{red})\, \alpha_{s1} =$

$= (0,022 \cdot (0,27-0,09427)/0,000183052) \cdot 27,27273 = 576,00032$ МПа .

Напряжения $\sigma_{s,\,crc}$ определяются при $M = M_{crc}$.

Напряжения в продольной растянутой арматуре в сечении с трещиной сразу после образования нормальных трещин:

$\sigma_{s,\,crc} = (M_{crc}\,(h_o - y_c)/I_{red})\,\alpha_{s1} =$

$= (0{,}00348 \cdot (0{,}27 - 0{,}09427)/0{,}000183052) \cdot 27{,}27273 = 91{,}11278$ МПа .

Т.к. $\sigma_s = 576{,}0003$ МПа $\geqslant \sigma_{s,\,crc} = 91{,}11278$ МПа :

Коэффициент, учитывающий неравномерное распределение относительных деформаций:

$\psi_s = 1 - 0{,}8\,\sigma_{s,\,crc}/\sigma_s = 1 - 0{,}8 \cdot 91{,}11278/576{,}0003 = 0{,}87345$ .

Значение модуля деформации сжатого бетона принимают по формуле (6.9) для нагрузок непродолжительного действия.

Определение приведенного модуля упругости при кратковременном действии нагрузки

Принимаемая относительная деформация бетона:

$\varepsilon_{b1,\,red} = 0{,}0015$ .

Приведенный модуль деформации сжатого бетона:

$E_{b,\,red} = R_{b,\,ser}/\varepsilon_{b1,\,red} = 11/0{,}0015 = 7333{,}33333$ МПа .

Коэффициент приведения сжатой арматуры к бетону:

$\alpha_{s1} = E_s/E_{b,\,red} = 200000/7333{,}333 = 27{,}27273$ .

Приведенный модуль деформации растянутой арматуры:

$E_{s,\,red} = E_s/\psi_s = 200000/0{,}87345 = 228977{,}04505$ МПа .

Коэффициент приведения растянутой арматуры к бетону:

$\alpha_{s2} = E_{s,\,red}/E_{b,\,red} = 228977/7333{,}333 = 31{,}22414$ .

Модуль деформации сжатого бетона:

$E_{b1} = E_{b,\,red} = 7333{,}333$ МПа .

Определение момента инерции приведенного сечения

Определение средней высоты сжатой зоны для изгибаемых элементов

Коэффициент армирования:

$\mu_s = A_s/(b\ h_o) = 0{,}00016/(0{,}15 \cdot 0{,}27) = 0{,}00395$ % .

Коэффициент армирования сжатой ненапрягаемой арматуры:

$\mu'_s = A'_s/(b\ h_o) = 0{,}000057/(0{,}15 \cdot 0{,}27) = 0{,}00141$ .

Средняя высота сжатой зоны бетона:

$$x_m = h_o\ (\sqrt{(\mu_s\ \alpha_{s2}+\mu'_s\ \alpha_{s1})^2+2\ (\mu_s\ \alpha_{s2}+\mu'_s\ \alpha_{s1}\ a'/h_o)} - (\mu_s\ \alpha_{s2}+\mu'_s\ \alpha_{s1})) =$$

$$= 0{,}27 \cdot (\sqrt{(0{,}00395 \cdot 31{,}22414+0{,}00141 \cdot 27{,}27273)^2+2 \cdot (0{,}00395 \cdot 31{,}22414+0{,}00141 \cdot 27{,}27273 \cdot 0{,}03/0{,}27)} - (0{,}00395 \cdot 31{,}22414+0{,}00141 \cdot 27{,}27273)) =$$

$0{,}09954$ м $= 9{,}95$ см .

Расстояние от наиболее сжатого волокна до центра тяжести приведенного сечения без учета растянутой зоны:

$y_{cm} = x_m = 0{,}09954$ м $= 9{,}95$ см .

Расстояние от наиболее сжатого волокна в бетоне до центра тяжести приведенного сечения:

$y_c = y_{cm} = 0{,}09954$ м $= 9{,}95$ см .

Определение момента инерции сжатой зоны бетона

$I_b = b\ x_m^{\,3}/3 = 0{,}15 \cdot 0{,}09954^{\,3}/3 = 0{,}000049313$ м$^4 = 4931{,}3$ см$^4$ .

Площадь сечения бетона:

$A_b = b\ x_m = 0,15 \cdot 0,09954 = 0,01493$ м $^2 = 149,3$ см $^2$ .

Момент инерции площадей сечения растянутой арматуры:

$I_s = A_s\ (h-a_s-y_{cm})^2 = 0,00016 \cdot (0,3-0,03-0,09954)^2 = 0,000004649$ м $^4 = 464,9$ см $^4$ .

Момент инерции площадей сечения сжатой арматуры:

$I'_s = A'_s\ (y_{cm}-a'_s)^2 =$

$= 0,000057 \cdot (0,09954-0,03)^2 = 0,000000276$ м $^4 = 27,6$ см $^4$ .

Момент инерции приведенного поперечного сечения:

$I_{red} = I_b+I_s\ \alpha_{s2}+I'_s\ \alpha_{s1} =$

$= 0,000049313+0,000004649 \cdot 31,22414+0,000000276 \cdot 27,27273 = 0,000202001$ м $^4 =$ 20200,1 см $^4$ .

Площадь приведенного поперечного сечения:

$A_{red} = A_b+A_s\ \alpha_{s2}+A'_s\ \alpha_{s1} =$

$= 0,01493+0,00016 \cdot 31,22414+0,000057 \cdot 27,27273 = 0,02148$ м $^2 = 214,8$ см $^2$ .

Изгибная жесткость:

$D = E_{b1}\ I_{red} = 7333,333 \cdot 0,000202001 = 1,48134$ МН м $^2 = 151,05$ тс м $^2$ .

Высота сжатой зоны бетона:

$x_o = x_m = 0,09954$ м $= 9,95$ см .

Начальная относительная деформация сжатого бетона до усиления конструкции:

$\varepsilon\ ^o_b = M_o/(E_{b1}\ I_{red})\ x_o =$

$= 0,022/(7333,333 \cdot 0,000202001) \cdot 0,09954 = 0,00148$ (формула (6.4); п. 6.2.4 ).

Начальная относительная деформация стальной арматуры до усиления конструкции:

$\varepsilon\ ^{o}_{s} = M_o/(E_{b1}\ I_{red})\ (h_o - x_o) =$

$= 0,022/(7333,333 \cdot 0,000202001) \cdot (0,27-0,09954) = 0,00253$ (формула (6.3); п. 6.2.4 ).

$\varepsilon_{s2} = 0,015$ .

Начальные деформации растянутой грани сечения:

$\varepsilon\ ^{o}_{bt} = (\varepsilon\ ^{o}_{s}\ h + \varepsilon\ ^{o}_{b}\ a)/h_o =$

$= (0,00253 \cdot 0,3 + 0,00148 \cdot 0,03)/0,27 = 0,00298$ (формула (6.14); п. 6.2.10 ).

$R_f = 400,4747$ МПа $\leqslant (\varepsilon_{s2} - \varepsilon\ ^{o}_{s})\ E_f = (0,015-0,00253) \cdot 165000 = 2057,55$ МПа условие выполнено (формула (6.1); п. 6.2.10 ).

Определение граничной относительной высоты сжатой зоны

Характеристика сжатой зоны бетона:

$\omega = 0,8$ .

Относительная деформация бетона:

$\varepsilon_{b2} = 0,0035$ .

Граничная относительная высота сжатой зоны:

$\xi_{R,\ f} = \omega/(1+(\varepsilon_{f,\ ult} + \varepsilon\ ^{o}_{b})/\varepsilon_{b2}) =$

$= 0,8/(1+(0,00243+0,00148)/0,0035) = 0,37787$ (формула (6.2); п. 6.2.3 ).

Расчет изгибаемых элементов

Значение модуля упругости арматуры

Модуль упругости ненапрягаемой арматуры:

$E_s$ = 200000 МПа .

Площадь поперечного сечения внешней арматуры из композитных материалов:

$A_f = n\ t_f\ b_f = 1 \cdot 0{,}0014 \cdot 0{,}15 = 0{,}00021$ м $^2 = 2{,}1$ см $^2$ .

Приведенное значение толщины защитного слоя растянутой арматуры:

$a = R_s\ A_s\ a_s/(R_s\ A_s+R_f\ A_f) =$

$= 435 \cdot 0{,}00016 \cdot 0{,}03/(435 \cdot 0{,}00016+400{,}4747 \cdot 0{,}00021) = 0{,}01358$ м = 1,36 см .

Приведенное значение толщины защитного слоя сжатой арматуры:

$a' = a'_s = 0{,}03$ м = 3 см .

Рабочая высота сечения:

$h_o = h-a = 0{,}3-0{,}01358 = 0{,}28642$ м = 28,64 см .

Высота сжатой зоны:

$x = (R_s\ A_s-R_{sc}\ A'_s+R_f\ A_f)/(R_b\ b) =$

$= (435 \cdot 0{,}00016-400 \cdot 0{,}000057+400{,}4747 \cdot 0{,}00021)/(8{,}5 \cdot 0{,}15) = 0{,}10267$ м = 10,27 см (формула (6.7); п. 6.2 ).

Относительная высота сжатой зоны:

$\xi = x/h = 0{,}10267/0{,}3 = 0{,}34223$ .

Т.к. $\xi = 0{,}34223 \leqslant \xi_{R,\,f} = 0{,}37787$; $x > 0$ м = 0 см :

Предельный изгибающий момент:

$M_{ult} = R_b\ b\ x\ (h_o-0{,}5\ x)+R_{sc}\ A'_s\ (h_o-a'_s)+R_f\ A_f\ a =$

= 8,5 · 0,15 · 0,10267 · (0,28642-0,5 · 0,10267)+400 · 0,000057 · (0,28642-0,03)+400,4747 · 0,00021 · 0,01358 = 0,03776 МН м = 3,85 тс м (формула (6.6); п. 6.2.7 ).

**Вывод: прочность железобетонного сечения с учетом внешнего армирования ламинатом составляет 3,85 тс м.**

## Приложение В Пример расчета усиления изгибаемой железобетонной конструкции на восприятие изгибающего момента холстами

Требуется определить прочность изгибаемого железобетонного прямоугольного сечения элемента, усиленного холстовым композитным материалом

*Информация о расчете*:

Расчет выполнен в соответствии с: п.п. 6.1.11 СП 63.13330;6.1.12 СП 63.13330;6.2.8 СП 63.13330;6.2.12 СП 63.13330;6.1.15 СП 63.13330;5.2.5;6.2.4;6.2.6 СП 164.1325800.2014.

*Исходные данные*:

Дополнительные характеристики композитных материалов:

- Число слоев композитных материалов $n = 1$ ;
- Ширина композитного материала $b_f = 15$ см $= 15 / 100 = 0,15$ м;

Характеристики композитных материалов:

- Толщина композитного материала $t_f = 0,9$ мм;
- Нормативное значение сопротивления растяжению композитного материала $R_{f,n} = 470$ МПа;
- Нормативное значение модуля упругости композитного материала $E_{f,n} = 35000$ МПа;

Защитный слой:

- Расстояние от равнодействующей усилий в арматуре S до грани сечения

$a_s$ = 3 см = 3 / 100 = 0,03 м;

- Расстояние от равнодействующей усилий в арматуре S' до грани сечения $a'_s$ = 3 см = 3 / 100 = 0,03 м;

Площадь ненапрягаемой сжатой или наименее растянутой продольной арматуры:

(Стержневая арматура, диаметром 6 мм; 2 шт.):

- Площадь ненапрягаемой сжатой арматуры $A'_s$ = 0,57 см $^2$ = 0,57 / 10000 = 0,000057 м $^2$;

Размеры сечения:

- Высота сечения h = 30 см = 30 / 100 = 0,3 м;
- Ширина прямоугольного сечения b = 15 см = 15 / 100 = 0,15 м;

Усилия:

- Изгибающий момент M = 2,24338 тс м = 2,24338 / 101,97162123 = 0,022 МН м;

*Результаты расчета*:

Расчетное сопротивление бетона

Бетон - тяжелый.

Нормативное значение сопротивления бетона осевому сжатию для предельных состояний первой группы принимается по табл. 6.7 СП 63.13330 $R_{bn}$ = 11 МПа .

Нормативное значение сопротивления бетона осевому растяжению для предельных состояний первой группы принимается по табл. 6.7 СП 63.13330 $R_{btn}$ = 1.1 МПа .

