

МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ
ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«ДОНСКОЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»

Кафедра «Железобетонные и каменные конструкции»

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

для выполнения практических занятий
по дисциплине

«Усиление элементов зданий
композитными материалами»

ДЛЯ ОБУЧАЮЩИХСЯ ПО НАПРАВЛЕНИЮ ПОДГОТОВКИ
08.04.01 «Строительство»

Ростов-на-Дону
ДГТУ
2023

УДК 624.012.41(075)

Составители: П.П. Польской, Д.Р. Маилян

Методические указания для выполнения практических занятий по дисциплине «Усиление элементов зданий композитными материалами» для обучающихся по направлению подготовки 08.04.01 «Строительство» / сост. П.П. Польской, Д.Р. Маилян. – Ростов-на-Дону: Донской государственный технический университет, 2023, – 134 с.

В методических указаниях приводятся рекомендации реконструкции зданий и сооружений. Содержание указаний полностью соответствует рабочей учебной программе.

Предназначены для обучающихся по направлению подготовки 08.04.01 «Строительство», профиль (специализ.): «Промышленное и гражданское строительство».

УДК 624.012.41(075)

Печатается по решению редакционно-издательского совета
Донского государственного технического университета

Ответственный за выпуск зав. кафедрой «Железобетонные
и каменные конструкции» д-р техн. наук, профессор Д.Р. Маилян

В печать _____.____.20__ г.
Формат 60х84/16. Объем ____ усл. п. л.
Тираж ____ экз. Заказ № ____

Издательский центр ДГТУ
Адрес университета и полиграфического предприятия:
344000, г. Ростов-на-Дону, пл. Гагарина, 1

© Донской государственный
Технический университет, 2023

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	5
1.Основные положения по усилению конструкций методом внешнего композитного армирования	6
1.1.Развитие метода усиления конструкций.....	6
1.2.Основные сведения о композитных материалах	10
1.3.Некоторые свойства композитных материалов, используемых при усилении конструкций.	14
1.4.Технология выполнения работ при усилении конструкции.....	17
1.5.Оценка надежности метода внешнего композитного армирования конструкций	19
1.6.Сопоставление классического и нетрадиционного методов усиления конструкций.	22
2.Основные положения по проектированию и конструированию элементов внешнего композитного армирования.....	25
2.1.Основные положения по проектированию элементов внешнего армирования.	25
2.2.Конструктивные требования при выполнении усиления композитными материалами.	29
2.3.Нормативные и расчетные характеристики композитных материалов.	35
3. Проектирование усиления для изгибаемых железобетонных конструкций.	37
3.1.Расчет усиления для элементов прямоугольного профиля по нормальным сечениям.	37
3.1.1.Расчетные условия.	37
3.1.2. Проверка прочности усиленных элементов прямоугольного профиля.	42
3.1.3.Классический метод подбора внешней композитной арматуры ..	43
3.1.4.Универсальный метод подбора внешней арматуры для элементов прямоугольного профиля	46
3.1.5.Примеры расчета.....	51
3.2. Расчет усиления для элементов таврового профиля по нормальным сечениям.	60
3.2.1. Проверка прочности нормальных сечений усиленных элементов таврового профиля.	60

3.2.2.Подбор площади внешней композитной арматуры на базе уравнений статики	63
3.2.3.Универсальный метод подбора внешней арматуры.....	65
3.2.4.Пример расчета элементов таврового профиля	70
3.3.Расчет по прочности сечений, наклонных к продольной оси элементов	75
3.3.1.Общие сведения о расчете внешних элементов усиления на действие поперечных сил.....	75
3.3.2.Расчет элементов усиления на поперечную силу при произвольной нагрузке	77
3.3.3.Расчет элементов усиления при равномерно распределенной нагрузке	80
3.3.4.Порядок подбора поперечной арматуры усиления при действии произвольной и распределенной нагрузки.	82
3.3.5.Расчет наклонных сечений на действие изгибающих моментов ..	83
3.3.6.Анкеровка внешней композитной арматуры	86
3.3.7.Примеры расчета наклонных сечений на поперечную силу	91
4.Проектирование и расчет сжатых железобетонных элементов, усиленных внешним композитным армированием.....	96
4.1.Основные расчетные положения	98
4.2.Расчет прочности элементов, усиленных в продольном направлении	101
4.2.1.Проверка прочности	101
4.2.2.Подбор продольной композитной арматуры для случая больших эксцентриситетов ($e_0 \geq 0.3h$).	103
4.3.Расчет прочности сжатых элементов, усиленных в поперечном направлении	106
4.3.1. Расчетные условия	106
4.3.2. Расчет прочности элементов прямоугольного профиля.	108
4.3.3. Расчет прочности элементов круглого сечения	109
4.3.4. Подбор поперечной композитной арматуры для прямоугольных элементов.	111
4.3.5. Примеры расчета сжатых элементов (П4.3.1, П4.3.2 и П4.3.3)..	112
Библиографический список	125
Приложения	127

ВВЕДЕНИЕ

Учебное пособие содержит основные положения по проектированию усиления железобетонных конструкций композитными материалами, а также рекомендации по расчету по первой группе предельных состояний и конструированию элементов усиления при внешнем композитном армировании.

Состоит из 4 разделов, библиографического списка, и 5 приложений. В первых двух разделах раскрываются понятия о композитных материалах, их основные свойства, технология выполнения работ, при осуществлении работ, по усилению, а также основные положения по проектированию. В последующих – изложена методика расчета и конструирования изгибаемых и сжатых элементов различной формы сечения. По каждому виду напряженно-деформируемого состояния приведены численные примеры, позволяющие более глубоко раскрыть особенности нетрадиционного усиления конструкций методом внешнего композитного армирования. Все разделы сопровождаются расчетными схемами, рисунками и фотографиями.

Содержание учебного пособия соответствует требованиям и рекомендациям, заложенным в новых нормативных документах, СП 63.13330.2012 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения» и СП 164.1325800.2014 «Усиление железобетонных конструкций композитными материалами. Правила проектирования». В отдельных случаях, когда в нормах не раскрыты или особо не оговорены спорные вопросы, авторы использовали нормативную или специальную литературу, которые предшествовали сводам правил. В ряде случаев, авторы предложили рекомендации, которые были сделаны по результатам многочисленных экспериментов, выполненных в лаборатории кафедры ЖБК РГСУ.

Пособие ориентировано на инженерный расчет и предназначено для более глубокого изучения вопросов усиления конструкций внешней композитной арматурой в рамках учебного процесса и реального проектирования.

1.ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПО УСИЛЕНИЮ КОНСТРУКЦИЙ МЕТОДОМ ВНЕШНЕГО КОМПОЗИТНОГО АРМИРОВАНИЯ

1.1.Развитие метода усиления конструкций

Усиление строительных, в том числе, железобетонных конструкций выполняется с целью восстановления или увеличения их несущей способности. Последняя может быть утрачена вследствие износа конструкций в процессе их эксплуатации, перегрузки, неравномерной осадки фундамента, увеличения нагрузки при проведении реконструкции, наличия агрессивной среды и других факторов, в числе которых и ошибки при проектировании.

Усиление или восстановление строительных конструкций осуществляется в настоящее время тремя основными способами: без изменения расчетной схемы; с изменением расчетной схемы; с изменением напряженного состояния.

Наибольшее распространение получил метод усиления конструкций без изменения расчетной схемы, суть которого состоит в наращивании сечений. Именно с этого метода началась практика, а затем и теория усиления железобетонных конструкций. Так как наращивание сечений выполняется с использованием стали и бетона, этот метод получил название **классического**.

Наращивание сечений имеет четыре разновидности. Это одно- или двухстороннее наращивание (сверху, снизу или одновременно с двух сторон): трехсторонне наращивание, называемое **рубашкой**; замкнутое или четырехстороннее наращивание – **обойма**. С момента появления, рассматриваемый метод усиления прошел три основных временных этапа своего развития.

Первые сведения об успешном усилении существующих железобетонных конструкций в России относятся к 1919 году (**первый этап**). Оно выполнено инженером В.А.Струве с использованием обоймы, т.е. замкнутого сечения из бетона и дополнительной стальной арматуры. Первые усиления за рубежом относятся к 1912 г. В 1938 году И.М.Литвинов предложил усиление односторонним наращиванием бетоном с добавлением арматуры.

В 1942 году вышла в свет инструкция Наркомстроя, в которой был обобщен опыт восстановления и усиления при наращивании сечений железобетонных конструкций. В 1965 году обширный материал по усилению конструкций различными способами, их классификацию и расчетный аппарат представил Н.М.Онуфриев.

Особенностью классического метода усиления наращиванием сечений является то, что по целому ряду преимуществ его невозможно **превзойти**. Основное из этих преимуществ – органическая идентичность элементов усиления с существующими железобетонными конструкциями и монолитность усиленной конструкции.

Вместе с тем, несмотря на все вышесказанное, этот метод имеет и существенные недостатки. Это – сложность производства работ; необходимость вскрытия конструкций и выполнения сварных работ; зачастую, невозможность проведения работ без остановки производства. Указанные недостатки и предопределили новые научные исследования, направленные на поиск менее трудоемких способов усиления.

Проблема была, в основном, решена за счет использования различных видов полимеров и композиций на их основе, которые дополнили и расширили традиционный метод усиления. Начиная с 60-х годов прошлого столетия (условно **второй** этап развития), были проведены многочисленные исследования и накоплен отечественный мировой опыт по использованию полимерных, в большинстве своем, эпоксидных составов для соединения бетонных и железобетонных конструкций в замен сварных работ. В качестве примера может служить Ворошиловский мост в городе Ростове-на-Дону, сданный в эксплуатацию в 1967 году. Все несущие конструкции, представленные коробчатым сечением, были соединены между собой с помощью эпоксидного клея.

В основу второго этапа развития метода усиления конструкций, положен метод внешнего армирования, который предусматривает **приклеивание** дополнительных элементов. В качестве таких элементов служили продольные и

поперечные арматурные стержни, обычные или преднапряженные железобетонные элементы разной толщины. Большой вклад в развитие этого метода в России внесли исследования Н.А. Мощанского; В.Г. Микульского; И.С. Дурова; Н.И. Красулина; А.Г. Литвинова и др.

Вторым направлением в развитии метода внешнего армирования явился разработанный в начале 60-х годов двадцатого столетия в Германии и Швейцарии способ усиления железобетонных конструкций с помощью внешних **стальных пластин**, приклеиваемых к бетонной поверхности. Наличие таких пластин на растянутой грани железобетонных элементов увеличивает их несущую способность при действии изгибающих моментов, повышает их изгибную жесткость и уменьшает деформативность.

Вместе с тем, этот метод не решает главной задачи – сопротивление воздействию агрессивной среды. Внешнее расположение стальных пластин в еще большей степени увеличивает риск повреждения их коррозией.

В целом обе ветви метода внешнего армирования, наряду с преимуществами не лишены недостатков, которые резко снижают эффективность его использования. Большой собственный вес железобетонных элементов, либо стальных пластин способствует нарушению сцепления между усиливаемой и усиливающей конструкциями, что приводит к отслоению элементов усиления; при усилении реальных конструкций требуется использование громоздкого оборудования, что повышает трудоемкость выполнения работ; невозможность усиления непрямолинейных конструкций.

Конец 70-х годов ушедшего столетия открывает уже **третий** этап в развитии теории и практики усиления строительных конструкций. Внешне он является продолжением второго этапа, т.к. по сути своей – это тот же метод внешнего армирования, но с использованием нетрадиционных видов материалов. Поэтому в открытой печати он и назван – **нетрадиционным** методом усиления.

Мощным импульсом к его становлению и развитию послужило появление на строительном рынке современных видов композитных материалов – на

основе стекло-, углепластиковых и других волокон. Несомненным достоинством этих материалов явились их высокая прочность на растяжение, в несколько раз превышающая прочность мягких сталей, малый вес, невосприимчивость к агрессивной среде. Для углепластиков – еще и практически одинаковый со сталью модуль упругости.

Первоначально композитные материалы рассматривались как альтернатива стальным пластинам. Однако все вышеперечисленные достоинства в совокупности с малым весом, технологичностью, легкостью транспортировки, возможностью усиления криволинейных поверхностей с переменным радиусом кривизны, резко расширили возможности использования этих материалов.

Исследования изгибаемых элементов, усиленных композитными материалами, были выполнены в 1978 году в Германии. Несколько позже в Японии в 80-х годах с использованием композитных материалов было выполнено усиление колонн.

В России активные исследования железобетонных конструкций, усиленных внешней композитной арматурой начались лишь в начале этого столетия. Однако начало им было положено еще в 1979 г. Л.А. Черкалина испытывала бетонные и железобетонные элементы в стеклопластиковых обоймах. Определенную роль в повышении «рейтинга» нетрадиционного метода усиления конструкций в нашей стране сыграли переход от сборного железобетона к монолитному и изменение конструктивных решений объектов массового строительства. В настоящее время, в основном, – это монолитно-каркасное строительство зданий.

Для безбалочных плит перекрытий, работающих при знакопеременных нагрузках, классический метод усиления уже не приемлем, т.п. предполагает двухстороннюю набетонку толщиной не менее 30-50 мм с дополнительной нагрузкой 150-250 кг/м². Последнее губительно для всего перекрытия, т.к. бетон по периметру колонн работает на срез.