Расчетное сопротивление бетона осевому сжатию принимается по табл. 6.8 СП 63.13330 $R_b$ = 8.5 МПа .

Расчетное сопротивление бетона осевому растяжению принимается по табл. 6.8 СП 63.13330 $R_{bt}$ = 0.75 МПа .

Учет особенностей работы бетона в конструкции

Расчет на действие нагрузок - постоянных, длительных и кратковременных.

Коэффициент условия работы бетона, учитывающий длительность действия нагрузки:
$\gamma_{b1}$ = 1 .

Конструкция бетонируется - в горизонтальном положении.

Коэффициент условия работы бетона, учитывающий попеременное замораживание и оттаивание бетона:
$\gamma_{b3}$ = 1 .

Коэффициент условия работы бетона, учитывающий характер разрушения бетонных конструкций:
$\gamma_{b4}$ = 1 .

Для надземной конструкции, при расчетной температуре наружного воздуха в зимний период не менее -40 град.:

Коэффициент условия работы бетона, учитывающий влияние попеременного замораживания и оттаивания:

$\gamma_{b5} = 1$ .

Группа предельных состояний - первая.

Конструкция - железобетонная.

Сейсмичность площадки строительства - не более 6 баллов.

Коэффициент условия работы по п. 2.14 СНиП II-7-81 "Строительство в сейсмических районах":

$m_{kp} = 1$ .

Расчетное сопротивление бетона осевому сжатию при $m_{kp} = 1$:

$R_b = \gamma_{b1} \gamma_{b3} \gamma_{b4} \gamma_{b5} R_b =$

$= 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 8,5 = 8,5$ МПа .

Расчетное сопротивление бетона осевому сжатию:

$R_b = m_{kp} \gamma_{b1} \gamma_{b3} \gamma_{b4} \gamma_{b5} R_b =$

$= 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 8,5 = 8,5$ МПа .

Расчетное сопротивление бетона осевому растяжению при расчете на действие поперечных сил:

$R_{bt} = \gamma_{b1} R_{bt} = 1 \cdot 0,75 = 0,75$ МПа .

Расчетное сопротивление бетона осевому растяжению:

$R_{bt} = m_{kp}\ \gamma_{b1}\ R_{bt} = 1 \cdot 1 \cdot 0{,}75 = 0{,}75$ МПа .

Расчетные значения прочностных характеристик арматуры

Вводится - класс арматуры.

Предварительное напряжение арматуры - отсутствует.

Класс ненапрягаемой продольной арматуры - А500.

Расчетное сопротивление продольной арматуры растяжению:
$R_s = 435$ МПа .

Расчетное сопротивление ненапрягаемой арматуры сжатию (для арматуры В500, А600):
$R_{sc} = 400$ МПа .

Поперечная арматура - не рассматривается в данном расчете.

Расчетное сопротивление продольной арматуры растяжению:
$R_s = m_{kp}\ R_s = 1 \cdot 435 = 435$ МПа .

Расчетное сопротивление ненапрягаемой арматуры сжатию (для арматуры В500, А600):
$R_{sc} = m_{kp}\ R_{sc} = 1 \cdot 400 = 400$ МПа .

Коэффициент надежности по арматуре:
$\gamma_s = 1{,}15$ .

Нормативное значение сопротивления ненапрягаемой арматуры растяжению :

$R_{s,\,n} = m_{kp}\,\gamma_s\,R_s = 1 \cdot 1{,}15 \cdot 435 = 500{,}25$ МПа .

Нормативное значение сопротивления ненапрягаемой арматуры осевому сжатию:

$R_{sc,\,n} = m_{kp}\,\gamma_s\,R_{sc} = 1 \cdot 1{,}15 \cdot 400 = 460$ МПа .

Значение модуля упругости арматуры

Модуль упругости ненапрягаемой арматуры:

$E_s = 200000$ МПа .

Определение значения начального модуля упругости бетона

Начальный модуль упругости принимается по табл. 6.11 СП 63.13330 $E_b = 24000$ МПа .

Определение расчетного значения сопротивления растяжению

Расчетное значение модуля упругости композитного материала:

$E_f = E_{f,\,n} = 35000$ МПа .

Значение принято для композитного материала состоящего из углекомпозита.

Вид композитного материала - тканый материал.

Условия эксплуатации конструкции - на открытом воздухе.

Коэффициент условий работы, зависящий от типа композитного материала и условий эксплуатации конструкции:

$\gamma_{f1} = 0{,}8$ .

Продолжение расчета по п. 5.2.5 СП 164.1325800.2014

Значение принято для композитного материала состоящего из углекомпозита.

Коэффициент надежности по композитному материалу:
$\gamma_f = 1,2$ .

Коэффициент условий работы композитного материала принимается равным 1

Коэффициент условий работы композитного материала, учитывающий сцепление композитного материала с бетоном:
$\gamma_{f2} = 1$ .

$R_f = \gamma_{f1}\ \gamma_{f2}\ R_{f,\ n}/\gamma_f =$
$= 0,8 \cdot 1 \cdot 470/1,2 = 313,33333$ МПа (формула (5.1); п. 5.2.5 ).

Предельное значение относительной деформации композитных материалов системы внешнего армирования:
$\varepsilon_{f,\ ult} = R_f/E_f = 313,3333/35000 = 0,00895$ (формула (5.4); п. 5.2.5 ).

Коэффициент условий работы композитного материала, учитывающий сцепление композитного материала с бетоном:
$\gamma_{f2} = 1/(2,5\ \varepsilon_{f,\ ult})\ \sqrt{R_b/(n\ \ E_f\ t_f)}=$
$= 1/(2,5 \cdot 0,00895) \cdot \sqrt{8,5/(1 \cdot 35000 \cdot 0,9)} = 0,73416$ (формула (5.2); п. 5.2.5 ).

Расчетное значение сопротивления растяжению на действие непродолжительных нагрузок

Расчетное значение сопротивления растяжению композитного материала:

$R_f = \gamma_{f1}\ \gamma_{f2}\ R_{f,\ n}/\gamma_f =$

$= 0{,}8 \cdot 0{,}73416 \cdot 470/1{,}2 = 230{,}0368$ МПа (формула (5.1); п. 5.2.5 ).

Предельное значение относительной деформации композитных материалов системы внешнего армирования:

$\varepsilon_{f,\ ult} = R_f/E_f = 230{,}0368/35000 = 0{,}00657$ (формула (5.4); п. 5.2.6 ).

Определение значений начальной относительной деформации стальной арматуры и начальной относительной деформации сжатого бетона изгибаемых элементов

В соответствии с п. 4.10 при усилении изгибаемых конструкций минимально допустимый фактический класс бетона по прочности на сжатие существующей конструкции, усиливаемой внешним армированием из композитных материалов, должен составлять не менее В15.

$B \geqslant 15$ МПа - условие выполнено .

Начальный модуль упругости принимается по табл. 6.11 СП 63.13330 $E_b =$ 24000 МПа .

Приведенное значение толщины защитного слоя растянутой арматуры:

$a = E_s\ A_s\ a_s/(E_s\ A_s) = 200000 \cdot 0{,}00016 \cdot 0{,}03/(200000 \cdot 0{,}00016) = 0{,}03$ м = 3 см .

Приведенное значение толщины защитного слоя сжатой арматуры:

$a' = a'_s = 0{,}03$ м = 3 см .

Рабочая высота сечения:

$h_o = h\text{-}a = 0{,}3\text{-}0{,}03 = 0{,}27$ м = 27 см .

Определение характеристик приведенного сечения

Коэффициент приведения ненапрягаемой арматуры к бетону:

$\alpha_s = E_s/E_b = 200000/24000 = 8{,}33333$ .

$h'_o = h-a'_s = 0{,}3-0{,}03 = 0{,}27$ м $= 27$ см .

Сечение - прямоугольное.

Площадь сечения:

$A = b\,h = 0{,}15 \cdot 0{,}3 = 0{,}045$ м $^2 = 450$ см $^2$ .

Статический момент бетонного сечения относительно наиболее растянутого волокна:

$S_t = b\,h^2/2 = 0{,}15 \cdot 0{,}3^2/2 = 0{,}00675$ м $^3 = 6750$ см $^3$ .

Площадь сечения бетона:

$A_b = b\,h-A'_s-A_s = 0{,}15 \cdot 0{,}3-0{,}000057-0{,}00016 = 0{,}04478$ м $^2 = 447{,}8$ см $^2$ .

Площадь приведенного поперечного сечения:

$A_{red} = \alpha_s\,(A_s+A'_s)+A_b = 8{,}33333 \cdot (0{,}00016+0{,}000057)+0{,}04478 = 0{,}04659$ м $^2 = 465{,}9$ см $^2$ .

Статический момент приведенного сечения относительно наиболее растянутого волокна:

$S_{t,\,red} = (\alpha_s-1)\,(A_s\,a_s+A'_s\,(h-a'_s))+b\,h^2/2 =$

$= (8{,}33333-1) \cdot (0{,}00016 \cdot 0{,}03+0{,}000057 \cdot (0{,}3-0{,}03))+0{,}15 \cdot 0{,}3^2/2 = 0{,}0069$ м $^3 =$ $6900$ см $^3$ .

Координата центра тяжести расчетного контура:

$y_o = S_{t,\,red}/A_{red} = 0,0069/0,04659 = 0,1481$ м = 14,81 см .

Расстояние от наиболее растянутого волокна бетона до центра тяжести приведенного сечения:

$y_t = y_o = 0,1481$ м = 14,81 см .

Расстояние от наиболее сжатого волокна в бетоне до центра тяжести приведенного сечения:

$y_c = h\text{-}y_t = 0,3\text{-}0,1481 = 0,1519$ м = 15,19 см .

$y_s = y_o\text{-}a_s = 0,1481\text{-}0,03 = 0,1181$ м = 11,81 см .

$y'_s = h\text{-}a_s\text{-}a'_s\text{-}y_s = 0,3\text{-}0,03\text{-}0,03\text{-}0,1181 = 0,1219$ м = 12,19 см .

Момент инерции бетонного сечения относительно центра тяжести приведенного сечения:

$I = b\,h^{\,3}/12 + A\,(h/2\text{-}y_t)^{\,2} =$

$= 0,15 \cdot 0,3^{\,3}/12 + 0,045 \cdot (0,3/2\text{-}0,1481)^{\,2} = 0,000337662$ м $^4$ = 33766,2 см $^4$ .

Определение момента образования трещин

Расчетное значение сопротивления бетона осевому сжатию для предельных состояний второй группы:

$R_{b,\,ser} = R_{bn} = 11$ МПа .

Расчетное значение сопротивления бетона осевому растяжению для предельных состояний второй группы:

$R_{bt,\,ser} = R_{btn} = 1,1$ МПа .

Момент инерции площадей сечения растянутой арматуры:

$I_s = A_s (h-a_s-y_c)^2 = 0,00016 \cdot (0,3-0,03-0,1519)^2 = 0,000002232$ м $^4 = 223,2$ см $^4$ .

Момент инерции площадей сечения сжатой арматуры:

$I'_s = A'_s (y_c-a'_s)^2 =$

$= 0,000057 \cdot (0,1519-0,03)^2 = 0,000000847$ м $^4 = 84,7$ см $^4$ .

Момент инерции приведенного поперечного сечения:

$I_{red} = I + I_s (\alpha_s-1)+I'_s (\alpha_s-1) =$

$= 0,000337662+0,000002232 \cdot (8,33333-1)+0,000000847 \cdot (8,33333-1) = 0,000360241$ м $^4 = 36024,1$ см $^4$ .

Упругий момент сопротивления приведенного сечения:

$W_{red} = I_{red}/y_t = 0,000360241/0,1481 = 0,00243$ м $^3 = 2430$ см $^3$ .

Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до ядровой точки, наиболее удаленной от расстянутой зоны:

$e_x = W_{red}/A_{red} = 0,00243/0,04659 = 0,05216$ м $= 5,22$ см .

Момент образования трещин определяется - с учетом неупругих деформаций.

Упругопластический момент сопротивления сечения:

$W_{pl} = 1,3\ W_{red} = 1,3 \cdot 0,00243 = 0,00316$ м $^3 = 3160$ см $^3$ .

Изгибающий момент, воспринимаемый нормальным сечением элемента при образовании трещин:

$M_{crc} = R_{bt,\ ser}\ W_{pl} = 1,1 \cdot 0,00316 = 0,00348$ МН м $= 0,35$ тс м .

Т.к. М = 0,022 МН м = 2,24338 тс м > $M_{crc}$ = 0,00348 МН м = 0,35486 тс м :

Трещины образуются.