Увеличению объемов внедрения композитных материалов в строительстве будет способствовать и возрождение производства композитных материалов в России. Их производят ООО «НКП Химпром инженеринг»; ФГУП НИИ графит; НПЦ «УВИКОМ», компания «Композит».

1.2. Основные сведения о композитных материалах

По терминологии толкового словаря, композиционными называют материалы, которые состоят из двух и более компонентов. Под это понятие попадают как природные (древесина, кости, раковины моллюсков), так и искусственные материалы, в том числе строительные – саманные блоки, глиняный кирпич с различными добавками, а также бетон и железобетон, получившие в строительной отрасли наибольшее распространение.

Все перечисленные материалы состоят минимум из двух компонентов или фаз, в частности, дерево – из природных спиральных волокон целлюлозы, соединенных между собой лигнином. Саманные блоки изготавливаются из глины, перемешанной с соломой. Несмотря на отсутствие четкой пропорции компонентов, свойства конечной продукции отличаются от свойств исходных материалов.

Развитие высокотехнологичного производства, в частности авиации, кораблестроения, космонавтики и др., потребовало и разработки новых современных композитных материалов, но уже на иной основе. Изменилась и их суть, т.к. наличие двух и более компонентов перестало быть определяющим. Главное – это соблюдение целого ряда дополнительных условий, в число которых входят, например, доля каждого компонента в общем объеме не ниже 5÷10 %; существенные различия свойств компонентов, выходящих в композиции; существенное отличие свойств композитных материалов от свойств исходных компонентов. С учетом вышесказанного, современные композиционные материалы принято называть, согласно [18], композитными. Эти материалы состоят из непрерывной фазы, которая называется **матрицей** и армирующей фазы или

наполнителя. Именно наполнитель в большей степени, чем матрица, изменяет свойства композитного материала в нужном для нас направлении.

Матрица в композитных материалах бывает трех видов (классов): керамическая, металлическая или полимерная. Каждая из них резко меняет и механические свойства композита. Например, керамические матрицы имеют высокую прочность и жесткость, однако очень хрупкие. У полимерных матриц относительно невысокие прочность и модуль упругости. Металлическая отличается пластичностью и имеет промежуточные между первыми двумя матрицами показатели прочности и модуля упругости.

Армирующая фаза (наполнитель) изготавливается в виде волокон или частиц из стекла, углерода, стали, бора, полиэтилена и других компонентов. Размеры наполнителя в виде частиц изменяются от микрона по 500 мкм, что является определяющим для поведения композитного материала под нагрузкой. Распределение частиц в матрице – случайное.

Волокна изготавливают длиной во много раз превышающий их диаметр. В зависимости от длины, они подразделяются на короткие и непрерывные по длине. Короткие волокна (фибры) в матрице располагаются однонаправленно либо случайно ориентировано. Длинные непрерывные волокна могут располагаться в матрице в одном или двух направлениях. В зависимости от этого, композитные материалы называются однонаправленными, либо двуоснаправленными.

Расположение волокна в составе матрицы может быть в один или в несколько слоев. Изделия с многослойным (от 4 до 40 слоев) расположением однонаправленных волокон называются **ламинатами** (при линейном исполнении), либо пластинами. Направление волокон определенным образом может и чередоваться по толщине ламината или пластины.

Композитные материалы, армированные волокнами разного вида (типа), называются **гибридами**. Несколько обособленно от остальных, находятся ком-

позитные материалы, используемые для ремонта и усиления строительных конструкций.

Для матрицы или отверждающего полимера в этих композитах применяются эпоксидные или полиакринитриловые смолы. Армирующая фаза изготавливается из углеродных арамидных или стекловолокон. Используются продолговатые или сплюснутые микроволокна, либо частицы (фибры), имеющие в поперечнике диаметр 5 – 20 мкм. Поэтому указанные композитные материалы в отечественной литературе сокращенно обозначаются – ФАП (фиброармированные пластики). Второе сокращенное название композитных материалов – КМФ (фиброармированные композитные материалы). Для обозначения вида фибры используется четвертая буква, а именно: КМФУ – композитные материалы на основе углеродных волокон; КМФА – арамидных и КМФС – стекловолокон. По западной терминологии эти композиты обозначаются соответственно FRPY; FRPA и FRPC.

Наибольшее применение при ремонте и усилении строительных конструкций получили композитные материалы на основе **углеродных** волокон. При изготовлении этих волокон используется три вида исходных материалов, называемых **прекурсорами**.

При использовании очищенной нефти или угля (первый тип) изготавливают так называемые **пековые** волокна. Эти волокна получают путём продавливания под большим давлением через сверх малые отверстия – фильеры с последующим насыщением углеродом (карбонизацией) при температуре до 2000 °С. Пековые волокна имеют высокие плотность и модульность.

Второй тип волокон диаметром 5-8 мкм, изготавливаемых по закрытой технологии, называют полиакрилонитриловые волокна(условно **ПАН** – волокна). Эти волокна, наряду с высокой прочностью, обладают и относительно высокой деформативностью при разрыве (до 2%), что важно для перераспределения напряжений между бетоном и композитом.

Для третьего типа прекурсора используют **целлюлозные** волокна. Однако из-за сложности технологии разложения этого материала, объемы данного углеродного волокна сравнительно малы.

Композитные материалы на основе **стекловолокон** получают из кварцевого стекла. При внешнем армировании конструкций используют три вида стекловолокон. Тип **Е** – содержит большое количество борной кислоты и алюмината. Данный тип волокон хорошо работает в водных растворах и плохо сопротивляется кислотной и щелочной среде. Тип **А** – более прочное и жесткое волокно по сравнению с (**Е**). Однако практически не выносит щелочную среду и имеет более высокую стоимость. Тип **AR** – в наибольшей степени сопротивляется щелочной агрессии из-за наличия большого количества циркония. Механические свойства практически аналогичны с **Е** – стекловолокном. Общее достоинство всех композитов на основе стекловолокон – относительно небольшая стоимость, сопоставимая со стоимостью мягких сталей.

Начиная с 1971 года, выпускают **арамидные** волокна. По своей структуре они аналогичны нейлону. Арамидные волокна, по сравнению с другими типами, пластичны при растяжении, а при сжатии остаются упругими вплоть до разрушения. У них более высокая прочность и модуль поперечной деформации, хорошая выносливость и жесткость, а также низкие тепло- и электропроводность.

Разнообразие видов композитных материалов не является самоцелью заводов – изготовителей. Оно связано с условиями их применения и работы. В частности, в системе усиления строительных конструкций, выбор типа композитных материалов зависит от вида усиливаемой конструкции, величины и способа приложения нагрузки и, что особенно важно, – степени воздействия агрессивной среды.

Не менее важным, исходя из удобства выполнения работ при усилении конструкций, является форма выпуска композитных материалов. В зависимости от вида усиливаемых конструкций (плоских или линейных), композитные

материалы выпускаются в виде тканей различного плетения, из нескольких слоев которых изготавливают холсты, а также полосы (ламинаты). Последние изготавливают в заводских условиях. Холсты устраивают непосредственно по «месту», последовательно наклеивая ленты из ткани, на подготовленную поверхность. Объемное содержание армирующих волокон в составе матрицы находится в пределах 25-35% при изготовлении холстов и 50-70 – в ламинатах.

Наряду с изготовлением из композитных материалов холстов и полос, еще в 60-е годы прошлого столетия начали выпускать круглую **стеклопластиковую** арматуру, с целью её использования вместо стальной. В последние годы начали изготавливать гладкую и рифленую круглую арматуру на основе базальтовых и **углеродных** волокон.

Замена стальной рабочей арматуры на композитную предлагается для конструкций, работающих в условиях действия агрессивной среды. Использование композитной арматуры для рядовых конструкций, работающих при нормальных условиях эксплуатации, должно быть подтверждено полноценными научными исследованиями с учетом технико-экономического обоснования.

1.3.Некоторые свойства композитных материалов, используемых при усилении конструкций

Как уже было отмечено ранее, в строительной отрасли при усилении железобетонных конструкций используются, в основном, три типа композитных материалов. Они изготавливаются на основе стекло-угле-и арамидных волокон. Физико-механические свойства отдельных видов композитных материалов, поставляемых в Россию и оформленных по типу сортамента для металлопроката, даны в приложении **П 5**. Ниже в табл.1.1–1.3 приведены интервалы изменения основных свойств этих материалов. Они представлены с целью сопоставления их характеристик с аналогичными свойствами бетона и арматуры и для оценки возможности обеспечения совместной работы с железобетонными конструкциями.

Таблица 1.1

Плотность армирующей фазы пластиков, используемых
для усиления (г/см³)

Сталь	Стекловолокно	Углеродное волокно	Арамидное волокно
7,75	1,2-2,1	1,5-1,6	1,2-1,5

Таблица 1.2

Коэффициенты температурного расширения фиброармированных
пластиков

Армирующий материал, направление	Стекловолокно	Углеродное волокно	Арамидное волокно
	коэф. линейного температур. расширения, $\alpha \cdot 10^{-6}/^{\circ}\text{C}^{-1}$		
Продольное α_L	6-10	От -1 до 0	От -6 до -2
Поперечное α_T	19-23	22-50	60-80

Примечание: Коэффициент линейного температурного расширения для бетона $\alpha_b = (7-10) \cdot 10^{-6}/^{\circ}\text{C}^{-1}$, а для стали $\alpha_s = 11,7 \cdot 10^{-6}/^{\circ}\text{C}^{-1}$.

Таблица 1.3

Физико-механические свойства отдельных видов
стекло-, угле- и арамидных волокон.

Материал	Модуль упругости $E_f (10^{-5}) \text{ МПа}$	Прочность при растяжении, $R_f, \text{ МПа}$	Предельное удлинение $\delta, (\%)$	Плотность, $\rho, \text{ кг/м}^3$
Стекло Тип(Е)	0,72-0,77	3400-3700	3,3-4,8	2600
Стекло Тип(С)	0,75-0,88	4300-4900	4,2-5,4	2500
Стекло Тип(А)	0,21-0,74	3000-3500	2,0-4,3	2700
Углерод (ВП)	2,0-2,5	3400-3900	1,5-2,5	1750-1950
Углерод (ВМ)	3,0-7,0	2900-4000	0,45-1,2	1750-1950
Арамид (ВП)	0,75	3500	4,6	1400
Арамид (ВМ)	1,1	2900	1,5-2,4	1400

Примечание. Приведенные в скобках буквенные символы означают тип волокон: Е–универсальное; С–высокопрочное; А–щелочестойкое; ВП–высокопрочное; ВМ–высокомодульное.

Рассматривая данные, приведенные в табл.1.1-1.3 можно отметить следующее:

- прочность арматурной стали класса А400–наоборот в 7,25–12,25 ниже по сравнению с композитными материалами, а плотность наоборот в 3,7–6,5 раз выше;

- модуль упругости для углеволокон типа ВП сопоставим с модулем упругости стали, а типа ВМ в 1,5-3,0 раза выше. Для стекло- и арамидных волокон он в 2-10 раз ниже;

- коэффициенты линейной температурной деформации по сравнению с бетоном и арматурой близки только для композитных материалов на основе стекловолокон. Для углеродных и арамидных волокон они носят обратный характер деформирования. Это, по всей видимости, будет сказываться на долговечности композитного усиления. Достоверные данные по этому вопросу пока отсутствуют. Долговечность композитных материалов в составе системы внешнего армирования с учетом защиты от негативных факторов составляет, согласно прогнозам, около 60 лет. Более полно оценка надежности композитных материалов представлена в п.1.5

В дополнение к вышеизложенному, отметим, что для перечисленных типов композитных материалов зависимость между напряжениями и относительными деформациями носит линейный характер вплоть до разрушения опытных образцов. Данная зависимость хорошо прослеживается на рис.1.1.

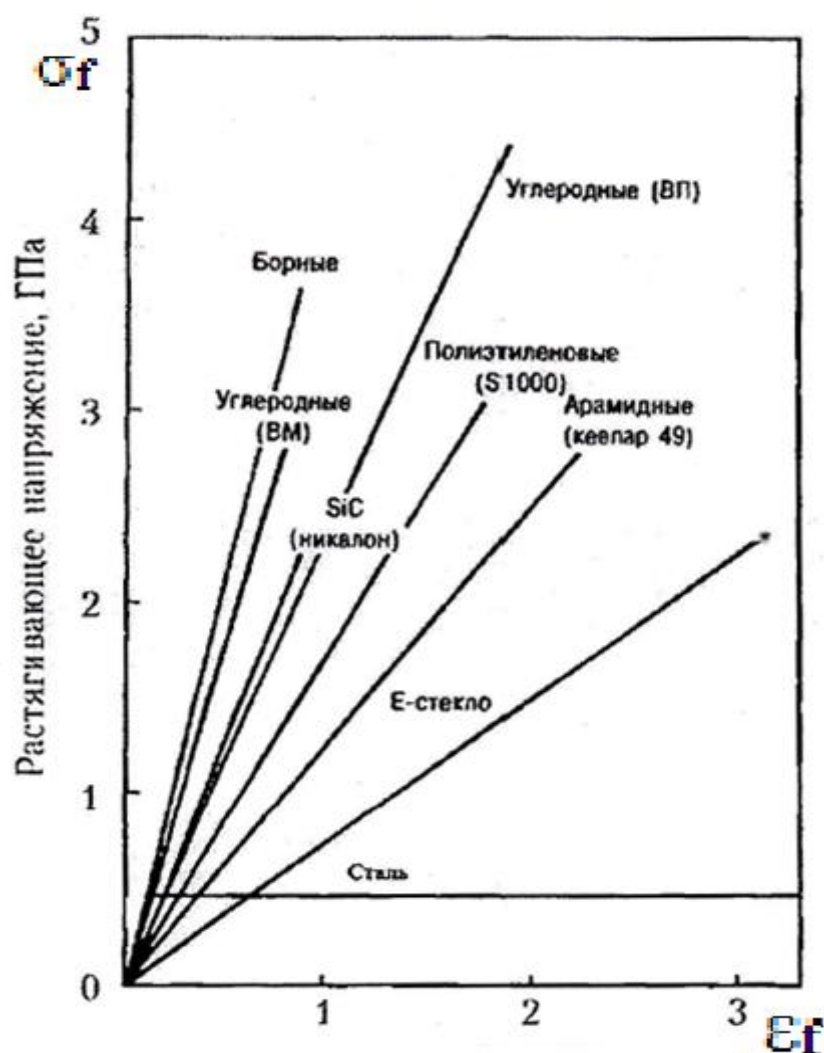


Рис.1.1. Зависимость между напряжениями и деформациями $\sigma_f - \epsilon_f$ для композитных материалов при растяжении, %

1.4.Технология выполнения работ при усилении конструкции

Требования по технологии выполнения работ при усилении железобетонных конструкций оговариваются в каждом конкретном случае заводом-изготовителем композитных материалов и их клеящих составов. Однако независимо от вида композитного материала выполнение работ по усилению осуществляется в следующей последовательности: подготовка усиливаемой поверхности; нанесение грунтовки; выравнивание поверхности или (при необходимости) устранение дефектов шпатлевкой; нанесение клеящего состава; укладка композитного материала; нанесение защитного слоя.

Бетонное основание, подлежащее усилению, не должно иметь масляных пятен, цементного молочка, рыхлого материала и пыли. Прочность поверхности контакта должна быть не менее 15 МПа. При наличии рыхлого слоя, он убирается и ремонтируется. Выдержка перед грунтовкой должна составлять не менее 7 суток, а влажность бетона не должна превышать 4%.

Необходимо помнить, что грунтовка повышает прочность сцепления. Она наносится на поверхность толщиной 0,1-0,2 мм мягким валиком.

При наличии мелких дефектов, они устраняются шпатлевкой для ремонта с использованием шпателя. Выравнивающий раствор должен наноситься на еще липкую грунтовку. Если она пересохла, то необходимо повторно подготовить поверхность и прогрунтовать перед началом дальнейшей работы.

Клеящий состав (**адгезив**) наносится на прогрунтованную поверхность толщиной 0,8-1 мм с помощью мягкого валика. Лента из ткани прижимается к поверхности, когда клей ещё влажный и прокатывается с силой резиновым валиком не менее двух раз в направлении волокон. Это делается для того, чтобы пропитать ткань клеем и выдавить воздух через края. При наклеивании холста из нескольких слоев ткани, на второй и последующие слои укладывается дополнительно по 700-800 г/м² клея. Последний слой примерно через 30 минут после его укладки повторно покрывается клеем в объеме 700-800 г/м².

Смешивание двухкомпонентных составов должно производиться при температуре 15-25°C с помощью перфоратора со шнековой насадкой в течение 3 минут при скорости вращения около 300 об/мин.

При использовании ламинатов однородная смесь эпоксидного клея наносится на бетон при помощи стального шпателя, мастерка или другого инструмента толщиной 1-2 мм. После этого на очищенной поверхности ламината формируется дополнительный слой клея в виде трапеции с толщиной около 2 мм в середине и до 1 мм – по краям.

Далее ламинат укладывается на покрытое клеем бетонное основание и прокатывается жестким валиком для удаления воздуха.

1.5. Оценка надежности метода внешнего композитного армирования конструкций

Эффективность и надежность новых видов конструкций, как и новых методов их усиления, во многом, определяется их долговечностью. Классический метод доказал это десятилетиями безотказной и безаварийной работы усиленных железобетонных конструкций.

Нетрадиционный метод усиления конструкций находится на стадии апробации. К настоящему времени в мире указанным способом усилены многочисленные объекты гражданского и производственного назначения. Расширяется с каждым годом их число и в России. Только за последние 3 года количество усиленных объектов превысило 25, в частности, авторы пособия в 2014г. разработали и реализовали проект усиления перекрытия каркасно-монолитного здания Аксайского автоцентра в Ростовской области.

По зарубежным источникам, отдельные усиленные объекты эксплуатируются уже около 40 лет, а в России – около 10. Эти сведения только косвенно свидетельствуют о длительной надежности нового метода усиления, т.к. неизвестно поведение усиленных конструкций при длительном действии нагрузки.

Данные о проведении длительных испытаний при различных температурно-влажностных условиях по прочности, деформативности, трещиностойкости и ширине раскрытия трещин для усиленных железобетонных конструкций пока отсутствуют. Вместе с тем именно длительные испытания показывают истинный характер совместной работы в зоне контакта существующей конструкции и приклеенных к ним композитных материалов. Необходимость таких испытаний, на наш взгляд, обусловлена и чрезмерно большой разницей коэффициентов линейной температурной деформации между бетоном и композитными материалами, особенно на основе углепластиковых волокон. С учетом сказанного, проанализируем косвенные признаки долговечности материалов согласно имеющимся сведениям.

Длительная надежность клеевых составов, можно сказать, сомнению не подлежит. Подтверждением этому служит эксплуатация многих конструкций, соединенных клеевыми составами. В их числе работа основных несущих конструкций автомобильного моста через реку Дон на Ворошиловском проспекте города Ростова-на-Дону. Несущие элементы пролетных строений этого моста, имеющие коробчатое сечение, были соединены между собой с использованием эпоксидных смол. В эксплуатацию он был сдан в октябре 1965 года и прослужил более 40 лет.

В исследованиях А.А. Шилина и др. [20] представлены данные по долговечности композитных материалов на основе стекло- и углеволокна. Они свидетельствуют о том, что при испытаниях продолжительностью около 6 лет (более 500000 часов) коэффициент длительной прочности для углеволокна составляет 0,91, а стекловолокна 0,3. То есть углеволокно практически не подвергается ползучести. При этом, как отмечают авторы, существует линейная зависимость длительной прочности от логарифма времени для любого уровня нагрузки.

По данным [21] срок службы углеволокна составляет 80-100 лет, т.е. сопоставим со сроком службы конструкций мостов регионального значения.

В работе [4] приводятся результаты исследований по огнестойкости конструкций, усиленных композитными материалами. Сами волокна не подвергаются горению и сохраняют свои свойства до 1000 и 275°C соответственно для стекло- и углеволокна. Однако слабым местом является клеящий состав, который переходит в стеклообразное состояние при температуре в 50-60°C, резко снижая эффект усиления. В последнее время появились данные о повышении этой температуры до 100-110°C.

Для защиты конструкций с композитным усилением, разработаны различные огнезащитные покрытия и панели. В частности, покрытие «Барьер», разработанное НИИЖБ им. А.А. Гвоздева и ЗАО «Триада Холдинг» (ТУ 5745-

164-46854090-03) повышает предел огнестойкости конструкций в зависимости от толщины покрытия до 2-3 часов.

Штукатурный огнезащитный состав «Монолит» (ТУ 5762-022-40366225-00) при толщине от 10 до 40 мм повышает предел огнестойкости с 1 часа до 4.

По данным информационных источников наиболее эффективен в настоящее время состав «Огракс-ВВ», который при толщине 0,8 мм в процессе огневого воздействия увеличивается в объеме более чем в 10 раз. Известен в последнее время и состав «Сотерм 1Б».

В диссертационной работе Д.Н. Смердова выполнена оценка выносливости на многократно-повторяющуюся нагрузку изгибаемых железобетонных элементов пролетных строений моста через реку Тишковка, усиленных углепластиком, и оценил их морозостойкость при многократном замораживании и оттаивании. Испытание на выносливость проводилось динамической нагрузкой на пресс-пульсаторе ГРМ-2А с частотой синусоидальных циклов 8,38 Гц. Загружение осуществлялось одной силой, расположенной в середине балки при пролете среза равном 3h или 0,665 м.

Для всех испытанных балок коэффициент асимметрии цикла ρ , равный отношению минимального уровня нагружения к максимальному, был принят постоянным и равным 0,37. Менялся только уровень нагружения балок по отношению к прочности эталонных образцов. Он был принят равным 0,55; 0,6; 0,7 и 0,88 для эталонных балок и 0,5; 0,55; 0,6; 0,7 и 0,8 – для усиленных.

Предельная прочность усиленных балок по сравнению с эталонными, при статическом нагружении усиленных оказалась на 39,2% больше. Положительные результаты были получены и при динамических испытаниях. Не вдаваясь в дальнейшие подробности, отметим, что при уменьшении уровня нагрузки от 0,88 до 0,55, выносливость обычных балок увеличивалась и находилась в пределах от 15974 до 545035 циклов нагружения. Усиленные балки в диапазоне уровня от 0,8 до 0,5 показали более высокие пределы изменения выносливости, составляющие 120672–1599407 циклов.

1.6.Сопоставление классического и нетрадиционного методов усиления конструкций.

Классический и нетрадиционный методы усиления железобетонных конструкций по сути своей представляют разновидности одного и того же метода, который можно назвать **наращиванием сечений**, но при наличии принципиальных различий. Они связаны не только с методикой усиления и применяемыми при усилении материалами, но и возможностями каждого метода.

Сделано это для того, чтобы не просто сравнить их положительные и отрицательные стороны, но и одновременно показать возможности или точнее наиболее рациональные области использования рассматриваемых методов.

Оценка рассматриваемых методов усиления выполнена путем сопоставления и анализа преимуществ и недостатков каждого из них.

Классический метод усиления конструкций.

Преимущества:

- достижение значительного эффекта по увеличению несущей способности усиленных конструкций при относительно малом расходе материалов, что свидетельствует об экономичности данного метода усиления;

- возможность использования наращивания сечений не только для увеличения несущей способности конструкций при проведении реконструкции, но и исправления допущенных при проектировании или изготовлении ошибок, что свидетельствует об его универсальности;

- наращивание сечений с использованием набетонок, рубашек и обойм, выполненных из бетона и дополнительной арматуры, обладает не только органической идентичностью с существующими железобетонными конструкциями, но и сохраняет основное свойство железобетона – его монолитность;

- относительно небольшое увеличение размеров сечения конструкции при высоком коэффициенте усиления и незначительном уменьшении габаритов помещения. При этом не страдает эстетичная сторона вопроса, т.к. внешний вид усиленных конструкций мало чем отличается от первоначального;

-возможность превысить предельно допустимую несущую способность усиливаемого элемента за счет изменения первоначальных размеров сечения.

Недостатки:

-сложность проведения работ, особенно в зимнее время и в стесненных условиях; большая трудоемкость, многодельность, большой объем подготовительных работ (установка лесов или подмостей; вскрытие арматуры существующих конструкций; необходимость выполнения сварных потолочных швов); сложность бетонирования относительно тонких конструкций;

-необходимость тщательного проведения работ на стадии подготовки и их выполнения (по установке и закреплению дополнительной арматуры, а также при самом бетонировании, что требует узкоспециализированной квалификации и грамотного и надежного контроля за выполнением работ);

-невозможность проведения работ по усилению конструкций без остановки действующего производства, что сказывается на экономической эффективности предприятия.

Нетрадиционный метод усиления

Преимущества:

-наиболее высокие по сравнению с другими материалами прочность на растяжение а также отношение этой прочности к их собственному весу (выше чем у стали более чем в 7-10 раз);

-высокая сопротивляемость воздействию агрессивной среды (химическая и коррозионная стойкость);

-относительная простота и низкая трудоемкость при выполнении работ по усилению, не требующая мокрых процессов;

-малый собственный вес и легкость транспортировки;

-возможность усиления конструкций с малым радиусом поверхности;

-отсутствие сварных работ и возможность усиления конструкций без остановки производства;

-малые сроки производства работ, легкое оборудование.

Недостатки:

- низкая сопротивляемость композитных материалов ударным воздействиям;
- необходимость защиты от прямого контакта со стальной арматурой ввиду высокой электропроводности отдельных видов композитных материалов;
- необходимость защиты от ультрафиолетового облучения (прямых солнечных лучей);
- необходимость огнезащиты на основе огнеупорных составов всех систем внешнего армирования по специально разработанному проекту с учетом огнестойкости конструкций;
- ограничение температурного режима эксплуатации систем внешнего композитного армирования из-за низкой температуры стеклования композитной матрицы или термоактивного адгезива (клея);
- относительно высокая стоимость композитных материалов, особенно на основе углеродных волокон;
- ограниченный по сравнению с классическим методом коэффициент усиления изгибаемых и сжатых элементов из-за невозможности увеличения первоначальных размеров сечения.

Анализ эффективности использования **классического и нетрадиционного** методов усиления показывает, что несмотря на наличие недостатков, каждый из методов обладает целым рядом преимуществ, которые в ряде случаев принадлежат только одному методу.

По мнению авторов издания, в классическом методе невозможно превзойти **надежность** усиления **сжатых** элементов, а в методе внешнего композитного армирования—возможность усиления **безбалочных перекрытий** каркасно-монолитных зданий с минимально возможной дополнительной нагрузкой на все нижерасположенные конструкции, не требующей их усиления.