Жесткость железобетонного элемента на участках с трещинами в растянутой зоне при кратковременном действии нагрузки

Предварительно определяют коэффициент $\psi_s$ по формуле (8.137) п. 8.2.18 СП 63.13330.

Определение коэффициента $\psi_s$

Деформации в арматуре - не заданы.

Определение напряжений в растянутой арматуре

Принимаемая относительная деформация бетона:
$\varepsilon_{b1,\,red} = 0{,}0015$ .

Расчетное значение сопротивления бетона осевому сжатию для предельных состояний второй группы:
$R_{b,\,ser} = R_{bn} = 11$ МПа .

Приведенный модуль деформации сжатого бетона:
$E_{b,\,red} = R_{b,\,ser}/\varepsilon_{b1,\,red} = 11/0{,}0015 = 7333{,}33333$ МПа .

Коэффициент приведения сжатой арматуры к бетону:
$\alpha_{s1} = E_s/E_{b,\,red} = 200000/7333{,}333 = 27{,}27273$ .

Напряжения в растянутой арматуре определяются при $\alpha_{s2} = \alpha_{s1}$

При этом принимается для изгибаемых элементов $y_c = x_m$ - высота сжатой зоны бетона, определяемая по п. 8.2.28 СП 63.13330.

Коэффициент приведения растянутой арматуры к бетону:

$\alpha_{s2} = \alpha_{s1} = 27{,}27273$ .

Определение средней высоты сжатой зоны для изгибаемых элементов

Коэффициент армирования:

$\mu_s = A_s/(b\ h_o) = 0{,}00016/(0{,}15 \cdot 0{,}27) = 0{,}00395$ % .

Коэффициент армирования сжатой ненапрягаемой арматуры:

$\mu'_s = A'_s/(b\ h_o) = 0{,}000057/(0{,}15 \cdot 0{,}27) = 0{,}00141$ .

Средняя высота сжатой зоны бетона:

$$x_m = h_o\ (\sqrt{(\mu_s\ \alpha_{s2}+\mu'_s\ \alpha_{s1})^2+2\ (\mu_s\ \alpha_{s2}+\mu'_s\ \alpha_{s1}\ a'/h_o)} -(\mu_s\ \alpha_{s2}+\mu'_s\ \alpha_{s1})) =$$

$$= 0{,}27 \cdot (\sqrt{(0{,}00395 \cdot 27{,}27273+0{,}00141 \cdot 27{,}27273)^2+2 \cdot (0{,}00395 \cdot 27{,}27273+0{,}00141 \cdot 27{,}27273 \cdot 0{,}03/0{,}27)} -(0{,}00395 \cdot 27{,}27273+0{,}00141 \cdot 27{,}27273)) =$$

0,09427 м = 9,43 см .

Определение средней высоты сжатой зоны бетона

Расчет ведется по приближенной формуле (8.154 СП 63.13330).

Высота сжатой зоны изгибаемого элемента:

$x_M = x_m = 0{,}09427$ м = 9,43 см .

Расстояние от наиболее сжатого волокна до центра тяжести приведенного сечения без учета растянутой зоны:

$y_{cm} = x_m = 0{,}09427$ м = 9,43 см .

Момент инерции площадей сечения растянутой арматуры:

$I_s = A_s (h-a_s-y_{cm})^2 = 0,00016 \cdot (0,3-0,03-0,09427)^2 = 0,000004941$ м$^4$ = 494,1 см$^4$ .

Момент инерции площадей сечения сжатой арматуры:

$I'_s = A'_s (y_{cm}-a'_s)^2 =$

$= 0,000057 \cdot (0,09427-0,03)^2 = 0,000000235$ м$^4$ = 23,5 см$^4$ .

Определение момента инерции сжатой зоны бетона

$I_b = b\, x_m^3/3 = 0,15 \cdot 0,09427^3/3 = 0,000041888$ м$^4$ = 4188,8 см$^4$ .

Площадь сечения бетона:

$A_b = b\, x_m = 0,15 \cdot 0,09427 = 0,01414$ м$^2$ = 141,4 см$^2$ .

Момент инерции приведенного поперечного сечения:

$I_{red} = I_b+I_s\, \alpha_{s2}+I'_s\, \alpha_{s1} =$

$= 0,000041888+0,000004941 \cdot 27,27273+0,000000235 \cdot 27,27273 = 0,000183052$ м$^4$ = 18305,2 см$^4$ .

Площадь приведенного поперечного сечения:

$A_{red} = A_b+A_s\, \alpha_{s2}+A'_s\, \alpha_{s1} =$

$= 0,01414+0,00016 \cdot 27,27273+0,000057 \cdot 27,27273 = 0,02006$ м$^2$ = 200,6 см$^2$ .

Расстояние от наиболее сжатого волокна в бетоне до центра тяжести приведенного сечения:

$y_c = y_{cm} = 0,09427$ м = 9,43 см .

$\sigma_s = (M\, (h_o-y_c)/I_{red})\, \alpha_{s1} =$

$= (0,022 \cdot (0,27-0,09427)/0,000183052) \cdot 27,27273 = 576,00032$ МПа .

Напряжения $\sigma_{s,\,crc}$ определяются при $M = M_{crc}$.

Напряжения в продольной растянутой арматуре в сечении с трещиной сразу после образования нормальных трещин:

$\sigma_{s,\,crc} = (M_{crc}\,(h_o - y_c)/I_{red})\,\alpha_{s1} =$

$= (0{,}00348 \cdot (0{,}27 - 0{,}09427)/0{,}000183052) \cdot 27{,}27273 = 91{,}11278$ МПа .

Т.к. $\sigma_s = 576{,}0003$ МПа $\geqslant \sigma_{s,\,crc} = 91{,}11278$ МПа :

Коэффициент, учитывающий неравномерное распределение относительных деформаций:

$\psi_s = 1 - 0{,}8\,\sigma_{s,\,crc}/\sigma_s = 1 - 0{,}8 \cdot 91{,}11278/576{,}0003 = 0{,}87345$ .

Значение модуля деформации сжатого бетона принимают по формуле (6.9) для нагрузок непродолжительного действия.

Определение приведенного модуля упругости при кратковременном действии нагрузки

Принимаемая относительная деформация бетона:

$\varepsilon_{b1,\,red} = 0{,}0015$ .

Приведенный модуль деформации сжатого бетона:

$E_{b,\,red} = R_{b,\,ser}/\varepsilon_{b1,\,red} = 11/0{,}0015 = 7333{,}33333$ МПа .

Коэффициент приведения сжатой арматуры к бетону:

$\alpha_{s1} = E_s/E_{b,\,red} = 200000/7333{,}333 = 27{,}27273$ .

Приведенный модуль деформации растянутой арматуры:

$E_{s,\,red} = E_s/\psi_s = 200000/0{,}87345 = 228977{,}04505$ МПа .

Коэффициент приведения растянутой арматуры к бетону:

$\alpha_{s2} = E_{s,\,red}/E_{b,\,red} = 228977/7333{,}333 = 31{,}22414$ .

Модуль деформации сжатого бетона:

$E_{b1} = E_{b,\,red} = 7333{,}333$ МПа .

Определение момента инерции приведенного сечения

Определение средней высоты сжатой зоны для изгибаемых элементов

Коэффициент армирования:

$\mu_s = A_s/(b\ h_o) = 0{,}00016/(0{,}15 \cdot 0{,}27) = 0{,}00395$ % .

Коэффициент армирования сжатой ненапрягаемой арматуры:

$\mu'_s = A'_s/(b\ h_o) = 0{,}000057/(0{,}15 \cdot 0{,}27) = 0{,}00141$ .

Средняя высота сжатой зоны бетона:

$x_m = h_o (\sqrt{(\mu_s\ \alpha_{s2}+\mu'_s\ \alpha_{s1})^2+2 (\mu_s\ \alpha_{s2}+\mu'_s\ \alpha_{s1}\ a'/h_o)} -(\mu_s\ \alpha_{s2}+\mu'_s\ \alpha_{s1})) =$

$= 0{,}27 \cdot (\sqrt{(0{,}00395 \cdot 31{,}22414+0{,}00141 \cdot 27{,}27273)^2+2 \cdot (0{,}00395 \cdot 31{,}22414+0{,}00141 \cdot 27{,}27273 \cdot 0{,}03/0{,}27)} -(0{,}00395 \cdot 31{,}22414+0{,}00141 \cdot 27{,}27273)) =$

0,09954 м = 9,95 см .

Расстояние от наиболее сжатого волокна до центра тяжести приведенного сечения без учета растянутой зоны:

$y_{cm} = x_m = 0{,}09954$ м = 9,95 см .

Расстояние от наиболее сжатого волокна в бетоне до центра тяжести приведенного сечения:

$y_c = y_{cm} = 0{,}09954$ м = 9,95 см .

Определение момента инерции сжатой зоны бетона

$I_b = b\ x_m^{\ 3}/3 = 0,15 \cdot 0,09954^{\ 3}/3 = 0,000049313$ м $^4 = 4931,3$ см $^4$ .

Площадь сечения бетона:

$A_b = b\ x_m = 0,15 \cdot 0,09954 = 0,01493$ м $^2 = 149,3$ см $^2$ .

Момент инерции площадей сечения растянутой арматуры:

$I_s = A_s\ (h\text{-}a_s\text{-}y_{cm})^{\ 2} = 0,00016 \cdot (0,3\text{-}0,03\text{-}0,09954)^{\ 2} = 0,000004649$ м $^4 = 464,9$ см $^4$ .

Момент инерции площадей сечения сжатой арматуры:

$I'_s = A'_s\ (y_{cm}\text{-}a'_s)^{\ 2} =$

$= 0,000057 \cdot (0,09954\text{-}0,03)^{\ 2} = 0,000000276$ м $^4 = 27,6$ см $^4$ .

Момент инерции приведенного поперечного сечения:

$I_{red} = I_b + I_s\ \alpha_{s2} + I'_s\ \alpha_{s1} =$

$= 0,000049313 + 0,000004649 \cdot 31,22414 + 0,000000276 \cdot 27,27273 = 0,000202001$ м $^4 =$

$20200,1$ см $^4$ .

Площадь приведенного поперечного сечения:

$A_{red} = A_b + A_s\ \alpha_{s2} + A'_s\ \alpha_{s1} =$

$= 0,01493 + 0,00016 \cdot 31,22414 + 0,000057 \cdot 27,27273 = 0,02148$ м $^2 = 214,8$ см $^2$ .

Изгибная жесткость:

$D = E_{b1}\ I_{red} = 7333,333 \cdot 0,000202001 = 1,48134$ МН м $^2 = 151,05$ тс м $^2$ .

Высота сжатой зоны бетона:

$x_o = x_m = 0,09954$ м $= 9,95$ см .

Начальная относительная деформация сжатого бетона до усиления конструкции:

$\varepsilon\ ^{o}_{b} = M_o/(E_{b1}\ I_{red})\ x_o =$

$= 0,022/(7333,333 \cdot 0,000202001) \cdot 0,09954 = 0,00148$ (формула (6.4); п. 6.2.4 ).

Начальная относительная деформация стальной арматуры до усиления конструкции:

$\varepsilon\ ^{o}_{s} = M_o/(E_{b1}\ I_{red})\ (h_o-x_o) =$

$= 0,022/(7333,333 \cdot 0,000202001) \cdot (0,27-0,09954) = 0,00253$ (формула (6.3); п. 6.2.4 ).

$\varepsilon_{s2} = 0,015$ .

Начальные деформации растянутой грани сечения:

$\varepsilon\ ^{o}_{bt} = (\varepsilon\ ^{o}_{s}\ h+\varepsilon\ ^{o}_{b}\ a)/h_o =$

$= (0,00253 \cdot 0,3+0,00148 \cdot 0,03)/0,27 = 0,00298$ (формула (6.14); п. 6.2.10 ).

$R_f = 230,0368$ МПа $\leqslant (\varepsilon_{s2}-\varepsilon\ ^{o}_{s})\ E_f = (0,015-0,00253) \cdot 35000 = 436,45$ МПа условие выполнено (формула (6.1); п. 6.2.10 ).

Определение граничной относительной высоты сжатой зоны

Характеристика сжатой зоны бетона:

$\omega = 0,8$ .

Относительная деформация бетона:

$\varepsilon_{b2} = 0,0035$ .

Граничная относительная высота сжатой зоны:

$\xi_{R,\ f} = \omega/(1+(\varepsilon_{f,\ ult}+\varepsilon\ ^{o}_{b})/\varepsilon_{b2}) =$

$= 0,8/(1+(0,00657+0,00148)/0,0035) = 0,24242$ (формула (6.2); п. 6.2.3 ).