2.ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ И КОНСТРУИРОВАНИЮ ЭЛЕМЕНТОВ ВНЕШНЕГО КОМПОЗИТНОГО АРМИРОВАНИЯ

Согласно п.12.4.1 СП 63.13330.2012 усиление железобетонных конструкций осуществляется с помощью стальных элементов, бетона и железобетона, арматуры и **полимерных материалов**.

Выход в свет нового СП 164.1325800.2015 с 1 сентября 2014 г. не только подтвердил возможность использования композитных материалов при усилении железобетонных конструкций, но и впервые представил официальную нормативную базу по проектированию элементов композитного усиления. Основные положения этого документа по усилению сводятся к следующему.

2.1.Основные положения по проектированию элементов внешнего армирования

По аналогии с классическим методом, проектирование усиления конструкций с использованием композитных материалов необходимо выполнять на основе результатов натурального обследования и поверочных расчетов на их основе, с последующим подбором и конструированием элементов усиления. При этом необходимо руководствоваться требованиями СП 13-102-2003 «Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений».

Руководствуясь требованиями раздела 4 [19] применительно к усилению конструкций внешним армированием композитными материалами, можно выделить следующие положения.

Усиленные конструкции должны рассчитываться по двум группам предельных состояний, то есть по несущей способности, деформативности и ширине раскрытия трещин. Конструкции усиленные без увеличения нагрузки, то есть восстановленные вследствие наличия дефектов, рассчитываются только по первой группе предельных состояний.

Расчет железобетонных конструкций выполняется в соответствии с положениями и рекомендациями существующих нормативных документов [18], а также требованиями по конструированию композитных элементов усиления, согласно [19] и [4] и подробно изложенных в п.2.2. настоящего пособия.

Нормативные и расчетные сопротивления бетона и арматуры для усиливаемых конструкций принимаются по результатам их натурного обследования с учетом их статической надежности и соответствующих коэффициентов надежности[18].

При отсутствии данных по классу арматуры и невозможности отбора образцов, класс арматуры определяется по виду ее профиля, а расчетное сопротивление принимают на 20 % ниже соответствующих значений, указанных в действующих нормативных документах для данного класса стальной арматуры.

Усилению методом внешнего композитного армирования подлежат только те конструкции, прочность которых по результатам обследования будет не ниже класса В15 для изгибаемых элементов и класса В10– сжатых.

Система внешнего армирования из композитных материалов станет усиливающим элементом лишь в том случае, если будет обеспечена ее совместная работа с усиливаемой или восстанавливаемой конструкцией.

Не допускается усиление железобетонных конструкций, имеющих следы коррозии стальной арматуры без устранения продуктов коррозии и причин ее возникновения. При отделении защитного слоя бетона – необходимо оголить арматуру, обработать ее грунтом – преобразователем ржавчины, а затем восстановить этот слой специальными ремонтными полимерцементными составами. Последние обеспечивают высокую адгезию к старому бетону и предотвращают дальнейшее развитие коррозии стали.

Не рекомендуется проводить усиление изгибаемых элементов внешним армированием, если высота сжатой зоны бетона – x по результатам поверочных расчетов по прочности нормальных сечений превышает ее предельные (граничное) значение x_R . (см. примечание в конце параграфа)

Нормативные значения всех характеристик композитных материалов, используемых в расчетах при усилении, включая хомуты из нескольких слоев однонаправленных тканей, определяются по результатам испытания образцов композитных материалов согласно ГОСТ 25.601-80.

Рациональной степенью усиления железобетонных конструкций с использованием композитных материалов является диапазон равный 10-60 % от начальной несущей способности усиливаемой конструкции.

Максимальная эксплуатационная температура железобетонных конструкций, усиленных или восстановленных с использованием композитных материалов, при отсутствии защитного слоя не должна превышать температуру стеклования полимерной матрицы и клеевого состава (адгезива). В зависимости от клеевого состава она составляет 60-150 °С.

Эксплуатация конструкций, усиленных внешним композитным армированием, должна исключать попадание прямых солнечных лучей (ультрафиолетовое облучение), используя в том числе устройство защитного слоя или другие конструктивные меры.

Для обеспечения требований по пожарной безопасности усиленных конструкций в целом и одновременной защиты композитных материалов в местах установки внешнего армирования, следует предусматривать обязательное устройство огнезащитных составов, совместимых с клеевыми составами на основе эпоксидной смолы.

При отсутствии противопожарной защиты для системы внешнего композитного армирования, расчет огнестойкости конструкции выполняется как для обычных, т.е. не усиленных конструкций.

При проектировании усиления конструкций, находящихся в условиях переменной влажности, с использованием композитных материалов, следует предусматривать возможность миграции паров влаги из тела бетона путем наклеивания холстов или лент с определенным интервалом.

Усиление конструкций композитными материалами рекомендуется проводить под нагрузкой, не превышающей 65 % от их предельной величины. При более высоком уровне нагрузки расчетные характеристики бетона и арматуры в существующей конструкции следует умножить на коэффициенты условий работы бетона γ_{brl} и арматуры γ_{srl} и равных 0,9.

Примечание. Указанное ранее ограничение $x \leq x_R$, на наш взгляд следует дополнить. По результатам экспериментов, выполненным авторами настоящего издания в лаборатории кафедры ЖБК РГСУ было установлено, что с увеличением процента стального армирования, а, следовательно, и приближением высоты сжатой зоны бетона(x) к своему граничному значению, эффективность композитного усиления снижается. В большей степени это относится к изгибаемым элементам, усиленным стеклопластиком. Поэтому по результатам этих исследований авторами были даны рекомендации по ограничению относительной высоты сжатой зоны бетона для усиливаемых конструкций. Эти ограничения приведены в табл.2.1.

Таблица 2.1

Предельно-допустимые значения величины ξ_s для усиленных строительных конструкций с использованием стеклопластиковой арматуры.

Класс арматуры	A 400	A 500	A 600
Рациональные значения величин ξ_s	0,375	0,3	0,25

2.2.Конструктивные требования при выполнении усиления композитными материалами

Безопасность и эксплуатационная надежность конструкций, усиленных композитными материалами, равно как и при использовании других методов усиления, невозможна без строгого соблюдения конструктивных требований.

Эти требования зависят во многом от вида материалов и методов усиления; от вида усиливаемых конструкций, а также от характера приложения нагрузки и напряженно-деформированного состояния конструкций. Рассмотрим эти требования последовательно.

Общие требования

- Для защиты стальной арматуры железобетонных конструкций от гальванической коррозии не допускается её прямой контакт с композитными материалами. В первую очередь это касается углепластика. Если это предотвратить невозможно, то необходимо предусмотреть меры по защите стальной арматуры.

- Усиление конструкций композитными материалами должно выполняться при температуре конструкций и окружающей среды не ниже $+5^{\circ}\text{C}$ и выше 35°C . При этом, нижняя температурная граница одновременно должна быть на 3°C выше точки росы.

- Основание усиливаемой конструкции должно быть очищено от цементного молока и подготовлено под наклеивание элементов усиления. Неровность поверхности на длине 2.0 м должно быть не более 5 мм, и не более 1 мм- на длине 0,3 м. Имеющиеся неровности, дефекты и раковины должны быть устранены с применением полимерцементных ремонтных составов, либо составами на основе эпоксидных смол с молотым кварцевым песком.

- Очистка поверхности усиливаемых конструкций осуществляется пескоструйной обработкой, а при малых объемах – металлическими цветками с последующей промывкой водой под давлением не менее 10 атм.

- Имеющиеся в конструкции трещины с раскрытием более 0,2 мм необходимо заинъектировать низковязким составом на основе эпоксидных смол. Более мелкие трещины затираются полимерцементным раствором.

- При отслоении или разрушении защитного слоя бетона обнаженная арматура очищается от элементов коррозии, затем обрабатывается преобразова-

телем ржавчины и праймерным составом(грунтовкой). После этого защитный слой восстанавливается с использованием ремонтного состава.

- Перед нанесением на подготовленное бетонное основание первого слоя адгезива (клеевого состава на основе эпоксидной смолы) поверхность необходимо продуть сжатым воздухом. При этом, поверхность не должна быть мокрой или замерзшей.

- Пересечение элементов усиления должно осуществляться путем их склеивания для обеспечения взаимного сцепления.

- Многослойное внешнее армирование композитными материалами, включая продольное и поперечное направления, должно выполняться путем последовательного наклеивания элементов усиления поочередно в двух направлениях. На последний слой композита должен быть нанесен финишный слой клеевого состава (адгезита).

- Число слоев в многослойном композитном материале должно быть не более 3 – для ламинатов (полос) и не более 5 – для холстов из ткани. Указанные ограничения связаны с силой сцепления композитной матрицы с бетонной поверхностью.

- Для полного отверждения клеевого состава (адгезива) требуется не менее 24 часов при температуре выше 24°C и не менее 36 часов – при температуре в пределах 5 – 20 °C.

- При устройстве полных обоем или хомутов из холстов или тканей по всему периметру прямоугольных сечений, необходимо предварительно подготовить на углах фаски с катетом или радиусом не менее 20 мм. При наклеивании ламинатов (полос) при усилении криволинейной поверхности, радиус изгиба принимается согласно данных завода-изготовителя.

- Стык элементов усиления с однонаправленными волокнами следует выполнять только в направлении армирования.

- Длина нахлестки при сращивании элементов усиления по длине или в обойме принимается по указаниям предприятия – изготовителя или по резуль-

татам испытания по ГОСТ 25.601. При этом величина нахлестки должна быть не менее 150 мм.

- Сопряжение элементов усиления внахлестку в продольном направлении должно выполняться в зонах с наименьшими усилениями и располагаться в соседних элементах «в разбежку».

- Длина нахлестки должна обеспечить одинаковую прочность композитного сечения со стыком и без стыка.

- При работе конструкций в условиях переменной влажности, элементы внешнего усиления должны приклеиваться с зазором в продольном направлении, чтобы обеспечить возможность миграции паров влаги из тела бетона.

Изгибаемые элементы

- Не допускается наклеивать элементы усиления на внутренних углах пересекающихся конструкций (прямоугольных балок, балок и полок плит ребристого перекрытия, стенок и полок). Для анкеровки элементов усиления консольных балок при сопряжении их с колоннами устраивается **галтель** (закругление) с радиусом не менее 20 мм.

- Для обеспечения анкеровки элементов усиления допускается устройство дополнительных механических креплений с использованием стальных деталей, завершение лент, холстов или тканей в пазы в бетоне, либо устройство химических анкеров

- При усилении плит изгибаемых в двух направлениях (плиты опертые по контуру; безбалочные плиты) первым слоем приклеиваются элементы усиления вдоль длинной стороны. Все элементы усиления (ламинаты, полосы, холсты), должны иметь однонаправленные волокна.

- Максимальное расстояние в свету между элементами внешнего продольного усиления в изгибаемых элементах (плитах) - S_{max} принимается не более меньшего из двух значений: $0,2L$ или $5h$, где L – пролет изгибаемого элемента или удвоенный вылет консоли; h – высота сечения изгибаемого элемента.

- Расстояние от боковой грани усиливаемого изгибаемого элемента до края композитного элемента усиления принимается равным величине защитного слоя бетона для стальной рабочей арматуры, но не более 20 мм.

- При многослойном усилении изгибаемых элементов, каждый последующий слой в продольном направлении должен отстоять от торца предыдущего не менее чем на 150 мм. Первый слой в однопролетных балках заводится в зону, где при действующей нагрузке не образуются трещины, а в неразрезных балках – в сжатую зону. При этом, каждый слой элементов усиления должен заводиться за нормальное к продольной оси сечения усиливаемого элемента на расстояние, где их учитывают с полным сопротивлением R_f на длину не менее зоны анкеровки l_{df} в мм определяемой по формуле (8.1) [19], но не менее чем 100 мм при прочности бетона на сжатие для усиливаемой конструкции более 25 МПа и 150 – при прочности бетона менее 25 МПа.

- Ширина элементов усиления для внешнего поперечного армирования w_f должна быть не менее 50 мм и не более 600, а шаг композитных хомутов в свету S_{wf} – не менее W_f , но не более меньшего из двух значений $h_0/2$ или $3W_f$.

- Поперечные вертикальные или наклонные композитные хомуты наклеиваются на элементы продольного усиления. При этом вертикальные поперечные хомуты выполняются из цельного отрезка элемента усиления, а наклонные – состоят из двух отрезков, которые стыкуются внахлестку на нижней поверхности балки.

- При производстве работ по усилению с устройством хомутов следует чередовать наклеивание продольных слоев и хомутов таким образом, чтобы каждый последующий продольный слой был перехвачен соответствующим хомутом.

- При усилении балок только на действия изгибающих моментов для ограничения длины распространения отслоения композитного материала (элементов усиления), а также в целях увеличения анкеровки элементов усиления в концевых зонах, целесообразно устанавливать конструктивные поперечные хо-

муты из нескольких слоев ткани. Расстояние между конструктивными хомутами не должно превышать 2,0-2,5 м.

- При одновременном усилении нормальных и наклонных сечений, шаг поперечных хомутов не должен превышать своих конструктивных значений.

- При усилении наклонных сечений балок исходя из расчета по изгибающим моментам, где действующая расчетная поперечная сила превышает $^{2}/_3 Q_b$, концы элементов усиления в продольном направлении для предотвращения отслоения композитного материала, следует анкеровать дополнительным трехсторонним поперечным хомутом или полным обертыванием в поперечном направлении.