Расчет изгибаемых элементов

Значение модуля упругости арматуры

Модуль упругости ненапрягаемой арматуры:

$E_s = 200000$ МПа .

Площадь поперечного сечения внешней арматуры из композитных материалов:

$A_f = n\ t_f\ b_f = 1 \cdot 0{,}0009 \cdot 0{,}15 = 0{,}000135$ м $^2 = 1{,}35$ см $^2$ .

Приведенное значение толщины защитного слоя растянутой арматуры:

$a = R_s\ A_s\ a_s/(R_s\ A_s+R_f\ A_f) =$

$= 435 \cdot 0{,}00016 \cdot 0{,}03/(435 \cdot 0{,}00016+230{,}0368 \cdot 0{,}000135) = 0{,}02074$ м $= 2{,}07$ см .

Приведенное значение толщины защитного слоя сжатой арматуры:

$a' = a'_s = 0{,}03$ м $= 3$ см .

Рабочая высота сечения:

$h_o = h\text{-}a = 0{,}3\text{-}0{,}02074 = 0{,}27926$ м $= 27{,}93$ см .

Высота сжатой зоны:

$x = (R_s\ A_s\text{-}R_{sc}\ A'_s+R_f\ A_f)/(R_b\ b) =$

$= (435 \cdot 0{,}00016\text{-}400 \cdot 0{,}000057+230{,}0368 \cdot 0{,}000135)/(8{,}5 \cdot 0{,}15) = 0{,}06106$ м $= 6{,}11$ см (формула (6.7); п. 6.2 ).

Относительная высота сжатой зоны:

$\xi = x/h = 0{,}06106/0{,}3 = 0{,}20353$ .

Т.к. $\xi = 0{,}20353 \leqslant \xi_{R,\,f} = 0{,}24242$; $x > 0$ м $= 0$ см :

Предельный изгибающий момент:

$M_{ult} = R_b\ b\ x\ (h_o-0,5\ x)+R_{sc}\ A'_s\ (h_o-a'_s)+R_f\ A_f\ a =$

$= 8,5 \cdot 0,15 \cdot 0,06106 \cdot (0,27926-0,5 \cdot 0,06106)+400 \cdot 0,000057 \cdot (0,27926-0,03)+230,0368 \cdot 0,000135 \cdot 0,02074 = 0,02569$ МН м = 2,62 тс м (формула (6.6); п. 6.2.7 ).

**Вывод: прочность железобетонного сечения с учетом внешнего армирования холстом составляет 2,62 тс м**

## Приложение Г Пример расчета усиления сжатой железобетонной конструкции холстами

Требуется определить прочность сжатого железобетонного прямоугольного сечения элемента, усиленного холстовым композитным материалом

*Информация о расчете*:

Расчет выполнен в соответствии с: п.п. 6.1.11 СП 63.13330;6.1.12 СП 63.13330;6.1.15 СП 63.13330;6.2.8 СП 63.13330;6.2.12 СП 63.13330;6.2.11;8 СП 164.1325800.2014 Усиление железобетонных конструкций композитными материалами;

Дата выполнения расчета: 27.06.2016 13:42:54;

*Исходные данные*:

Закругления:

- Радиус закругления граней сечения r = 2 см = 2 / 100 = 0,02 м;

Хомуты из композитного материала:

- Ширина хомутов из композитного материала $w_f$ = 5 см = 5 / 100 = 0,05 м;

Дополнительные характеристики композитных материалов:

- Число слоев композитных материалов n = 2 ;

Характеристики композитных материалов:

- Толщина композитного материала $t_f$ = 0,9 мм;
- Нормативное значение сопротивления растяжению композитного материала $R_{f,n}$ = 470 МПа;

- Нормативное значение модуля упругости композитного материала $E_{f,\,n}$ = 35000 МПа;

Защитный слой:

- Расстояние от равнодействующей усилий в арматуре S до грани сечения $a_s$ = 3 см = 3 / 100 = 0,03 м;

- Расстояние от равнодействующей усилий в арматуре S' до грани сечения $a'_s$ = 3 см = 3 / 100 = 0,03 м;

Площадь ненапрягаемой наиболее растянутой продольной арматуры:

- Площадь ненапрягаемой растянутой арматуры $A_s$ = 1,6 см $^2$ = 1,6 / 10000 = 0,00016 м $^2$;

Площадь ненапрягаемой сжатой или наименее растянутой продольной арматуры:

- Площадь ненапрягаемой сжатой арматуры $A'_s$ = 0,57 см $^2$ = 0,57 / 10000 = 0,000057 м $^2$;

Размеры сечения:

- Высота сечения h = 20 см = 20 / 100 = 0,2 м;

- Ширина прямоугольного сечения b = 20 см = 20 / 100 = 0,2 м;

Размеры элемента:

- Длина элемента или расстояние между точками закрепления l = 300 см = 300 / 100 = 3 м;

Усилия:

- Изгибающий момент M = 0,5 тс м = 0,5 / 101,97162123 = 0,00490333 МН м;

- Продольная сила N = 11 тс = 11 / 101,97162123 = 0,10787315 МН;

- Изгибающий момент от постоянной и длительной нагрузки $M_l$ = 0,3 тс м = 0,3 / 101,97162123 = 0,002942 МН м;

- Продольная сила от постоянной и длительной нагрузки $N_l$ = 12 тс = 12 / 101,97162123 = 0,1176798 МН;

*Результаты расчета*:

1) Расчетное сопротивление бетона

Бетон - тяжелый.

Нормативное значение сопротивления бетона осевому сжатию для предельных состояний первой группы принимается по табл. 6.7 СП 63.13330 $R_{bn}$ = 11 МПа .

Нормативное значение сопротивления бетона осевому растяжению для предельных состояний первой группы принимается по табл. 6.7 СП 63.13330 $R_{btn}$ = 1,1 МПа .

Расчетное сопротивление бетона осевому сжатию принимается по табл. 6.8 СП 63.13330 $R_b$ = 8,5 МПа .

Расчетное сопротивление бетона осевому растяжению принимается по табл. 6.8 СП 63.13330 $R_{bt}$ = 0,75 МПа .

2) Учет особенностей работы бетона в конструкции

Расчет на действие нагрузок - постоянных, длительных и кратковременных.

Коэффициент условия работы бетона, учитывающий длительность действия нагрузки:

$\gamma_{b1} = 1$ .

Конструкция бетонируется - в вертикальном положении.

Высота слоя бетонирования - не более 1,5 м.

Коэффициент условия работы бетона, учитывающий попеременное замораживание и оттаивание бетона:
$\gamma_{b3} = 1$ .

Коэффициент условия работы бетона, учитывающий характер разрушения бетонных конструкций:
$\gamma_{b4} = 1$ .

Для надземной конструкции, при расчетной температуре наружного воздуха в зимний период не менее -40 град.:

Коэффициент условия работы бетона, учитывающий влияние попеременного замораживания и оттаивания:
$\gamma_{b5} = 1$ .

Группа предельных состояний - первая.

Конструкция - железобетонная.

Сейсмичность площадки строительства - не более 6 баллов.

Коэффициент условия работы по п. 2.14 СНиП II-7-81 "Строительство в сейсмических районах":
$m_{kp} = 1$ .

Расчетное сопротивление бетона осевому сжатию при $m_{kp} = 1$:
$R_b = \gamma_{b1}\ \gamma_{b3}\ \gamma_{b4}\ \gamma_{b5}\ R_b\ =$

$= 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 8{,}5 = 8{,}5$ МПа .

Расчетное сопротивление бетона осевому сжатию:

$R_b = m_{kp}\ \gamma_{b1}\ \gamma_{b3}\ \gamma_{b4}\ \gamma_{b5}\ R_b =$

$= 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 8{,}5 = 8{,}5$ МПа .

Расчетное сопротивление бетона осевому растяжению при расчете на действие поперечных сил:

$R_{bt} = \gamma_{b1}\ R_{bt} = 1 \cdot 0{,}75 = 0{,}75$ МПа .

Расчетное сопротивление бетона осевому растяжению:

$R_{bt} = m_{kp}\ \gamma_{b1}\ R_{bt} = 1 \cdot 1 \cdot 0{,}75 = 0{,}75$ МПа .

3) Определение значения начального модуля упругости бетона

Начальный модуль упругости принимается по табл. 6.11 СП 63.13330 $E_b$ = 24000 МПа .

4) Расчетные значения прочностных характеристик арматуры

Вводится - класс арматуры.

Предварительное напряжение арматуры - отсутствует.

Класс ненапрягаемой продольной арматуры - А500.

Расчетное сопротивление продольной арматуры растяжению:

$R_s = 435$ МПа .

Расчетное сопротивление ненапрягаемой арматуры сжатию (для арматуры В500, А600):

$R_{sc} = 400$ МПа .

Поперечная арматура - не рассматривается в данном расчете.

Расчетное сопротивление продольной арматуры растяжению:

$R_s = m_{kp} R_s = 1 \cdot 435 = 435$ МПа .

Расчетное сопротивление ненапрягаемой арматуры сжатию (для арматуры В500, А600):

$R_{sc} = m_{kp} R_{sc} = 1 \cdot 400 = 400$ МПа .

Коэффициент надежности по арматуре:

$\gamma_s = 1{,}15$ .

Нормативное значение сопротивления ненапрягаемой арматуры растяжению :

$R_{s,\,n} = m_{kp}\, \gamma_s R_s = 1 \cdot 1{,}15 \cdot 435 = 500{,}25$ МПа .

Нормативное значение сопротивления ненапрягаемой арматуры осевому сжатию:

$R_{sc,\,n} = m_{kp}\, \gamma_s R_{sc} = 1 \cdot 1{,}15 \cdot 400 = 460$ МПа .

5) Значение модуля упругости арматуры

Модуль упругости ненапрягаемой арматуры:

$E_s = 200000$ МПа .

6) Расчет внецентренно-сжатых элементов прямоугольного (круглого) сечения с усилением путем устройства внешнего армирования из композитных материалов

В соответствии с п. 4.10 при усилении сжатых конструкций минимально допустимый фактический класс бетона по прочности на сжатие существующей конструкции, усиливаемой внешним армированием из композитных материалов, должен составлять не менее В10.

$B \geqslant 10$ МПа - условие выполнено .

7) Определение значения начального модуля упругости бетона

Начальный модуль упругости принимается по табл. 6.11 СП 63.13330 $E_b$ = 24000 МПа .

8) Определение расчетной длины внецентренно-сжатого элемента

Элемент - с шарнирным опиранием на двух концах.

Расчетная длина элемента:

$l_o = l = 3$ м = 300 см .

Сечение колонны - прямоугольное.

Коэффициент приведения ненапрягаемой арматуры к бетону:

$\alpha_s = E_s/E_b = 200000/24000 = 8,33333333$ .

Рабочая высота сечения:

$h_o = h\text{-}a_s = 0,2\text{-}0,03 = 0,17$ м = 17 см .

$h'_o = h_o = 0,17$ м = 17 см .

Расстояние от наиболее сжатого волокна в бетоне до центра тяжести приведенного сечения:

$y_c = h/2 = 0,2/2 = 0,1$ м = 10 см .

Расстояние от наиболее растянутого волокна бетона до центра тяжести приведенного сечения:

$y_t = y_c = 0,1$ м = 10 см .

Усиление внешним армированием из композитных материалов - в поперечном направлении.

Площадь сечения:

$A = b\,h-(4\,r^2-\pi\,r^2) =$

$= 0{,}2 \cdot 0{,}2-(4 \cdot 0{,}02^2-3{,}14159265 \cdot 0{,}02^2) = 0{,}03965664$ м$^2 = 396{,}57$ см$^2$.

Площадь сечения бетона:

$A_b = A - A'_s - A_s = 0{,}03965664-0{,}000057-0{,}00016 = 0{,}03943964$ м$^2 = 394{,}4$ см$^2$.

Площадь приведенного поперечного сечения:

$A_{red} = \alpha_s\,(A_s+A'_s)+A_b =$

$= 8{,}333333 \cdot (0{,}00016+0{,}000057)+0{,}03943964 = 0{,}04124797$ м$^2 = 412{,}48$ см$^2$.

Момент инерции бетонного сечения относительно центра тяжести приведенного сечения:

$I = b\,h^3/12+r^2\,(1{,}785\,h^2-3{,}81\,r\,h+2{,}59\,r^2) =$

$= 0{,}2 \cdot 0{,}2^3/12+0{,}02^2 \cdot (1{,}785 \cdot 0{,}2^2-3{,}81 \cdot 0{,}02 \cdot 0{,}2+2{,}59 \cdot 0{,}02^2) = 0{,}00015621$ м$^4 =$ $15621$ см$^4$.

Радиус инерции сечения:

$i = \sqrt{I\ /A} = \sqrt{0{,}00015621/0{,}03965664} = 0{,}06276195$ м $= 6{,}28$ см.

В соответствии с п. 6.2.12 в начальном эксцентриситете приложения продольной силы следует учитывать случайный эксцентриситет, принимаемый по СП 63.13330.

9) Определение эксцентриситета

Случайный эксцентриситет:

$e_a = \max(l/600\ ;\ h/30\ ;\ 0{,}01) = \max(3/600;0{,}2/30;0{,}01) = 0{,}01$ м $= 1$ см.

Элемент - статически неопределимой конструкции.

Эксцентриситет продольной силы относительно центра тяжести приведенного сечения:

$e_o = M/N = 0,00490333/0,1078731 = 0,04545461$ м = 4,55 см .

Т.к. $e_o = 0,04545461$ м = 4,545461 см $\geqslant e_a = 0,01$ м = 1 см :

для элементов статически неопределимых конструкций значение эксцентриситета продольной силы относительно центра тяжести приведенного сечения принимают равным значению эксцентриситета, полученного из статического расчета и не менее $e_a$

10) Продолжение расчета по п. 6.2.11 СП 164.1325800.2014

Т.к. $h/b = 0,2/0,2 = 1 < 1,5$ м = 150 см :

Необходимо усиление железобетонных элементов путем устройства внешнего армирования из композитных материалов.

Расчетное значение модуля упругости композитного материала:
$E_f = E_{f,\,n} = 35000$ МПа .

11) Значение принято для композитного материала состоящего из углекомпозита.

Вид композитного материала - тканый материал.

Условия эксплуатации конструкции - на открытом воздухе.

Коэффициент условий работы, зависящий от типа композитного материала и условий эксплуатации конструкции:
$\gamma_{f1} = 0,8$ .

Значение принято для композитного материала состоящего из углекомпозита.

Коэффициент надежности по композитному материалу:
$\gamma_f = 1,2$ .

Коэффициент условий работы композитного материала принимается равным 1

Коэффициент условий работы композитного материала, учитывающий сцепление композитного материала с бетоном:

$\gamma_{f2} = 1$ .

$R_f = \gamma_{f1} \gamma_{f2} R_{f,n}/\gamma_f =$

$= 0,8 \cdot 1 \cdot 470/1,2 = 313,33333333$ МПа (формула (5.1); п. 5.2.5 ).

Предельное значение относительной деформации композитных материалов системы внешнего армирования:

$\varepsilon_{f,ult} = R_f/E_f = 313,3333/35000 = 0,00895238$ (формула (5.4); п. 5.2.5 ).

12) Расчет внецентренно-сжатых элементов, усиленных внешним армированием из композитных материалов в поперечном направлении

$r \geqslant 0,02$ м = 2 см - условие выполнено .

13) Продолжение расчета по п. 6.2.15 СП 164.1325800.2014

Площадь охваченного обоймой поперечного сечения бетона:

$A_b = A = 0,03965664$ м $^2 = 396,57$ см $^2$ .

Коэффициент эффективности обоймы:

$k_{ef} = 1-((b-2\,r)^2+(h-2\,r)^2)/(2\,b\,h) =$

$= 1-((0,2-2 \cdot 0,02)^2+(0,2-2 \cdot 0,02)^2)/(2 \cdot 0,2 \cdot 0,2) = 0,36$ (формула (6.24); п. 6.2.15 ).

Ширина композитного материала:

$b_f = 2\,(b-2\,r+h-2\,r)+2\,\pi\,r =$

$= 2 \cdot (0,2-2 \cdot 0,02+0,2-2 \cdot 0,02)+2 \cdot 3,14159265 \cdot 0,02 = 0,76566371$ м = 76,57 см .

Площадь поперечного сечения внешней арматуры из композитных материалов:

$A_f = n\ t_f\ b_f = 2 \cdot 0{,}0009 \cdot 0{,}7656637 = 0{,}00137819$ м $^2 = 13{,}78$ см $^2$ .

Коэффициент армирования композитного материала:

$\mu_f = A_f / A_b = 0{,}00137819/0{,}03965664 = 0{,}03475307$ (формула (6.26); п. 6.2.15 ).

Вид обойм - сплошные.

Расстояние между отдельными витками обоймы:

$s'_w = 0$ м .

Коэффициент, учитывающий наличие разрывов по высоте обоймы:

$k_e = 1$ .

Расчетные значения сопротивления бетона сжатию в осевом направлении:

$R_{b3} = R_b + k_{ef}\ k_e\ R_f\ \mu_f =$

$= 8{,}5 + 0{,}36 \cdot 1 \cdot 313{,}3333 \cdot 0{,}03475307 = 12{,}42014588$ МПа (формула (6.23); п. 6.2.15 ).

Шаг наклейки в свету элементов усиления из композитного материала:

$s_f = s'_w = 0$ м .

Для сжатых конструкций проверка конструктивных требований для шага наклейки в свету не выполняется в соответствии с п. 8.23.

14) Определение коэффициента, учитывающего влияние прогиба при расчете конструкций по недеформированной схеме

Коэффициент:

$\delta_e = e_o/h = 0{,}04545461/0{,}2 = 0{,}22727305$ .

Рабочая высота сечения:

$h_o = h-a_s = 0,2-0,03 = 0,17$ м $= 17$ см .

$h'_o = h_o = 0,17$ м $= 17$ см .

Т.к. $l_o/i = 3/0,06276195 = 47,79966206 > 14$ :

Момент инерции всей продольной арматуры относительно центра тяжести сечения элемента:

$I_s = A_s (y_t-a_s)^2+A'_s (y_c-a'_s)^2 =$

$= 0,00016 \cdot (0,1-0,03)^2+0,000057 \cdot (0,1-0,03)^2 = 0,00000106$ м$^4 = 106$ см$^4$ .

Момент относительно центра арматуры As от полной нагрузки:

$M_1 = abs(M)+N (y_t-a_s) =$

$= abs(0,00490333)+0,1078731 \cdot (0,1-0,03) = 0,01245445$ МН м $= 1,27$ тс м .

Момент относительно центра арматуры As от постоянных и длительных нагрузок:

$M_{l1} = abs(M_l)+N_l (y_t-a_s) =$

$= abs(0,002942)+0,1176798 \cdot (0,1-0,03) = 0,01117959$ МН м $= 1,14$ тс м .

Коэффициент, учитывающий влияние длительности действия нагрузки:

$\varphi_l = 1+M_{l1}/M_1 = 1+0,01117959/0,01245445 = 1,89763819$ .

$k_b = 0,15/(\varphi_l (0,3+\delta_e)) = 0,15/(1,897638 \cdot (0,3+0,227273)) = 0,14991406$ .

$k_s = 0,7$ .

Изгибная жесткость:

$D = k_b E_b I +k_s E_s I_s =$

$= 0,1499141 \cdot 24000 \cdot 0,00015621+0,7 \cdot 200000 \cdot 0,00000106 = 0,71043396$ МН м$^2 =$ $72,44$ тс м$^2$ .

Т.к. $l_o/i = 3/0,06276195 = 47,79966206 > 14$ :

Критическая сила:

$N_{cr} = \pi^2 D/l_o^2 = 3,14159265^2 \cdot 0,710434/3^2 = 0,77907806$ МН = 79,44 тс .

$N = 0,1078731$ МН = 10,99999489 тс < $N_{cr} = 0,7790781$ МН = 79,44385692 тс - условие выполнено .

Коэффициент, учитывающий влияние прогиба:

$\eta = 1/(1-N/N_{cr}) = 1/(1-0,1078731/0,7790781) = 1,16071558$ .

15) Продолжение расчета по п. 6.2.13 СП 164.1325800.2014

Эксцентриситет:

$e = e_o \eta+(h_o-a'_s)/2 =$

$= 0,04545461 \cdot 1,160716+(0,17-0,03)/2 = 0,12275989$ м = 12,28 см (формула (6.18); 6.2.13 ).

Относительная деформация растянутой арматуры:

$\varepsilon_{s, el} = R_s/E_s = 435/200000 = 0,002175$ .

Относительная деформация бетона:

$\varepsilon_{b2} = 0,0035$ .

16) Продолжение расчета по п. 8.1.6 СП 63.13330 СП 164.1325800.2014

Характеристика сжатой зоны бетона:

$\omega = 0,8$ .

17) Продолжение расчета по п. 6.2.16 СП 164.1325800.2014

$\varepsilon_{b3} = \varepsilon_{b2}+2 \mu_f R_{f, n}/E_b =$

$= 0,0035+2 \cdot 0,03475307 \cdot 470/24000 = 0,00486116$ (формула (6.31); п. 6.2.16 ).

Граничное значение относительной высоты сжатой зоны, вычисляемое с учетом объемного напряженного состояния бетона:

$\xi_{R3} = \omega/(1+\varepsilon_{s,\,el}/\varepsilon_{b3}) =$

$= 0,8/(1+0,002175/0,00486116) = 0,55270602$ (формула (6.30); п. 6.2.16 ).

Высота сжатой зоны:

$x = (N + R_S A_S - R_{SC} A'_S)/(R_{b3} b) =$

$= (0,1078731+435 \cdot 0,00016-400 \cdot 0,000057)/(12,42015 \cdot 0,2) = 0,062267$ м = 6,23 см (формула (6.28); п. 6.2.16 ).

Относительная высота сжатой зоны:

$\xi = x/h_o = 0,062267/0,17 = 0,36627647$ .

Т.к. $\xi = 0,3662765 \leqslant \xi_{R3} = 0,552706$ :

Предельное значение продольной силы:

$N_{ult} = (R_{b3} b x (h_o-0,5 x)+R_{SC} A'_S (h_o-a'_S))/e =$

$= (12,42015 \cdot 0,2 \cdot 0,062267 \cdot (0,17-0,5 \cdot 0,062267)+400 \cdot 0,000057 \cdot (0,17-0,03))/0,1227599 = 0,20096881$ МН = 20,49 тс .

$N \cdot e = 0,1078731 \cdot 0,1227599 = 0,01324249$ МН м = 1,35035827 тс м $\leqslant R_{b3} b x (h_o-0,5 x)+R_{SC} A'_S (h_o-a'_S) = 12,42015 \cdot 0,2 \cdot 0,062267 \cdot (0,17-0,5 \cdot 0,062267)+400 \cdot 0,000057 \cdot (0,17-0,03) = 0,02467091$ МН м = 2,51573284 тс м - условие выполнено (формула (6.27); п. 6.2.16 ).

**Вывод: прочность железобетонного сечения с учетом внешнего армирования холстом составляет 2,52 тс м**

## Приложение Д Пример расчета усиления изгибаемой железобетонной конструкции сетками

Требуется определить прочность железобетонного прямоугольного сечения элемента, усиленного композитным материалом - сеткой

*Информация о расчет е*:

Расчет выполнен в соответствии с: п.п. 6.1.11 СП 63.13330;6.1.12 СП 63.13330;6.2.8 СП 63.13330;6.2.12 СП 63.13330;6.1.15 СП 63.13330;5.2.5;6.2.4;6.2.6 СП 164.1325800.2014 Усиление железобетонных конструкций композитными материалами;

Дата выполнения расчета: 14.06.2017 12:27:41;

*Исходные данные*:

Дополнительные характеристики композитных материалов:

- Число слоев композитных материалов $n = 1$ ;
- Ширина композитного материала $b_f = 20$ см $= 20 / 100 = 0,2$ м;

Характеристики композитных материалов:

- Толщина композитного материала $t_f = 1$ мм;
- Нормативное значение сопротивления растяжению композитного материала $R_{f,n} = 3200$ МПа;
- Нормативное значение модуля упругости композитного материала $E_{f,n} = 229000$ МПа;

Защитный слой:

- Расстояние от равнодействующей усилий в арматуре S до грани сечения $a_s = 3$ см $= 3 / 100 = 0,03$ м;

Размеры сечения:

- Высота сечения h = 35 см = 35 / 100 = 0,35 м;
- Ширина прямоугольного сечения b = 20 см = 20 / 100 = 0,2 м;

Усилия:

- Изгибающий момент M = 4,0 тс м = 4,0 / 101,97162123 = 0,03923 МН м;

*Результаты расчета*:

Расчетное сопротивление бетона

Бетон - тяжелый.