- При усилении нормальных сечений балочных конструкций и ребристых плит ленты или холсты из нескольких слоев ткани рекомендуется принимать на 200 мм больше ширины конструкций и при наклеивании загибать на 100 мм на боковые поверхности. Данное решение улучшает анкеровку композитного материала и предотвращает отрыв защитного слоя бетона.

***Примечание.** По мнению авторов пособия последние рекомендации не могут улучшить анкеровку наклеенных композитных материалов при наличии однонаправленных волокон. Кроме того вертикальное расположение композитной арматуры уменьшает рабочую высоту усиливаемого сечения, что снижает эффективность композитного усиления. Ничего не сказано о ширине ленты или холста, учитываемого в расчете, а также о напряжениях в композитной арматуре на длине 100мм по боковой грани.*

Сжатые элементы

- Обоймы для сжатых колонн при нормальных условиях эксплуатации рекомендуется устанавливать по всей высоте конструкции в виде полного обертывания или с разрывами (зазором) по высоте.

- При усилении сжатых элементов, эксплуатируемых в условиях постоянной влажности, обойму следует располагать не ближе 20 мм до перекрытия.

- Стык композитного материала в полной обойме или обойме с разрывами (зазором) должен выполняться внахлестку, величина которой принимается по условиям завода-изготовителя или результатов испытания по ГОСТ 25.601, но не менее чем 150 мм.

Дополнительные предложения по конструированию

По результатам испытания изгибаемых и сжатых элементов, усиленных композитными материалами, выполненных авторами на кафедре ЖБК РГСУ, рекомендуется конструктивные требования, заложенные в новом СП дополнить следующими предложениями:

- *Усиление нормальных сечений элементов должно дублироваться обязательным и равнопрочным усилением наклонных сечений на действие поперечных сил с распространением на четверть пролета*
- *Усиление изгибаемых элементов с использованием ламинатов или холстами из нескольких слоев ткани должно сопровождаться обязательной установкой у опоры анкерующих U-образных хомутов шириной 150 мм, выполненных из 3-4 слоев ткани*
- *При наличии сосредоточенных нагрузок или поперечных ребер по длине усиливаемых элементов, продольная композитная арматура усиления должна закрепляться U-образными хомутами, расположенными с двух сторон закладных деталей, установленных в сжатой зоне, либо с двух сторон поперечных ребер*
- *Локальное усиление сжатых элементов с общей шириной обоймы с учетом анкеровки более 0,25l недопустимо, ввиду изменения расчетной схемы усиливаемого сечения и его разрушения по неусиленному участку*
- *При усилении сжатых элементов с большими эксцентриситетами продольная композитная арматура, установленная в растянутой зоне, подлежит обязательной анкеровке на торцах ламинатов замкнутым трехслойным хомутом шириной 100-150 мм. В промежутке между анкерующими хомутами должны устанавливаться рядовые хомуты из трех слоев ткани шириной 50 мм с шагом, сопоставимым с шагом стальной поперечной арматуры.*

2.3. Нормативные и расчетные характеристики композитных материалов

Основными прочностными и деформационными характеристиками композитных материалов, которые используются при расчете усиленных железобетонных конструкций, являются:

$R_{f,n}$ – нормативное сопротивление растяжению;

$E_{f,n}$ – нормативный модуль упругости;

$\varepsilon_{fult,n}$ – нормативное предельное значение относительных продольных деформаций;

$\mu_{f,n}$ – нормативное значение коэффициента поперечной деформации.

Все нормативные значения вышеперечисленных характеристик определяются по результатам испытания образцов согласно ГОСТ 25.601 с обеспеченностью 0,95.

Расчётные значения указанных величин принимаются или определяются следующим образом:

- расчетные значения модуля упругости и коэффициента **поперечной** деформации принимаются равными их нормативным значениям, т.е.

$$E_f = E_{f,n}; \quad \varepsilon_{fult} = \varepsilon_{fult,n}; \quad (2.1)$$

- расчетное сопротивление композитных материалов на растяжение определяется по формуле

$$R_f = \frac{\gamma_{f1} \gamma_{f2} R_{f,n}}{\gamma_f}, \quad (2.2)$$

где γ_f – коэффициент надежности по композитному материалу. При расчете усиленных конструкций по **второй** группе предельных состояний, принимается равным 1,0. Расчет по **первой** группе предельных состояний или несущей способности конструкций осуществляется при значениях коэффициента $\gamma_f = 1,2$ и $\gamma_f = 1,8$, соответственно при использовании угле- и стеклопластиков.

Значение коэффициента γ_f для ламинатов на основе углепластика допускается принимать по данным завода-изготовителя, но не менее $\gamma_f = 1,1$;

γ_{f1} – коэффициент условий работы композитных материалов, который принимается по табл. 2.2.

Таблица 2.2

Коэффициенты условий работы γ_{f1} для композитных материалов.

Условия эксплуатации конструкции	Тип композитного материала	Значения коэфф. γ_{f1} для	
		ламинатов	полос тканей холстов
Во внутренних помещениях	Углекомпозит	0,95	0,9
	Стеклокомпозит	0,75	0,7
На открытом воздухе	Углекомпозит	0,85	0,8
	Стеклокомпозит	0,65	0,6
В агрессивной среде	Углекомпозит	0,85	0,8
	Стеклокомпозит	0,5	0,5

γ_{f2} – коэффициент условий работы композитного материала, учитывающий сцепление композитного материала с бетоном и определяемый по формуле

$$\gamma_{f2} = \frac{1}{2,5\varepsilon_{fult}} \sqrt{\frac{R_b}{n \cdot E_f \cdot t_f}} \leq 0,9, \quad (2.3)$$

где ε_{fult} – предельные относительные деформации композитного материала, значения которых определяемые из выражения (2.4), в котором величина расчетного сопротивления композитного материала R_f определяется по формуле (2.2) при $\gamma_{f2}=1,0$

$$\varepsilon_{fult} = R_f / E_f, \quad (2.4)$$

R_b – расчетное сопротивление бетона осевому сжатию, МПа согласно [18];

n – число слоев композитного материала;

E_f – модуль упругости композитного материала, МПа;

t_f – безразмерный параметр, численно равный толщине одного слоя композитного материала в мм.

При расчете железобетонных конструкций по I группе предельных состояний, усиленных внешним композитным армированием, только на действие

постоянных и длительных временных нагрузок, расчетные значения сопротивления композитных материалов на растяжение определяются по формуле

$$R_f = \gamma_{f1}\gamma_{f2}\gamma_{f3}R_{fn} \quad (2.5)$$

В указанной формуле коэффициент γ_{f3} – учитывает снижение нормативного сопротивления материала при длительном воздействии нагрузки и принимается равным 0,8 и 0,3 соответственно для угле и стеклопластиков.

Расчетное значение сопротивления композитного материала при расчете прочности сечений, наклонных к продольной оси, определяется согласно п. 3.3.2 учебного пособия.

3. ПРОЕКТИРОВАНИЕ УСИЛЕНИЯ ДЛЯ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

3.1. Расчет усиления для элементов прямоугольного профиля по нормальным сечениям

3.1.1. Расчетные условия

Расчет нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов, усиленных внешним композитным армированием, выполняется по предельным усилиям, в соответствии с требованиями и указаниями сводов правил СП63.13330[18] и СП164.1325800[19]. При этом используются следующие предпосылки:

- сопротивление бетона растяжению принимаются равными нулю;
- сопротивление бетона осевому сжатию принимается равным R_b , при этом эпюра напряжений – прямоугольная;
- при определении деформаций используется гипотеза плоских сечений;
- растягивающие напряжения в стальной арматуре принимаются не более расчетного сопротивления растяжению R_s , а сжимающие не более расчетного сопротивления сжатию R_{sc} ;

- растягивающие напряжения во внешней композитной арматуре принимают не более расчетного сопротивления R_f ;
- внешняя композитная арматура и бетон сохраняют полное сцепление и работают совместно до наступления предельного состояния;
- деформации сдвига, возникающие в клеевом слое при изменении нагрузки, не учитываются;

При расчете железобетонных конструкций, усиленных композитными материалами, расчетное сопротивление композитной арматуры, с учетом работы имеющейся стальной арматуры, ограничивается условием

$$R_f \leq (\varepsilon_{s2} - \varepsilon_s^0) E_f, \quad (3.1)$$

где ε_{s2} – предельное значение относительных деформаций стальной арматуры и равно: $\varepsilon_{s2}=0,025$, для арматуры имеющей площадку текучести $\varepsilon_{s2}=0,015$ – для арматуры с условным пределом текучести;

ε_s^0 – начальное значение относительной деформации существующей стальной рабочей арматуры, которое при наличии трещин в растянутой зоне определяется из выражения

$$\varepsilon_s^0 = \frac{M_0}{E_{b1} I_{red}} (h_0 - x_0). \quad (3.2)$$

Все вышеизложенное относится к элементам, которые до усиления находятся под нагрузкой. Для конструкций, у которых начальные деформации отсутствуют, ограничение (3.1) по величине R_f не вводится.

Расчет прочности нормальных сечений для усиленных элементов выполняется в зависимости от соотношения значений относительной высоты сжатой зоны бетона для усиливаемого элемента $\xi = x/h_0$ и значений граничных величин относительной высоты сжатой зоны бетона: ξ_R –для обычных конструкций, имеющих стальную арматуру и ξ_{Rf} –для композитно-усиленного элемента. Их значения определяются по формулам

$$\xi_R = \frac{x_R}{h_0} = \frac{\omega}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b2}}} ; \quad (3.3)$$

$$\xi_{Rf} = \frac{x_{Rf}}{h} = \frac{\omega}{1 + \frac{\varepsilon_{f,ult} + \varepsilon_b^0}{\varepsilon_{b2}}} . \quad (3.4)$$

В формулах (3.3) и (3.4) приняты следующие обозначения:

ω – характеристика сжатой зоны бетона, которая принимается равной 0,8 – для тяжелых бетонов классов до В60 и 0,7 – для классов В70 – В100;

$\varepsilon_{s,el} = R_s/E_s$ – относительная деформация растянутой арматуры при напряжениях, равных R_s ;

$\varepsilon_{b2} = 0,0035$ для тяжелого бетона класса В60. Для бетонов классов В70 – В100 указанная величина изменяется от 0,0033 до 0,0028 по линейному закону;

$\varepsilon_{f,ult} = R_f/E_f$ – расчетное значение предельных относительных деформаций для композитных материалов;

ε_b^0 – значение относительной деформации сжатой грани бетона до усиления конструкции, определяемое по формуле

$$\varepsilon_b^0 = \frac{M_0}{E_{b1}I_{red}} x_0 . \quad (3.5)$$

В формулах (3.2) и (3.5) приняты следующие обозначения:

M_0 – изгибающий момент от фактической нагрузки, действующей на конструкцию до усиления, относительно оси, нормальной к плоскости действия момента и проходящий через центр тяжести приведенного поперечного сечения элемента;

E_{b1} – модуль деформации сжатого бетона (см. п.8.2.2 в СП 63.13300, формулы (8.146) и (8.147));

I_{red} – момент инерции приведенного поперечного сечения относительно центра тяжести, который принимается в зависимости от наличия или отсутствия

трещин в растянутой зоне бетона (см. п.8.2.12 СП63.13300, формулы (8.125) – (8.126));

X_0 – высота сжатой зоны бетона для усиливаемой балки.

Расчет нормальных сечений балок, усиленных внешним композитным армированием, предполагает, в зависимости от положения нейтральной оси, рассмотрение нескольких видов предельных состояний. Каждому из них соответствует определенный тип разрушения усиленного сечения и, соответственно, вид напряженно – деформированного состояния, которые можно охарактеризовать следующим образом:

1. Наступление предела текучести в стержневой рабочей арматуре и последующий разрыв внешней композитной арматуры без разрушения сжатой зоны бетона;
2. Наступление предела текучести в стальной рабочей арматуре и последующие разрушение внешней композитной арматуры и сжатой зоны бетона;
3. Разрушение сжатой зоны бетона до наступления напряжений текучести в стержневой рабочей арматуре и внешней арматуре усиления. Это возможно только при перearмированном сечении, когда композитная арматура недоиспользуется;
4. Разрушение усиленного элемента по другим техническим причинам: отслоение композитной арматуры от основания; отрыв защитного слоя бетона вдоль стальной рабочей арматуры; другие дефекты усиления.

Перечисленные виды разрушения усиленных железобетонных элементов свидетельствуют о том, что экономически целесообразны только два первых типа. Третий тип с перearмированным сечением на первый взгляд не логичен к применению. Однако применительно к элементам таврового профиля он становится рабочим, т.к. процент армирования относится к ребру, а не к полному рабочему сечению. Поэтому сжатая полка не разрушается раньше чем стальная и

композитная арматуры, если будет выполняться условие $x \leq x_{Rf}$. Другие виды не рассматриваются, т.к. они относятся к дефектам усиления.

Отметим и тот факт, что композитные материалы вплоть до разрушения работают упруго. Поэтому для них предельная относительная деформация $\varepsilon_{f,ult}$ равная отношению R_f/E_f . Для подавляющего большинства композитов это отношение составляет 0,3 – 1%. Аналогичное отношение для предела текучести стальной арматуры $\varepsilon_{s,el} = R_s/E_s = 0,2\%$. Поэтому можно с уверенностью утверждать, что граничная величина ξ_R будет всегда больше величины ξ_{Rf} , т.к. в формуле (3.3) знаменатель всегда меньше по сравнению с формулой (3.4).

Перечисленные выше типы разрушения железобетонных конструкций с композитным усилением можно представить в виде трех видов неравенств:

-первый расчетный случай $-\xi < \xi_{Rf} < \xi_R$ (первопричина разрушения – растянутая стальная рабочая арматура);

-второй расчетный случай $-\xi_{Rf} < \xi < \xi_R$ (одновременное разрушение растянутой и сжатой зон);

-третий расчетный случай $-\xi_{Rf} < \xi_R < \xi$ (переармированное сечение).

Ниже последовательно приведены формулы для каждого из этих случаев расчета, применительно к элементам прямоугольного и таврового профиля.

Дополнительно к вышеизложенному, добавим, что железобетонные элементы, усиленные внешним композитным армированием, рассчитываются, независимо от вида напряженного состояния, по общим условиям:

$$M \leq M_{ult} \text{ (3.6); либо } Q \leq Q_{ult} \text{ (3.7),}$$

где M и Q – соответственно изгибающий момент и поперечная сила от внешней нагрузки;

M_{ult} и Q_{ult} – соответственно предельное значение изгибающего момента и поперечной силы, которое может воспринимать усиленное внешней композитной арматурой сечение.

3.1.2. Проверка прочности усиленных элементов прямоугольного профиля.

Расчетная схема для расчета по прочности нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов прямоугольного профиля, имеющих двойную арматуру в усиливаемом элементе, приведена на рис.3.1.

Величина предельного изгибающего момента M_{ult} для балок, усиленных внешней композитной арматурой, определяется, в зависимости от расчетного случая по следующим формулам: Условие №1 $\xi = x/h \leq \xi_{Rf} \leq \xi_R$ (3.8)

$$M_{ult} = R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') + R_f A_f a \quad (3.9)$$

В которой высота сжатой зоны бетона x определяется из выражения:

$$x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s + R_f A_f}{R_b b} \leq \xi_{Rf} h \quad (3.10)$$

Условие №2 $\xi_{Rf} < \xi < \xi_R$ (3.8, а) Условие №3 $\xi_{Rf} < \xi_R < \xi$ (3.8, б)

Предельный изгибающий момент M_{ult} для условий №2 и 3 допускается определять по формуле (3.11)

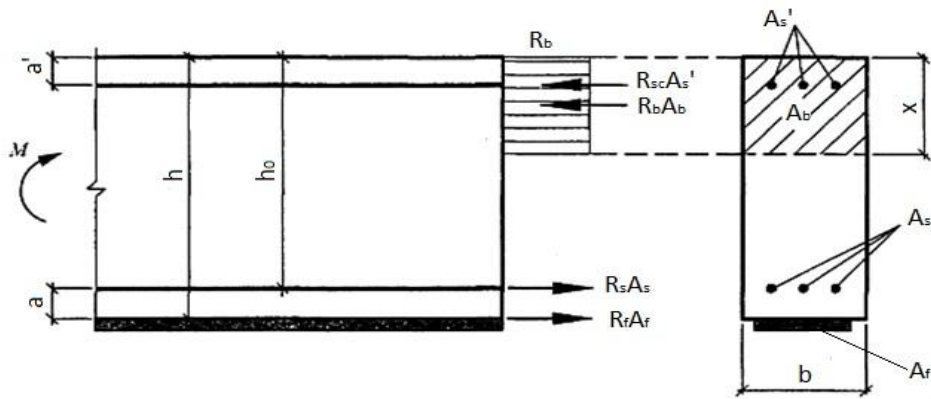


Рис. 3.1. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении нормальном к продольной оси изгибаемого железобетонного элемента с внешним армированием из композитных материалов, при его расчете по прочности

$$M_{ult} = R_b b \bar{x} (h_0 - 0,5\bar{x}) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') + \sigma_f A_f a_f, \quad (3.11)$$

где σ_f — напряжения во внешней композитной арматуре, которое определяется по формуле:

$$\sigma_f = \left[\varepsilon_{b2} \left(\frac{\omega h}{x} - 1 \right) - k \varepsilon_{bt}^0 \right] E_f, \quad (3.12)$$

где ω – характеристика сжатой зоны бетона, равная 0,8 или 0,7 (см. п.3.11);

ε_{bt}^0 – начальные деформации растянутой грани сечения, определяемые по

формуле:
$$\varepsilon_{bt}^0 = \frac{\varepsilon_s^0 h + \varepsilon_b^0 a}{h_0}, \quad (3.13)$$

где ε_s^0 и ε_b^0 – начальные относительные деформации в стальной арматуре и бетоне, определяемые по формулам (3.2) и (3.5) в предыдущем параграфе.

В формулах (3.11) и (3.12) значения \bar{x} и k принимаются, в зависимости от расчетных условий, соответственно из выражений (3.14) и (3.15).

Условие №2 $\xi_{Rf} < \xi < \xi_R$ – применительно к высоте сжатой зоны бетона это условие примет вид $\xi_{Rf} h < x < \xi_R h_0$. Для указанного неравенства.

$$\bar{x} = \xi_{Rf} h; k=0. \quad (3.14)$$

Для условий №3 $\xi_{Rf} < \xi_R < \xi$ или $\xi_{Rf} h < \xi_R h_0 < x$, будем иметь:

$$\bar{x} = \xi_R h_0; k=1. \quad (3.15)$$

Во всех выражениях, граничное или предельное значение относительной высоты сжатой зоны бетона для железобетонного элемента ξ_R , определяется по формуле (3.3) по п.3.1.1.

При нарушении условия (3.1) стальная арматура в работе усиленного сечения не участвует. Поэтому в формулах (3.9) – (3.11) площадь стальной рабочей арматуры принимается равной нулю ($A_s = 0$).

3.1.3.Классический метод подбора внешней композитной арматуры

Прямого ответа на вопрос, как определить площади внешней композитной арматуры усиления нормы России [19] не дают. Известно лишь то, что руководство [3], подбор площади композитной арматуры рекомендует осуществ-

лять итерационным методом, задавая некоторую начальную величину A_f , а затем корректируя ее по результатам расчета по прочности на действие момента. Другими, словами, методом последовательного приближения добиваться равенства внутреннего и внешнего моментов.

Вместе с тем, площадь дополнительной внешней композитной арматуры усиления можно получить и расчетным путем, используя классические уравнения статики, после небольшого преобразования.

Приравняем внешний действующий момент M к моменту, воспринимаемому усиленным сечением M_{ult} . Последний лучше представить в виде двух слагаемых $M = M_0 + M_f$ (3.16). Момент M_0 , воспринимает усиливаемое сечение, а момент от дополнительной нагрузки, $M_f = M - M_0$ воспримет на себя внешняя композитная арматура.

$$M_f = M - R_b b x (h_0 - 0,5x) - R_{sc} A_s (h_0 - a'). \quad (3.17)$$

В формуле (3.17) и ниже, сжатая арматура вводится в расчет при условии, что высота сжатой зоны бетона x будет превышать ее двойное значение, т.е. $x \geq 2a'$.

Используя выражение (3.9), видим, что момент, воспринимаемый внешней композитной арматурой, будет равен третьему слагаемому, $M_f = R_f A_f a$. Однако определить площадь композитной арматуры из этого выражения невозможно, т. к. оно не учитывает работу бетона, следовательно, формулу (3.9) необходимо преобразовать.

Учитывая, что момент представляет пару сил, заменим усилие $R_b b x$ на равноценное усилие $R_s A_s$ и запишем уравнения моментов относительно центра тяжести сжатого бетона. Формула (3.9) примет вид:

$$M_{ult} = R_s A_s (h_0 - 0.5x) + R_f A_f (h - 0.5x) + R_{sc} A_s' (0.5x - a'). \quad (3.18)$$

Из этого выражения получим формулу для определения площади композитной арматуры.

$$A_f = \frac{M - R_s A_s (h - 0.5x) - R_{sc} A_s' (0.5x - a')}{R_f (h - 0.5x)} \quad (3.19)$$

В выражении (3.19) неизвестной является величина x . Для определения площади композитной арматуры в первом приближении A_{f1} высоту сжатой зоны бетона вычислим по формуле (3.10) без учета внешней композитной арматуры.

Наличие дополнительной арматуры в растянутой зоне приводит к изменению положения нейтральной оси, то есть увеличивает высоту сжатой зоны бетона. Полную ее высоту в усиленном сечении можно представить как сумму двух слагаемых $x_{s,f} = (x_s + x_f) \leq x_{Rf}$, (3.19, а)

где величина x_s – соответствует работе стальной арматуры A_s , а x_f – работе дополнительной арматуры усиления A_{f1} .

$$x_s = \frac{(R_s A_s - R_{sc} A_s')}{R_b b} \quad (3.20); \quad x_f = \frac{R_f A_{f1}}{R_b b} \quad (3.21).$$

Символом A_{f1} – обозначена площадь дополнительной арматуры, полученная в первом приближении из выражения (3.19).

После уточнения величины $x_{s,f}$ и используя формулу (3.19), получим уточненное значение площади внешней композитной арматуры во втором приближении. Как правило, расчет на этом заканчивается.

$$A_{f2} = \frac{M - R_s A_s (h - 0.5x_{s,f}) - R_{sc} A_s' (0.5x_{s,f} - a')}{R_f (h - 0.5x_{s,f})}. \quad (3.22)$$

При определении площади внешней композитной арматуры и расчете прочности изгибаемых элементов рекомендуется соблюдать первое расчетное условие $\xi \leq \xi_{R,f} < \xi_R$. При выполнении этого условия после подбора площади композитной арматуры по приложению П.5, табл. П.5.1 по формуле (3.10) уточняют высоту сжатой зоны бетона x и далее по формуле (3.9) осуществляют проверку прочности сечения.

Площадь внешней композитной арматуры A_f для случаев $\xi_{R,f} < \xi < \xi_R$ и $\xi_{R,f} < \xi_R < \xi$ расчетом не определяется. Однако перearмированные сечения могут получиться в случаях, когда фактическая площадь композитной арматуры (принятая, например, по конструктивным соображениям) окажется больше, чем расчетная. В этом случае, если высота сжатой зоны бетона по формуле (3.10) будет отвечать расчетным условиям (3.8, а) или (3.8, б), то по формулам (3.14) и (3.15) следует определить соответствующие значения величины $\bar{\chi}$ и коэффициента k . Далее по формуле (3.12) вычисляются фактические напряжения в композитной арматуре и с использованием формулы (3.11) рассчитывается фактическая несущая способность перearмированного сечения.

3.1.4. Универсальный метод подбора внешней арматуры для элементов прямоугольного профиля

Особенностью универсального метода является использование в расчетах приведенных характеристик всех используемых материалов. Он уже был опробован одним из авторов в работе [6], применительно к железобетонным конструкциям усиленным классическим методом. В адаптированном к композитным материалам виде, универсальный метод расчета предлагается в следующей редакции.

Расчетная схема для универсального метода расчета изгибаемого элемента, усиленного внешней композитной арматурой, представлена на рис.3.2.

Расчет нормальных сечений изгибаемых элементов, имеющих стальную рабочую арматуру в сжатой и растянутой зонах и дополнительную растянутую композитную арматуру, наклеенную на растянутой грани усиливаемых элементов, согласно СП [19] допускается выполнять в зависимости от соотношения относительной высоты сжатой зоны бетона для усиленного сечения (ξ) и его граничного значения $\xi_{R,f}$, определяемого по формуле (3.4).

При соотношении $\xi \leq \xi_{R,f} < \xi_R$ предельное состояние элемента наступает одновременно с достижением в растянутой стальной и композитной арматуре

$$A_{s,f,red} = A_s + A_f \frac{R_f}{R_s}; \quad (3.25)$$

$$a_{red} = \frac{R_f A_f (h_{0,f} - h_{0,s})}{R_s A_s + R_f A_f}, \quad (3.26)$$

где A_s и A'_s – площадь растянутой и сжатой стальной арматуры;

A_f – площадь сечения композитной арматуры усиления;

R_s и R_{sc} – соответственно расчетные сопротивления стальной арматуры на растяжение и сжатие в усиливаемом элементе. Их значения определяются согласно СП.63.13330 [18], или по прил. П2, табл. П.2.1;

R_f – расчетное сопротивление композитной арматуры усиления, которое определяется по п.2.3, формула (2.2).

$h_{0,f}$ – рабочая высота сечения для композитной арматуры, принимаемая равной высоте сечения усиливаемого железобетонного элемента (h), ввиду малой толщины композитного материала (всего несколько мм).

При $\xi \leq \xi_{R,f}$, величина ξ определяется по формулам (3.10) и (3.23).

$$\xi = \frac{(R_s A_{s,f,red} - R_{sc} A'_s)}{R_b b h_{0,red}}, \quad (3.27)$$

где b – ширина усиливаемого элемента;

R_b – расчетное сопротивление бетона усиливаемого элемента, принимаемого по материалам натурного обследования конструкции в зависимости от класса бетона, полученного с обеспеченностью 0,95.