Нормативное значение сопротивления бетона осевому сжатию для предельных состояний первой группы принимается по табл. 6.7 СП 63.13330 $R_{bn}$ = 11 МПа .

Нормативное значение сопротивления бетона осевому растяжению для предельных состояний первой группы принимается по табл. 6.7 СП 63.13330 $R_{btn}$ = 1.1 МПа .

Расчетное сопротивление бетона осевому сжатию принимается по табл. 6.8 СП 63.13330 $R_b$ = 8.5 МПа .

Расчетное сопротивление бетона осевому растяжению принимается по табл. 6.8 СП 63.13330 $R_{bt}$ = 0.75 МПа .

Учет особенностей работы бетона в конструкции

Расчет на действие нагрузок - постоянных, длительных и кратковременных.

Коэффициент условия работы бетона, учитывающий длительность действия нагрузки:

$\gamma_{b1} = 1$ .

Конструкция бетонируется - в горизонтальном положении.

Коэффициент условия работы бетона, учитывающий попеременное замораживание и оттаивание бетона:

$\gamma_{b3} = 1$ .

Коэффициент условия работы бетона, учитывающий характер разрушения бетонных конструкций:

$\gamma_{b4} = 1$ .

Для надземной конструкции, при расчетной температуре наружного воздуха в зимний период не менее -40 град.:

Коэффициент условия работы бетона, учитывающий влияние попеременного замораживания и оттаивания:

$\gamma_{b5} = 1$ .

Группа предельных состояний - первая.

Конструкция - железобетонная.

Сейсмичность площадки строительства - не более 6 баллов.

Коэффициент условия работы по п. 2.14 СНиП II-7-81 "Строительство в сейсмических районах":

$m_{kp} = 1$ .

Расчетное сопротивление бетона осевому сжатию при $m_{kp} = 1$:

$R_b = \gamma_{b1}\ \gamma_{b3}\ \gamma_{b4}\ \gamma_{b5}\ R_b\ =$

$= 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 8{,}5 = 8{,}5$ МПа .

Расчетное сопротивление бетона осевому сжатию:

$R_b = m_{kp}\ \gamma_{b1}\ \gamma_{b3}\ \gamma_{b4}\ \gamma_{b5}\ R_b\ =$

$= 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 8{,}5 = 8{,}5$ МПа .

Расчетное сопротивление бетона осевому растяжению при расчете на действие поперечных сил:

$R_{bt} = \gamma_{b1}\ R_{bt}\ = 1 \cdot 0{,}75 = 0{,}75$ МПа .

Расчетное сопротивление бетона осевому растяжению:

$R_{bt} = m_{kp}\ \gamma_{b1}\ R_{bt}\ = 1 \cdot 1 \cdot 0{,}75 = 0{,}75$ МПа .

Расчетные значения прочностных характеристик арматуры

Вводится - класс арматуры.

Предварительное напряжение арматуры - отсутствует.

Класс ненапрягаемой продольной арматуры - А500.

Расчетное сопротивление продольной арматуры растяжению:

$R_s = 435$ МПа .

Расчетное сопротивление ненапрягаемой арматуры сжатию (для арматуры В500, А600):

$R_{sc} = 400$ МПа .

Поперечная арматура - не рассматривается в данном расчете.

Расчетное сопротивление продольной арматуры растяжению:

$R_s = m_{kp}\ R_s = 1 \cdot 435 = 435$ МПа .

Расчетное сопротивление ненапрягаемой арматуры сжатию (для арматуры B500, A600):

$R_{sc} = m_{kp} R_{sc} = 1 \cdot 400 = 400$ МПа .

Коэффициент надежности по арматуре:

$\gamma_s = 1{,}15$ .

Нормативное значение сопротивления ненапрягаемой арматуры растяжению :

$R_{s,\,n} = m_{kp} \gamma_s R_s = 1 \cdot 1{,}15 \cdot 435 = 500{,}25$ МПа .

Нормативное значение сопротивления ненапрягаемой арматуры осевому сжатию:

$R_{sc,\,n} = m_{kp} \gamma_s R_{sc} = 1 \cdot 1{,}15 \cdot 400 = 460$ МПа .

Значение модуля упругости арматуры

Модуль упругости ненапрягаемой арматуры:

$E_s = 200000$ МПа .

Определение значения начального модуля упругости бетона

Начальный модуль упругости принимается по табл. 6.11 СП 63.13330 $E_b$ = 24000 МПа .

Определение расчетного значения сопротивления растяжению

Расчетное значение модуля упругости композитного материала:

$E_f = E_{f,\,n} = 229000$ МПа .

Значение принято для композитного материала состоящего из углекомпозита.

Вид композитного материала - тканый материал.

Условия эксплуатации конструкции - на открытом воздухе.

Коэффициент условий работы, зависящий от типа композитного материала и условий эксплуатации конструкции:

$\gamma_{f1} = 0,8$ .

Продолжение расчета по п. 5.2.5 СП 164.1325800.2014

Значение принято для композитного материала состоящего из углекомпозита.

Коэффициент надежности по композитному материалу:

$\gamma_f = 1,2$ .

Коэффициент условий работы композитного материала принимается равным 1

Коэффициент условий работы композитного материала, учитывающий сцепление композитного материала с бетоном:

$\gamma_{f2} = 1$ .

$R_f = \gamma_{f1} \gamma_{f2} R_{f, n}/\gamma_f =$

$= 0,8 \cdot 1 \cdot 3200/1,2 = 2133,33333$ МПа (формула (5.1); п. 5.2.5 ).

Предельное значение относительной деформации композитных материалов системы внешнего армирования:

$\varepsilon_{f, ult} = R_f/E_f = 2133,333/229000 = 0,00932$ (формула (5.4); п. 5.2.5 ).

Коэффициент условий работы композитного материала, учитывающий сцепление композитного материала с бетоном:

$\gamma_{f2} = 1/(2,5\ \varepsilon_{f, ult}) \sqrt{R_b/(n\ E_f\ t_f)} =$

$= 1/(2,5 \cdot 0,00932) \cdot \sqrt{8,5/(1 \cdot 229000 \cdot 1)} = 0,26148$ (формула (5.2); п. 5.2.5 ).

Расчетное значение сопротивления растяжению на действие непродолжительных нагрузок

Расчетное значение сопротивления растяжению композитного материала:
$R_f = \gamma_{f1}\ \gamma_{f2}\ R_{f,\,n}/\gamma_f =$
$= 0,8 \cdot 0,26148 \cdot 3200/1,2 = 557,824$ МПа (формула (5.1); п. 5.2.5 ).

Предельное значение относительной деформации композитных материалов системы внешнего армирования:
$\varepsilon_{f,\,ult} = R_f/E_f = 557,824/229000 = 0,00244$ (формула (5.4); п. 5.2.6 ).

Определение значений начальной относительной деформации стальной арматуры и начальной относительной деформации сжатого бетона изгибаемых элементов

В соответствии с п. 4.10 при усилении изгибаемых конструкций минимально допустимый фактический класс бетона по прочности на сжатие существующей конструкции, усиливаемой внешним армированием из композитных материалов, должен составлять не менее В15.

$B \geqslant 15$ МПа - условие выполнено .

Начальный модуль упругости принимается по табл. 6.11 СП 63.13330 $E_b =$ 24000 МПа .

Приведенное значение толщины защитного слоя растянутой арматуры:
$a = E_s A_s a_s/(E_s A_s) = 200000 \cdot 0,00023 \cdot 0,03/(200000 \cdot 0,00023) = 0,03$ м = 3 см .

Приведенное значение толщины защитного слоя сжатой арматуры:
$a' = 0$ м .

Рабочая высота сечения:

$h_o = h-a = 0,35-0,03 = 0,32$ м $= 32$ см .

Определение характеристик приведенного сечения

Коэффициент приведения ненапрягаемой арматуры к бетону:

$\alpha_s = E_s/E_b = 200000/24000 = 8,33333$ .

$h'_o = h-a'_s = 0,35-0 = 0,35$ м $= 35$ см .

Сечение - прямоугольное.

Площадь сечения:

$A = b\,h = 0,2 \cdot 0,35 = 0,07$ м$^2 = 700$ см$^2$ .

Статический момент бетонного сечения относительно наиболее растянутого волокна:

$S_t = b\,h^2/2 = 0,2 \cdot 0,35^2/2 = 0,01225$ м$^3 = 12250$ см$^3$ .

Площадь сечения бетона:

$A_b = b\,h-A'_s-A_s = 0,2 \cdot 0,35-0-0,00023 = 0,06977$ м$^2 = 697,7$ см$^2$ .

Площадь приведенного поперечного сечения:

$A_{red} = \alpha_s\,(A_s+A'_s)+A_b = 8,33333 \cdot (0,00023+0)+0,06977 = 0,07169$ м$^2 = 716,9$ см$^2$ .

Статический момент приведенного сечения относительно наиболее растянутого волокна:

$S_{t,\,red} = (\alpha_s-1)\,(A_s\,a_s+A'_s\,(h-a'_s))+b\,h^2/2 =$

$= (8,33333-1) \cdot (0,00023 \cdot 0,03+0 \cdot (0,35-0))+0,2 \cdot 0,35^2/2 = 0,0123$ м$^3 = 12300$ см$^3$ .

Координата центра тяжести расчетного контура:

$y_o = S_{t,\,red}/A_{red} = 0,0123/0,07169 = 0,17157$ м $= 17,16$ см .

Расстояние от наиболее растянутого волокна бетона до центра тяжести приведенного сечения:

$y_t = y_o = 0,17157$ м = 17,16 см .

Расстояние от наиболее сжатого волокна в бетоне до центра тяжести приведенного сечения:

$y_c = h-y_t = 0,35-0,17157 = 0,17843$ м = 17,84 см .

$y_s = y_o-a_s = 0,17157-0,03 = 0,14157$ м = 14,16 см .

$y'_s = h-a_s-a'_s-y_s = 0,35-0,03-0-0,14157 = 0,17843$ м = 17,84 см .

Момент инерции бетонного сечения относительно центра тяжести приведенного сечения:

$I = b\ h^3/12+A\ (h/2-y_t)^2 =$

$= 0,2 \cdot 0,35^3/12+0,07 \cdot (0,35/2-0,17157)^2 = 0,00072$ м $^4$ = 72000 см $^4$ .

Определение момента образования трещин

Расчетное значение сопротивления бетона осевому сжатию для предельных состояний второй группы:

$R_{b,\ ser} = R_{bn} = 11$ МПа .

Расчетное значение сопротивления бетона осевому растяжению для предельных состояний второй группы:

$R_{bt,\ ser} = R_{btn} = 1,1$ МПа .

Момент инерции площадей сечения растянутой арматуры:

$I_s = A_s\ (h-a_s-y_c)^2 = 0,00023 \cdot (0,35-0,03-0,17843)^2 = 0,00000461$ м $^4$ = 461 см $^4$ .

Момент инерции приведенного поперечного сечения:

$I_{red} = I\ + I_s\ (\alpha_s-1)+I'_s\ (\alpha_s-1) =$

$= 0,00072+0,00000461 \cdot (8,33333-1)+0 \cdot (8,33333-1) = 0,00075$ м $^4 = 75000$ см $^4$ .

Упругий момент сопротивления приведенного сечения:

$W_{red} = I_{red}/y_t = 0,00075/0,17157 = 0,00437$ м $^3 = 4370$ см $^3$ .

Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до ядровой точки, наиболее удаленной от расстянутой зоны:

$e_x = W_{red}/A_{red} = 0,00437/0,07169 = 0,06096$ м $= 6,1$ см .

Момент образования трещин определяется - с учетом неупругих деформаций.

Упругопластический момент сопротивления сечения:

$W_{pl} = 1,3\ W_{red} = 1,3 \cdot 0,00437 = 0,00568$ м $^3 = 5680$ см $^3$ .

Изгибающий момент, воспринимаемый нормальным сечением элемента при образовании трещин:

$M_{crc} = R_{bt,\ ser}\ W_{pl} = 1,1 \cdot 0,00568 = 0,00625$ МН м $= 0,64$ тс м .

Т.к. $M = 0,03923$ МН м $= 4,00035$ тс м $> M_{crc} = 0,00625$ МН м $= 0,63732$ тс м :

Трещины образуются.

Жесткость железобетонного элемента на участках с трещинами в растянутой зоне при кратковременном действии нагрузки

Предварительно определяют коэффициент $\psi_s$ по формуле (8.137) п. 8.2.18 СП 63.13330.

Определение коэффициента $\psi_s$

Деформации в арматуре - не заданы.