Расчет прочности балки, усиленной внешним наращиванием композитной арматурой со стороны растянутой зоны выполняется по условию:

$$M_{f,ult} = R_b b x_{s,f} (h_{0,red} - 0,5 x_{s,f}) + R_{sc} A'_s (h_{0,red} - a'), \quad (3.28)$$

где a' – расстояние от сжатой грани бетона до центра сжатой арматуры A'_s в усиливаемом элементе;

$x_{s,f}$ – полная высота сжатой зоны бетона в усиленном композитными материалами элементе $x_{s,f} = x_s + x_f$;

x_s – часть высоты сжатой зоны бетона, соответствующая работе стальной арматуры;

x_f – часть высоты сжатой зоны бетона, приходящаяся на долю работы внешней композитной арматуры.

$$x_{s,f} = \frac{(R_s A_{s,red} - R_{sc} A'_s)}{R_b b}. \quad (3.29)$$

Количество дополнительной композитной арматуры усиления определяется по предложенной ранее [6] формуле:

$$A_f = -\frac{A}{2} - \sqrt{\frac{A^2}{4} - B}, \quad (3.30)$$

где А и В – численные значения выраженный в см², получаемые из выражений;

$$A = \frac{[R_s A_s - R_{sc} A'_s - R_b b (h_0 + a_f)]}{0,5 R_f}; \quad (3.31)$$

$$B = \frac{\{2[M + (R_{sc} A'_s a' - R_s A_s h_0)] R_b b + [R_s A_s - R_{sc} A'_s]^2\}}{R_f^2} \quad (3.32)$$

При использовании сжатой рабочей арматуры A'_s в усиливаемом элементе, или когда эта арматура не учитывается в расчете (при $x < 2a'$), численные коэффициенты А и В уточняются с использованием выражений

$$A = \frac{[R_s A_s - R_b b (h_0 + a_f)]}{0,5 R_f}; \quad (3.33)$$

$$B = \frac{\{2[M - R_s A_s h_0] R_b b + [R_s A_s - R_{sc} A'_s]^2\}}{R_f^2}. \quad (3.34)$$

Высота сжатой зоны бетона определяется по формуле:

$$x_{s,f} = \frac{[R_s A_s + R_f A_f]}{R_b b}. \quad (3.35)$$

Полученная высота сжатой зоны бетона не должна превышать своей граничной величины, определяемой из выражения:

$$x_{s,f} \leq x_{Rf} = \xi_{R,f} h_{0,red} \quad (3.36)$$

В случае, когда условие (3.36) не выполняется из-за того, что площадь внешней композитной арматуры принята больше расчетной по конструктивным соображениям, предельный момент, воспринимаемый усиленным сечением определяется из выражения:

$$M_{ult} = R_b b \bar{x} (h_{0,red} - 0,5 \bar{x}) + R_{sc} A'_s (h_{0,red} - a'). \quad (3.37)$$

Предельное значение высоты сжатой зоны бетона \bar{x} и напряжения в композитной арматуре σ_f определяются в зависимости от расчетных условий.

При $\xi_{Rf} < \xi < \xi_R$

$$\bar{x} = \xi_{Rf} h \quad (3.38)$$

$$\sigma_f = [\varepsilon_{b2} \left(\frac{\omega h}{x} - 1 \right)] E_f \quad (3.39)$$

При $\xi_{Rf} < \xi_R < \xi$

$$\bar{x} = \xi_R h_0 \quad (3.40)$$

$$\sigma_f = [\varepsilon_{b2} \left(\frac{\omega h}{x} - 1 \right) - \varepsilon_{bt}^0] E_f; \quad (3.41)$$

ε_{bt}^0 – начальные деформации растянутой грани сечения, определяемые по формуле (3.13).

В формулах (3.39) и (3.41) ω принимается равным 0,8 или 0,7, соответственно для конструкций из бетона класса до В60 и В70 – В100.

$\varepsilon_{b2} = 0,0035$ – для тяжелого бетона класса В60,

где ε_s^0 и ε_b^0 – начальные относительные деформации в стальной арматуре и бетоне, определяемые по формулам (3.2) и (3.5);

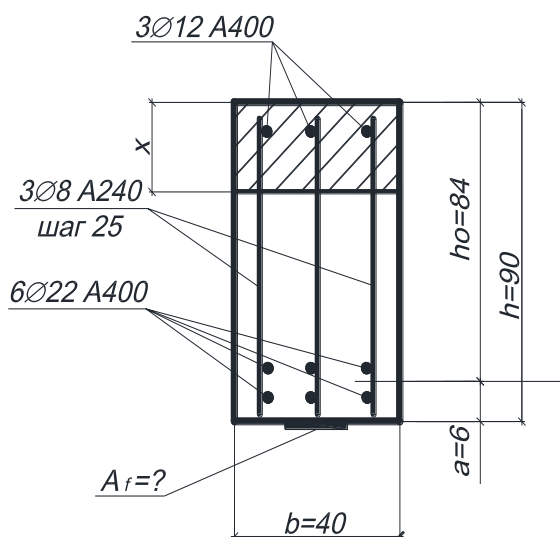
ξ_R – граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона для обычного железобетонного элемента определяемое по формуле (3.3). В преобразованном виде для бетонов с прочностью до класса В60:

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{R_s}{700}}. \quad (3.42)$$

Примечания: 1. Сжатая арматура во всех выражениях учитывается в случае, когда высота сжатой зоны бетона $x \geq 2a'$; 2. В формулах (3.31) – (3.34) выражения $(h_0 + a)$ и h_0 используются только при расчете в первом приближении. Во втором и, если потребуется, в третьем приближении в указанных расчетных формулах вместо значений $(h_0 + a)$ и h_0 при определении выражений А и В подставляется величина $h_{0,red}$, по формуле (3.24) т.к. площадь композитной арматуры уже известна.

3.1.5. Примеры расчета

Пример 3.1.1 (рис.3.3). Расчет усиления изгибаемого элемента прямоугольного профиля внешним армированием снизу. **Дано:** пролет балки $l_0=9,0$ м, размеры усиливаемого элемента $h=90$ см, $b=40$ см. Бетон усиливаемого элемента класса В30 ($E_b = 32,5 \cdot 10^3$ МПа). $h_0 = 84$ см, $a=6$ см, $a'=3$ см. Арматура усиливаемого элемента класса А400 ($R_{sc} = 350$ МПа, $R_s = R_{sad} = 350$ МПа). Площадь арматуры $A_s = 22,81$ см² (6Ø22); $A'_s = 3,39$ см² (3Ø12). Коэффициент усиления сечения $K=1,35$. Требуется определить площадь дополнительной композитной растянутой арматуры A_f , используя **классический** метод, если известно, что усиление балки будет проводиться без разгрузки элемента, однако нагрузка на усиливаемый элемент не превышает 65% от разрушающей. Следовательно,



коэффициенты условий работы бетона и арматуры приняты равными единице. Усиливаемый элемент находится в закрытом помещении.

Рис.3.3. Расчетная схема усиления элементов прямоугольного профиля наращиванием снизу

Определяем несущую способность усиливаемого сечения.

Рабочая высота сечения $h_0 = h - a = 90 - 6 = 84$ см, где $a = a_b + 0,5d_s + V 1/2 = 22 + 22/2 + 50/2 = 58$ мм (см. прил. 3, табл. П.3.2).

Принимаем $a = 6$ см. Относительная высота сжатой зоны бетона

$$\xi = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b b h_0} = \frac{[350(22,81 - 3,39)]}{15,5 \cdot 40 \cdot 84} = 0,132 < \xi_R = 0,53,$$

где ξ_R определяется по формуле (6.11) [10]; $\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{R_s}{700}} = \frac{0,8}{1 + \frac{355}{700}} = 0,53;$

т.к. $\xi < \xi_R$, растянутая арматура работает с полным расчетным сопротивлением при $\xi = 0,132$ $x = \xi h_0 = 0,132 \cdot 84 = 11,1$ см $> 2a' = 6$ см.

Сжатая арматура учитывается в расчете.

Несущая способность существующего сечения:

$$M_{0ult} = R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a').$$

$$M_{0ult} = 15,5(100) \cdot 40 \cdot 11,1(84 - 0,5 \cdot 11,1) + 350(100) \cdot 3,39(84 - 3) = 539,9 \cdot 10^5 + 97,5 \cdot 10^5 = 637,4 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см}.$$

Величина момента, действующего на балку после проведения реконструкции

$$M_{ad} = M_{0ult} K = 637,4 \cdot 10^5 \cdot 1,35 = 860,5 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см}.$$

Учитывая значительную величину изгибающего момента, в качестве композитной арматуры усиления принимаем ламинаты из углеродных волокон с расположением в один ряд (MBRACE FJB LAM CF 210/2800.50x1,4. 100m)

Нормативные характеристики указанного углепластика:

$$R_{fn} = 2800 \text{ МПа}; E_{fn} = 2,1 \cdot 10^5 \text{ МПа}; \text{полоса сечением } 100 \times 1,4 \text{ или } 50 \times 1,4 \text{ мм}.$$

Классический метод определения площади композитной арматуры

Расчетные характеристики принятого углепластика:

- модуль упругости – $E_f = E_{f,n} = 2,1 \cdot 10^5 \text{ МПа};$
- расчетное сопротивление на растяжение по формуле

$$R_f = \frac{\gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot R_{f,n}}{\gamma_f}. \quad (2.2)$$

В указанной формуле $\gamma_{f1} = 0,95$ для внутренних помещений (по табл. 2.2)

$\gamma_f = 1,1$; – для ламинатов из углепластика;

- расчетные сопротивления углепластика при коэффициенте $\gamma_{f2} = 1,0$

$$R_f = \frac{0,95 \cdot 1,0 \cdot 2800}{1,1} = 2418,2 \text{ МПа};$$

- предельные относительные деформации композитного материала для опреде-

ления коэффициента γ_{f2} : $\varepsilon_{f,ult} = \frac{R_f}{E_f} = \frac{2418,2}{2,1 \cdot 10^5} = 0,0115$;

- коэффициент условий работы γ_{f2} с учетом сцепления композитного мате-

риала с бетоном $\gamma_{f2} = \frac{1}{2,5 \varepsilon_{f,ult}} \sqrt{\frac{R_b}{n \cdot E_f \cdot t_f}} \leq 0,9$;

$$\gamma_{f2} = \frac{1}{2,5 \cdot 0,0115} \sqrt{\frac{15,5}{1 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 1,4}} = 34,78 \cdot 0,00725 = 34,78$$

- расчетное сопротивление углепластика с учетом коэффициента условий

работы γ_{f2} $R_f = \frac{0,95 \cdot 0,2525 \cdot 2800}{1,1} = 610,55 \text{ МПа};$

- момент, приходящийся на долю работы композитной арматуры

$$M_f = M - M_0 = 860,5 \cdot 10^5 - 637,4 \cdot 10^5 = 223,1 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см}.$$

Площадь композитной арматуры в первом приближении – по формуле (3.19) с учетом формулы (3.16). Принимаем $x = 11,1 \text{ см}$ как для неусиленного сечения по формуле (3.20)

$$A_{f1} = \frac{M_f}{R_f(h - 0,5x)} = \frac{223,1 \cdot 10^5}{610,55(100)(90 - 0,5 \cdot 11,1)} = 4,33 \text{ см}^2 = 43,3 \text{ мм}^2.$$

Высота сжатой зоны бетона, приходящаяся на долю работы композитной арматуры; по формуле (3.21)

$$x_f = \frac{R_f A_f}{R_b b} = \frac{610,55 \cdot (100) \cdot 4,33}{15,5(100) \cdot 40} = 4,26 \text{ см}.$$

Полная высота сжатой зоны бетона

$$x_{s,f} = x_s + x_f = 11,1 + 4,26 = 15,36.$$

Площадь арматуры во втором приближении по формуле (3.22)

$$A_{f2} = \frac{M - R_s A_s (h_0 - 0,5x_{s,f}) - R_{sc} A'_s (0,5x_{s,f} - a')}{R_f (h - 0,5x_{s,f})};$$

$$A_{f2} = \frac{860,5 \cdot 10^5 - 350(100) \cdot 92,81(84 - 0,5 \cdot 15,36) - 350(100) \cdot 3,34(0,5 \cdot 15,36 - 3)}{610,55(100)(90 - 0,5 \cdot 15,36)} =$$

$$= \frac{860,5 \cdot 10^5 - 618,0 \cdot 10^5 - 5,63}{50,26 \cdot 10^5} = 4,71 \text{ см}^2 = 471 \text{ мм}^2.$$

Принимаем $2 - 100 \times 1,4 + 3 - 50 \times 1,4$; $A_f = 490 \text{ мм}^2 = 4,9 \text{ см}^2$.