Определение напряжений в растянутой арматуре

Принимаемая относительная деформация бетона:

$\varepsilon_{b1,\,red} = 0{,}0015$ .

Расчетное значение сопротивления бетона осевому сжатию для предельных состояний второй группы:

$R_{b,\,ser} = R_{bn} = 11$ МПа .

Приведенный модуль деформации сжатого бетона:

$E_{b,\,red} = R_{b,\,ser}/\varepsilon_{b1,\,red} = 11/0{,}0015 = 7333{,}33333$ МПа .

Коэффициент приведения сжатой арматуры к бетону:

$\alpha_{s1} = E_s/E_{b,\,red} = 200000/7333{,}333 = 27{,}27273$ .

Напряжения в растянутой арматуре определяются при $\alpha_{s2} = \alpha_{s1}$

При этом принимается для изгибаемых элементов $y_c = x_m$ - высота сжатой зоны бетона, определяемая по п. 8.2.28 СП 63.13330.

Коэффициент приведения растянутой арматуры к бетону:

$\alpha_{s2} = \alpha_{s1} = 27{,}27273$ .

Определение средней высоты сжатой зоны для изгибаемых элементов

Коэффициент армирования:

$\mu_s = A_s/(b\,h_o) = 0{,}00023/(0{,}2 \cdot 0{,}32) = 0{,}00359$ % .

Средняя высота сжатой зоны бетона:

$$x_m = h_o\left(\sqrt{(\mu_s\ \alpha_{s2})^2 + 2\ \mu_s\ \alpha_{s2}} - \mu_s\ \alpha_{s2}\right) =$$

$$= 0{,}32 \cdot \left(\sqrt{(0{,}00359 \cdot 27{,}27273)^2 + 2 \cdot 0{,}00359 \cdot 27{,}27273} - 0{,}00359 \cdot 27{,}27273\right) =$$

$0{,}1137$ м $= 11{,}37$ см .

Определение средней высоты сжатой зоны бетона

Расчет ведется по приближенной формуле (8.154 СП 63.13330).

Высота сжатой зоны изгибаемого элемента:

$x_M = x_m = 0,1137$ м $= 11,37$ см .

Расстояние от наиболее сжатого волокна до центра тяжести приведенного сечения без учета растянутой зоны:

$y_{cm} = x_m = 0,1137$ м $= 11,37$ см .

Момент инерции площадей сечения растянутой арматуры:

$I_s = A_s (h-a_s-y_{cm})^2 = 0,00023 \cdot (0,35-0,03-0,1137)^2 = 0,000009789$ м$^4 = 978,9$ см$^4$ .

Определение момента инерции сжатой зоны бетона

$I_b = b\, x_m^3/3 = 0,2 \cdot 0,1137^3/3 = 0,000097992$ м$^4 = 9799,2$ см$^4$ .

Площадь сечения бетона:

$A_b = b\, x_m = 0,2 \cdot 0,1137 = 0,02274$ м$^2 = 227,4$ см$^2$ .

Момент инерции приведенного поперечного сечения:

$I_{red} = I_b+I_s\, \alpha_{s2}+I'_s\, \alpha_{s1} =$

$= 0,000097992+0,000009789 \cdot 27,27273+0 \cdot 27,27273 = 0,000364965$ м$^4 = 36496,5$ см$^4$ .

Площадь приведенного поперечного сечения:

$A_{red} = A_b+A_s\, \alpha_{s2}+A'_s\, \alpha_{s1} =$

$= 0,02274+0,00023 \cdot 27,27273+0 \cdot 27,27273 = 0,02901$ м$^2 = 290,1$ см$^2$ .

Расстояние от наиболее сжатого волокна в бетоне до центра тяжести приведенного сечения:

$y_c = y_{cm} = 0,1137$ м $= 11,37$ см .

$\sigma_s = (M\ (h_o\text{-}y_c)/I_{red})\ \alpha_{s1} =$

$= (0{,}03923 \cdot (0{,}32\text{-}0{,}1137)/0{,}000364965) \cdot 27{,}27273 = 604{,}77653$ МПа .

Напряжения $\sigma_{s,\ crc}$ определяются при $M = M_{crc}$.

Напряжения в продольной растянутой арматуре в сечении с трещиной сразу после образования нормальных трещин:

$\sigma_{s,\ crc} = (M_{crc}\ (h_o\text{-}y_c)/I_{red})\ \alpha_{s1} =$

$= (0{,}00625 \cdot (0{,}32\text{-}0{,}1137)/0{,}000364965) \cdot 27{,}27273 = 96{,}35109$ МПа .

Т.к. $\sigma_s = 604{,}7766$ МПа $\geqslant \sigma_{s,\ crc} = 96{,}35109$ МПа :

Коэффициент, учитывающий неравномерное распределение относительных деформаций:

$\psi_s = 1\text{-}0{,}8\ \sigma_{s,\ crc}/\sigma_s = 1\text{-}0{,}8 \cdot 96{,}35109/604{,}7766 = 0{,}87255$ .

Значение модуля деформации сжатого бетона принимают по формуле (6.9) для нагрузок непродолжительного действия.

Определение приведенного модуля упругости при кратковременном действии нагрузки

Принимаемая относительная деформация бетона:

$\varepsilon_{b1,\ red} = 0{,}0015$ .

Приведенный модуль деформации сжатого бетона:

$E_{b,\ red} = R_{b,\ ser}/\varepsilon_{b1,\ red} = 11/0{,}0015 = 7333{,}33333$ МПа .

Коэффициент приведения сжатой арматуры к бетону:

$\alpha_{s1} = E_s/E_{b,\ red} = 200000/7333{,}333 = 27{,}27273$ .

Приведенный модуль деформации растянутой арматуры:

$E_{s,\ red} = E_s/\psi_s = 200000/0{,}87255 = 229213{,}2256$ МПа .

Коэффициент приведения растянутой арматуры к бетону:

$\alpha_{s2} = E_{s,\,red}/E_{b,\,red} = 229213{,}2/7333{,}333 = 31{,}25635$ .

Модуль деформации сжатого бетона:

$E_{b1} = E_{b,\,red} = 7333{,}333$ МПа .

Определение момента инерции приведенного сечения

Определение средней высоты сжатой зоны для изгибаемых элементов

Коэффициент армирования:

$\mu_s = A_s/(b\,h_o) = 0{,}00023/(0{,}2 \cdot 0{,}32) = 0{,}00359$ % .

Средняя высота сжатой зоны бетона:

$$x_m = h_o\,(\sqrt{(\mu_s\ \alpha_{s2})^2 + 2\ \mu_s\ \alpha_{s2}} - \mu_s\,\alpha_{s2}) =$$

$$= 0{,}32 \cdot (\sqrt{(0{,}00359 \cdot 31{,}25635)^2 + 2 \cdot 0{,}00359 \cdot 31{,}25635} - 0{,}00359 \cdot 31{,}25635) =$$

0,11988 м = 11,99 см .

Расстояние от наиболее сжатого волокна до центра тяжести приведенного сечения без учета растянутой зоны:

$y_{cm} = x_m = 0{,}11988$ м = 11,99 см .

Расстояние от наиболее сжатого волокна в бетоне до центра тяжести приведенного сечения:

$y_c = y_{cm} = 0{,}11988$ м = 11,99 см .

Определение момента инерции сжатой зоны бетона

$I_b = b\,x_m^{\,3}/3 = 0{,}2 \cdot 0{,}11988^{\,3}/3 = 0{,}000114855$ м$^4$ = 11485,5 см$^4$ .

Площадь сечения бетона:

$A_b = b\,x_m = 0{,}2 \cdot 0{,}11988 = 0{,}02398$ м$^2$ = 239,8 см$^2$ .

Момент инерции площадей сечения растянутой арматуры:

$I_s = A_s (h-a_s-y_{cm})^2 = 0,00023 \cdot (0,35-0,03-0,11988)^2 = 0,000009211$ м $^4 = 921,1$ см $^4$ .

Момент инерции приведенного поперечного сечения:

$I_{red} = I_b+I_s \alpha_{s2}+I'_s \alpha_{s1} =$

$= 0,000114855+0,000009211 \cdot 31,25635+0 \cdot 27,27273 = 0,000402757$ м $^4 = 40275,7$ см $^4$ .

Площадь приведенного поперечного сечения:

$A_{red} = A_b+A_s \alpha_{s2}+A'_s \alpha_{s1} =$

$= 0,02398+0,00023 \cdot 31,25635+0 \cdot 27,27273 = 0,03117$ м $^2 = 311,7$ см $^2$ .

Изгибная жесткость:

$D = E_{b1} I_{red} = 7333,333 \cdot 0,000402757 = 2,95355$ МН м $^2 = 301,18$ тс м $^2$ .

Высота сжатой зоны бетона:

$x_o = x_m = 0,11988$ м $= 11,99$ см .

Начальная относительная деформация сжатого бетона до усиления конструкции:

$\varepsilon\, ^o_b = M_o/(E_{b1} I_{red}) x_o =$

$= 0,03197/(7333,333 \cdot 0,000402757) \cdot 0,11988 = 0,0013$ (формула (6.4); п. 6.2.4 ).

Начальная относительная деформация стальной арматуры до усиления конструкции:

$\varepsilon\, ^o_s = M_o/(E_{b1} I_{red}) (h_o-x_o) =$

$= 0,03197/(7333,333 \cdot 0,000402757) \cdot (0,32-0,11988) = 0,00217$ (формула (6.3); п. 6.2.4 ).

$\varepsilon_{s2} = 0,015$ .

Начальные деформации растянутой грани сечения:

$\varepsilon\ ^{o}_{bt} = (\varepsilon\ ^{o}_{s}\ h + \varepsilon\ ^{o}_{b}\ a)/h_o =$

$= (0{,}00217 \cdot 0{,}35 + 0{,}0013 \cdot 0{,}03)/0{,}32 = 0{,}0025$ (формула (6.14); п. 6.2.10 ).

$R_f = 557{,}824$ МПа $\leqslant (\varepsilon_{s2} - \varepsilon\ ^{o}_{s})\ E_f = (0{,}015 - 0{,}00217) \cdot 229000 = 2938{,}07$ МПа - условие выполнено (формула (6.1); п. 6.2.10 ).

Определение граничной относительной высоты сжатой зоны

Характеристика сжатой зоны бетона:

$\omega = 0{,}8$ .

Относительная деформация бетона:

$\varepsilon_{b2} = 0{,}0035$ .

Граничная относительная высота сжатой зоны:

$\xi_{R,\ f} = \omega/(1 + (\varepsilon_{f,\ ult} + \varepsilon\ ^{o}_{b})/\varepsilon_{b2}) =$

$= 0{,}8/(1 + (0{,}00244 + 0{,}0013)/0{,}0035) = 0{,}38674$ (формула (6.2); п. 6.2.3 ).

Расчет изгибаемых элементов

Значение модуля упругости арматуры

Модуль упругости ненапрягаемой арматуры:

$E_s = 200000$ МПа .

Площадь поперечного сечения внешней арматуры из композитных материалов:

$A_f = n\ t_f\ b_f = 1 \cdot 0{,}001 \cdot 0{,}2 = 0{,}0002$ м $^2 = 2$ см $^2$ .

Приведенное значение толщины защитного слоя растянутой арматуры:

$a = R_s\ A_s\ a_s/(R_s\ A_s + R_f\ A_f) =$

$= 435 \cdot 0{,}00023 \cdot 0{,}03/(435 \cdot 0{,}00023 + 557{,}824 \cdot 0{,}0002) = 0{,}01418$ м $= 1{,}42$ см .

Приведенное значение толщины защитного слоя сжатой арматуры:

$a' = 0$ м .

Рабочая высота сечения:

$h_o = h\text{-}a = 0{,}35\text{-}0{,}01418 = 0{,}33582$ м = 33,58 см .

Высота сжатой зоны:

$x = (R_s\ A_s\text{-}R_{sc}\ A'_s+R_f\ A_f\ )/(R_b\ b\ ) =$

$= (435 \cdot 0{,}00023\text{-}400 \cdot 0+557{,}824 \cdot 0{,}0002)/(8{,}5 \cdot 0{,}2) = 0{,}12448$ м = 12,45 см

(формула (6.7); п. 6.2 ).

Относительная высота сжатой зоны:

$\xi = x/h = 0{,}12448/0{,}35 = 0{,}35566$ .

Т.к. $\xi = 0{,}35566 \leqslant \xi_{R,\ f} = 0{,}38674$; $x > 0$ м = 0 см :

Предельный изгибающий момент:

$M_{ult} = R_b\ b\ \ x\ (h_o\text{-}0{,}5\ x)+R_{sc}\ A'_s\ (h_o\text{-}a'_s)+R_f\ A_f\ \ a =$

$= 8{,}5 \cdot 0{,}2 \cdot 0{,}12448 \cdot (0{,}33582\text{-}0{,}5 \cdot 0{,}12448)+400 \cdot 0 \cdot (0{,}33582\text{-}0)+557{,}824 \cdot 0{,}0002 \cdot 0{,}01418 = 0{,}05948$ МН м = 6,07 тс м (формула (6.6); п. 6.2.7 ).

**Вывод: прочность железобетонного сечения с учетом внешнего армирования сеткой составляет 6.07 тс м**

## Библиография

1.Калинин А.А. Обследование, расчет и усиление зданий и сооружений.: Учеб. Пособие/АСВ. Москва, 2002,160с.

2. Рекомендации по восстановлению и усилению полносборных зданий полимеррастворами. / ТбилЗНИИЭП.-М.: Стройиздат, 1990,160с.

3. Онуфриев Н.М. Усиление железобетонных промышленных зданий и сооружений. Л. М. 1965,159с.

4. Рекомендации по усилению железобетонных конструкций зданий и сооружений./Харьковский ПромстройНИИпроект, Харьков, 1985.

5. Рекомендации по обеспечению долговечности и надежности строительных конструкций гражданских зданий из камня и бетона с помощью композитных материалов/ НИЛЭП ОИСИ.-М.: Стройиздат, 1988. 160с.

6. Положение по оценке состояния и содержания искусственных сооружений на железных дорогах Союза ССР. Утв. МПС 17.09.90г. М.: Транспорт. 1991, 28с.

7. Инструкция по проведению осмотров мостов и труб на автомобильных дорогах. ВСН 4 – 81. Утв. МАД 31.03.81. М.: 1990, 35с.

8. Круглов В.М., Устинов В.П., Бобылев К.Б., Бокарев С.А. Обеспечение надежности инженерных сооружений. Транспортное строительство, №1, 2003, с.13 – 14.

9. Шилин А.А. Стратегия ремонта железобетонных конструкций подземных сооружений с учетом их состояния и требуемого уровня надежности // Научное обоснование подземного строительства: Избранные труды ученых МГГУ. – М.: Изд-во Академии горных наук, 2001, с.301 – 344.

10. Шилин А.А., Павлов О.Н., Кириленко А.М. Эксплуатация и ремонт несущих конструкций тоннелей инженерных коммуникаций в г. Москве. В кн. Проблемы строительной геотехнологии. Строительство и эксплуатация подземных сооружений и шахт. – М.: МГГУ, 2000, с.102 – 116.

11. Капур К., Ламберсон Л. Надежность и проектирование систем. – М.: Мир,1980.

12. Shilin A.A., Kirilenko A.M., Pavlov O.N. (1998). Reliability-based maintenance of reinforced concrete structures in urban tunnels. *Proc. 2nd Intern. Conf. "Concrete under severe conditions – CONSEC –98"*, June 1998, Tromso, Norway, vol.2, E&FN Spon. London, N.Y., 1241 – 1250.

13. Kliger, H. Repair of parking structures, *FRP International*, Vol. 1V, Issue 4, autumn 1996, pp 3 – 4.

14. Alexander, J.G.S. and Cheng, J.J.R. Field application and studies of using CFRP sheets to strengthen concrete bridge girders. In: El-Badry, M. *Advanced composite materials in bridges and structures.* Canadian Society for Civil Engineering, Montreal,1996, pp465 –472.

15. German General Approval for the Strengthening of Reinforced Concrete Members by Externally Bonded CFRP laminates and also on the guidelines in the Rules for the Strengthening of Reinforced Concrete Members via External Bonding of Unidirectional Carbon Fiber Reinforced Polymer laminates, Draft Sept. 1998.

16. Van Gemert D., Vanden Bosch M. and Ladang C. Design method for strengthening reinforced concrete beams and plates, 2nd edition, 32-ST-17, K.U. Leuven, Belgium, 1990.

17. Meier U. Repair using advanced composites. Keynote lecture, Composite Construction-Conventional and Innovative, IABSE International conference, 16-18 September 1997, Innsbruck, Austria, pp. 113 – 124.

18. Bennett, R. Carbon fibre dangers compare with asbestos, *New Civil Engineer*, 20 July 2000, p10.

19. Mays, G.C. and Hutchinson, A.R. *Adhesives in civil engineering*, Cambridge, Cambridge University Press, 1992.

20. Triantafillou, T.C. and Deskovic, N. (1991), Innovative prestressing with FRP sheets: mechanics of short-term behavior. *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, 117(7), 1652 – 1672.

21. Triantafillou, T.C., Deskovic, N. and Deuring, M. (1992), Strengthening of concrete structures with prestressed fiber reinforced plastic sheets. *ACI Structural Journal*, **89**(3), pp235 – 244.

22. Blaschko, M. and Zilch, K. (1999), Rehabilitation of concrete structures with CFRP strips glued into slits. In *Proceedings of the 12th International Conference on Composite Materials*, Paris, July 5-9.

23. Александровская Л.Н., Афанасьев А.П., Лисов А.А. Современные методы обеспечения безотказности сложных технических систем: Учебник. – М.: Логос, 2001. – 208.: ил.

24. Баклашов И.В., Борисов В.Н. Проектирование и строительство горнотехнических зданий и сооружений. Строительные конструкции зданий и сооружений: Учеб. для вузов/ Под ред. И. В. Баклашова – М.: Недра, 1990. – 272с.

25. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции: Общий курс: Учеб. для вузов. – М.: Стройиздат, 1991. – 767 с.: ил.

26. Laura De Lorenzis, Brain Miller and Antonio Nanni. Bond of Fiber-Reinforced Polymer Laminates to Concrete. ACI Materials Journal, vol. 98 No 3, 2001, pp.256 – 264.

27. Методические рекомендации по расчету огнестойкости и огнесохранности железобетонных конструкций. – М.: ГУП «НИИЖБ», 2000 – 92с.

28. Bizindavyi, L. and Neale, K.W. Transfer lengths and bond strengths for composites bonded to concrete. ASCE Journal of Composites for Construction, 3(4), 1999, pp.153-160.

29. Zilch, K., Niedermeier, R. and Blaschko, M. Bericht uber versuche zum verstarken von betonbauteilen mit CFK (Test report on retrofitting concrete members with CFRP). Versuchsbericht Nr. 1310, 1998.

30. Blascko M., Nierdermeier R. and Zilch, K. Bond failure modes of flexural members strengthened with FRP. In Proceedings of Second International Conference on Composites in Infrastructures, Saadatmanesh, H. and Ehsani, M.R., eds., Tucson, Arizona, 1998, pp.315 – 327.

31. Jansze, W. Strengthening of reinforced concrete members in bending by externally bonded steel plates. PhD dissertation, TU Delft, The Netherlands.

32. Железобетонные и каменные конструкции: Учеб. для вузов/ Под ред. В.М. Бондаренко – М.: Высшая школа, 2002. – 876с.: ил.

33. Король Е.А. Трехслойные ограждающие железобетонные конструкции из легких бетонов и особенности их расчетов: Монография, /М.: Издательство АСВ, 2001. – 256с.

34. Triantafillou, T.C. and Antonopoulos, C.P. (2000), Design of concrete flexural members strengthened in shear with FRP. ASCE Journal of Composites for Construction, 4 (4), 198 – 205.

35. Khalifa, A., William, J., Nanni, A. and Abdel Aziz, M.I. Contribution of externally bonded FRP to shear capacity of RC flexural members. Journal of Composites for Construction, American Society of Civil Engineers, Vol. 2, No 4, November 1998, pp 195 – 202.

36. Maeda, T. at al. A study on bond mechanism of carbon fibre sheet. Proceedings of the Third Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Japan Concrete Institute, 1997, Vol. 1, pp 279 – 286.

37. Richart, F.E., Brandtzaeg, A. and Brown, R.L. A study of the failure of concrete under combined compressive stresses, Engineering Experimental Station, Bulletin No.185, 1928, University of Illinois.

38. Mander, J.B., Priestly, M.J.N. and Park, R. Theoretical stress-strain model for confined concrete, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 114, No. 8, 1998, pp 1804-1826.

39. Lilistone, D. and Jolly, C.K. An innovative form of reinforcement for concrete columns using advanced composites, The Structural Engineer, Vol. 78, No.23/24, 5 December 2000.

40. Arduini, M. et al. Il confinamento passivoo di elementi compressi in calcetruzzo con fogli di materiale composito, Industria Italiana del Cemento, 1999.

41. Seible, F., Burgueno, R., Abdallah, M.G. and Nuismer, R. Advanced composite carbon shell systems for bridge columns under seismic loads, Progress in research and practice. In Proceedings of National Seismic Conference on Bridges and Highways, San Diego, 1995.

42. Spoelstra, M.R. and Monti, G., FRP-confined concrete model. Journal of Composites for Construction. ASCE, 3(3), 1999, pp 143-150.

43. Matthys, S. Structural behavior and design of concrete members strengthened with externally bonded FRP reinforcement. Doctoral thesis, Gent University, 2000.

44. Triantafillou, T.C. Seismic retrofitting of structures using FRPs. Progress in Structural Engineering and Materials, 3(1), 2001.

45. Popovics, S. Numerical approach to the complete stress-strain relation for concrete. Cement and Concrete Research. Vol. 3(5), 1973, pp 583-599.

46. Saafi, M., Houssam, A., Toutanji and Zongjin, L.I. Behavior of concrete columns confined with fibre reinforced polymer tubes. ACI Materials Journal, Vol. 96, no. 4, 1999, pp 500-509.

47. Cuninghame, J.R., Jordan, R.W. and Assejev, A. Fibre reinforced plastic strengthening of bridge supports to resist vehicle impact. Project report, Transport Research Laboratory, Crowthorne, 1999.

48. Pantazopoulou, S.J. and Mills, R.H. Microstructural aspects of the mechanical response of plain concrete. ACI Materials Journal, 92(6), 1995, pp605-616.

49. Lillistone, D. Non-ferrous compositely reinforced concrete columns. PhD Thesis submitted to the University of Southampton, 2000.

50. Металлические конструкции в 3 т. Т.1.Элементы конструкций: Учеб. Для строит. вузов/В.В. Горев, Б.Ю. Уваров, В.В. Филиппов и др.; Под ред. В.В. Горева. – 2-е изд., перераб. И доп. – М.: Высш. школа, 2001. – 551с.: ил.

51. M.J.N. Priestley, F. Seible and G.M. Calvi: Seismic design and retrofit of bridges. 1996.

52. THE HIGHWAYS AGENCY. Advise Note BA 30/94, Strengthening of concrete highway bridges using externally bonded plates, London, Department of Transport, 1994.

53. Holzenkampfer, P. Ingenieurmodelle des verbundes geklebter bewehrung fur betonbauteile. TU Braunschweig, Germany, 1994.

54. Rostasy, F.S., Holzenkampfer, P. and Hankers, C. Geklebte Bewehrung fur die Verstarkung von Betonbauteilen. In Betonkalender, 1996, II, 547-576.

55. Yamaguchi, T., Nishimura, T. and Uomoto, T. Creep model of FRP rods based on fibre damaging rate. In Proceedings of 1st International Conference on Durability of Fibre Reinforced Polymer (FRP) Composites for Construction, Eds. B. Benmokrane and H. Rahman, Sherbrooke, Canada, 1998, 427-437.

56. Neubauer, U. and Rostasy, F. S. Design aspects of concrete structures strengthened with externally bonded CFRP-plates. In Concrete+Composites, Proceedings of the 7th International Conference on Structural Faults and Repair. 1997, 2, 109-118.

57. Roberts, T.M., Approximate analysis of shear and normal stress concentrations in the adhesive layer of plated RS beams. The Structural Engineer, 1989, 67(12), 229-233.

58. Deuring, M. Strengthening of RC with prestressed fiber reinforced plastic sheets. EMPA Research Report 224, Dubendorf, Switzerland (in German), 1993.

59. Blaschko, M. Strengthening with CFRP. Munchner Massivbau Seminar, TU Munchen (In German), 1997.

60. Niedermeier, R. Zugkraftdeckung bei klebearmierten bauteilen (Envelope line of tensile forces while using externally bonded reinforcement). TU Munchen (In German), 2000.

61. Y.L. Mo, D.C. Wong, and K. Maekawa. Seismic Performance of Hollow Bridge Columns. ACI Structural Journal, V. 100, No.3, May-June 2003.

gost.e-ecolog.ru