Уточняем высоту сжатой зоны бетона по формуле (3.10) и сравниваем ее с предельно допустимой величиной.

$$x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s + R_f A_f}{R_b \cdot b} \leq \xi_{Rf} h;$$

$$x = \frac{355 \cdot 22,81 - 350 \cdot 6,89 \cdot 10^3 \cdot 3,59 + 2,99 \cdot 10^3 \cdot 610,55 \cdot 4,90}{15,5 \cdot 40} =$$

$$= \frac{9880}{620} = 15,93 < \xi_{Rf} \cdot h = 0,43 \cdot 90 = 38,8 \text{ см. Условие выполняется;}$$

$$\text{где } \xi_{Rf} = \frac{\omega}{1 + \frac{\varepsilon_{f,ult} + \varepsilon_b^0}{\varepsilon_{b2}}} = \frac{0,8}{1 + \frac{0,0029 + 0,0001}{0,0035}} = \frac{0,8}{1,857} = 0,43;$$

$$\varepsilon_{fult} = \frac{R_f}{E_s} = \frac{610,55}{2,1 \cdot 10^5} = 0,0029; \quad \varepsilon_b^0 = \frac{M_0}{E_{b1} \cdot I_{red}} x_0;$$

$E_{b1} = 0,85 E_b = 0,85 \cdot 32,5 \cdot 10^3 = 27,62 \cdot 10^3 \text{ МПа}$ – приведенное значение момента инерции без учета арматуры в виду малой погрешности;

$$I_{red} = \frac{bh^2}{12} = \frac{40 \cdot 90^3}{12} = 24,3 \cdot 10^5 \text{ см}^4;$$

$$\varepsilon_b^0 = \frac{0,65 \cdot 637,4 \cdot 11,1}{27,6 \cdot 10^5 \cdot 24,3} = 0,0000685 = 0,0001.$$

Проверяем условие (3.1).

$$R_f \leq (\varepsilon_{s2} - \varepsilon_s^0) E_f = (0,025 - 0,00496) \cdot 2,1 \cdot 10^5 = 0,02 \cdot 2,1 \cdot 10^5 =$$

$$= 4200 \text{ МПа}$$

$$\text{где } \xi_s^0 = \frac{M_0}{E_{b1} I_{red}} (h_0 - x_0) = \frac{0,65 \cdot 637 \cdot 10^5 \cdot 11,1}{27,6 \cdot 10^5 \cdot 24,3 \cdot 10^5} (84 - 11,1) = 0,00496.$$

По результатам расчета имеем первое расчетное условие $\xi < \xi_{Rf} < \xi_R$

В численном выражении будем иметь $0,184 < 0,43 < 0,53$

Проверяем несущую способность усиленного сечения, используя формулу (3.9)

$$M_{ult} = R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') + R_f A_f a = 15,5(100) * 40 * 15,93(84 - 0,5 * 15,93) + 350(120)3,39(84 - 3) + 610,55(100) * 4,9 * 6,0 = 866,4 * 10^5 \text{ Нсм} > M_{max} = 860,5 * 10^5 \text{ Нсм}.$$

Несущая способность обеспечена.

Пример 3.1.2. Универсальный метод подбора композитной арматуры

По условиям примера 3.1.1 подобрать площадь композитной арматуры и проверить несущую способность, используя универсальный метод. Исходные данные: $M_0 = 637,4 * 10^5 \text{ Нм}$; $M_{max} = 860,5 * 10^5 \text{ Нм}$; $A_s = 22,81 \text{ см}^2$; $A'_s = 3,39 \text{ см}^2$; $R_b = 15,5 \text{ МПа}$; $h = h_{0f} = 90 \text{ см}$; $h_0 = 84 \text{ см}$; $b = 40 \text{ см}$; $E_b = 32,5 * 10^3 \text{ МПа}$; $\xi_R = 0,53$; $R_f = 610,55 \text{ МПа}$; $E_f = 2,1 * 10^5 \text{ МПа}$; $\xi_{Rf} = 0,43$

Подбор композитной арматуры

Количество внешней композитной арматуры определяется по формуле

$A_f = -\frac{A}{2} - \sqrt{\frac{A^2}{4} - B}$ (3.30), в которой численные значения выражений А и В определяются по формулам (3.31) и (3.32).

$$A = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s - R_b b (h_0 - a_f)}{0,5 R_f} = \frac{350(100) * 22,81 - 350(110) * 40(84 + 6)}{0,5 * 610,55(100)} =$$

$$\frac{39006}{305,3} = -160,2 \text{ см}^2;$$

$$B = \frac{2[M + (R_{sc} A'_s a' - R_s A_s h_0)] R_b b + [R_s A_s - R_{sc} A'_s]^2}{R_f^2}.$$

$$B = \frac{2[860,5 * 10^5 + (350(100) * 3,39 * 3 - 350(100) * 22,81 * 84)] 15,5(100) * 40}{[610,55(100)]^2} +$$

$$\frac{[350(100) * 22,81 - 350(100) * 3,39]^2}{[610,55(100)]^2} = \frac{2[183,9 * 10^5] * 6,2 * 10^4}{3,73} = \frac{2755,7}{3,73} = 738,8 \text{ см}^2;$$

$$A_f = -\frac{-160,2}{2} - \sqrt{\frac{160,2^2}{4} - 738,8} = 80,1 - \sqrt{5677,2} = 80,1 - 75,4 = 4,65 \text{ см}^2.$$

Принимаем $2-100 \times 1,4 + 3-50 \times 1,4$;

$$A_f = 280 + 210 = 490 \text{ мм}^2 = 4,9 \text{ см}^2.$$

Учитывая одинаковую площадь арматуры по аналогии с примером 3.1.1 принимаем $\xi_R = 0,53$; $\xi_{Rf} = 0,43$.

Проверка прочности усиленного сечения

Расчет выполняем с использованием приведенных характеристик усиленного сечения, используя формулы (3.23) – (3.28).

Предварительно уточняем случай расчета, для чего определяем полную высоту сжатой зоны бетона, используя выражения (3.20) и (3.21).

$$x_s = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b b} = \frac{350(100) * 22,81 - 350(100) * 3,37}{15,5(100) * 40} = 11,1 \text{ см};$$

$$x_f = \frac{R_f A_f}{R_b b} = \frac{610,55(100) * 4,9}{15,5(100) * 40} = 4,82 \text{ см};$$

$$x_{s,f} = x_s + x_f = 11,1 + 4,82 = 15,92 \text{ см}; \xi = \frac{x_{s,f}}{h} = \frac{15,92}{90} = 0,177.$$

Имеет место первый расчетный случай. $\xi < \xi_{Rf} < \xi_R$, а именно $0,177 < 0,43 < 0,53$. Следовательно, напряжения в стальной и композитной арматуре будут равны расчетным сопротивлениям. Исходя из этого положения, определяем приведенные характеристики. Номера используемых формул приведены в скобках слева:

$$(3.25) A_{s,f,red} = A_s + A_f \frac{R_f}{R_s} = 22,81 + 4,9 \frac{610,55}{350} = 22,81 + 8,43 = 31,24 \text{ см}^2$$

$$(3.26) a_{red} = \frac{R_f A_f (h_{0f} - h_{0s})}{R_s A_s + R_f A_f} = \frac{610,55(100) * 4,9(90 - 84)}{350(100) * 22,81 + 610,55(100) * 4,9} =$$

$$= \frac{17950,2}{11089,2} = 1,62 \text{ см}; \quad (3.2) h_{0,red} = h_0 + a_{red} = 84 + 1,62 = 85,62 \text{ см}.$$

Приведенная высота сжатой зоны бетона и её относительная величина

$$(3.27) \quad \xi = \frac{R_s A_{s,f,red} - R_{sc} A'_s}{R_b b h_{0,red}},$$

$$\xi = \frac{350(100) * 31,24 - 350(100) 3,39}{15,5(100) 40 * 85,62} = \frac{9886,7}{53084,4} = 0,186;$$

$$x_{s,f} = \xi h_{0,red} = 0,186 * 85,62 = 15,95 \text{ см}.$$

Несущая способность усиленного сечения по формуле (3.28).

$$\begin{aligned} M_{ult} &= R_b b x_{s,f} (h_{0,red} - 0,5 x_{s,f}) + R_{sc} A'_s (h_{0,red} - a') = \\ &= 15,5(100) 40 * 15,95 (85,62 - 0,5 * 15,95) + 355(100) * \\ &* 3,39 (85,62 - 3) = 767,8 * 10^5 + 99,43 * 10^5 = \\ &= 867,2 * 10^5 \text{ Нсм} > M_{max} = 860,5 * 10^5 \text{ Нсм}. \end{aligned}$$

3.2. Расчет усиления для элементов таврового профиля по нормальным сечениям

3.2.1. Проверка прочности нормальных сечений усиленных элементов таврового профиля

Расчетная схема для расчета по прочности нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов таврового и двутаврового профиля, имеющих двойную рабочую арматуру в усиливаемом элементе, приведена на рис. 3.4.

$x \leq h_f'$ (случай 1)

$x \geq h_f'$ (случай 2)

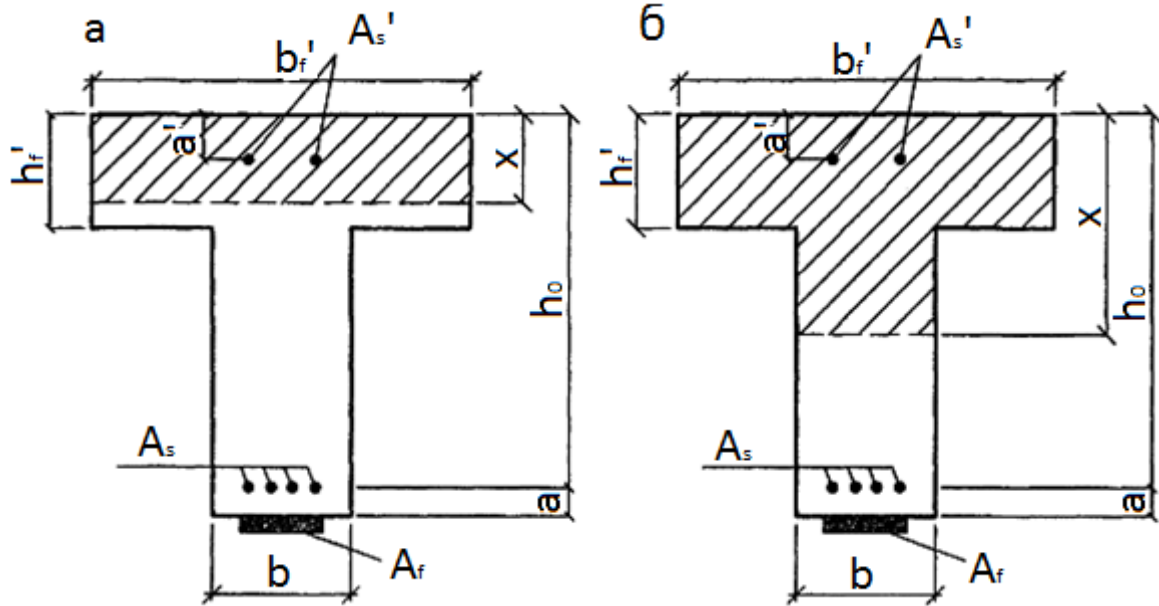


Рис.3.4. Схема расположения границ сжатой зоны в сечении изгибаемого железобетонного элемента таврового профиля с внешним армированием из композитных материалов

Величина предельного изгибающего момента M_{ult} – для усиленных внешней композитной арматурой балок таврового или двутаврового профиля для каждого из трех расчетных условий, указанных ранее, производится в зависимости от положения границы сжатой зоны. (первый случай: граница сжатой зоны проходит в пределах высоты полки $x \leq h_f'$).

Если условие $x \leq h_f'$ соблюдается, то выполняется и условие:

$$R_s A_s + R_f A_f \leq R_b b_f' h_f' + R_{sc} A'_s. \quad (3.43)$$

При выполнении этого неравенства всегда будут выполняться и неравенства, относящиеся к первому расчетному случаю $\xi < \xi_{Rf} < \xi_R$.

Значение M_{ult} определяется как для элементов прямоугольного сечения с шириной $b = b_f'$. Расчетные формулы примут вид:

$$M_{ult} = R_b b_f' x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') + R_f A_f a; \quad (3.44)$$

$$x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s + R_f A_f}{R_b b_f'} \leq h_f'. \quad (3.45)$$

При расчете элементов таврового или двутаврового профиля усиленных внешним композитным армированием, должны соблюдаться все рекомендации П.8.1.11 СП63.13330.2012 [18], касающиеся расчетной ширины полки b_f' , вводимой в расчет.

Для **монолитных** конструкций значение b_f' принимается исходя из условия, что ширина свеса в каждую сторону от ребра не должна превышать величины, равной $1/6$ от пролета балки, при этом полная ширина полки принимается $b_f' = \frac{l}{3} + b$. Одновременно должны выполняться условия:

- а) при наличии поперечных ребер или при $h_f' \geq 0,1h$ – величина b_f' принимается равной шагу балок (продольных ребер);
- б) при отсутствии поперечных ребер (или при расстояниях между ними больших, чем расстояния между продольными ребрами) и при $h_f' < 0,1h$ значение $b_f' = 12h_f' + b$;

При расчете **сборных конструкций** ограничения по ширине полок, вводимых в расчет, более жесткие по сравнению с монолитными конструкциями, а именно:

$$\begin{aligned} b_f' &= 12h_f' + b \text{ при } h_f' \geq 0,1h; \\ b_f' &= 6h_f' + b \text{ при } 0,05h \leq h_f' < 0,1h; \\ b_f' &= b \text{ при высоте полки } h_f' < 0,05. \end{aligned}$$

Граница сжатой зоны проходит в ребре

(второй случай $x > h_f'$)

При соблюдении расчетного условия №1 $\xi < \xi_{Rf} < \xi_R$, для случая, когда $x > h_f'$, величина предельного изгибающего момента M_{ult} для композитно усиленного железобетонного сечения определяется по формуле:

$$M_{ult} = R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_b (b_f' - b) h_f' (h_0 - 0,5h_f') + R_{sc} A_s' (h_0 - a') + R_f A_f a. \quad (3.46)$$

Высота сжатой зоны бетона в формуле (3.46) определяется по формуле:

$$x = \frac{R_s A_s + R_f A_f - R_{sc} A_s' - R_b (b_f' - b) h_f'}{R_b b} \leq x_R = \xi_{Rf} h. \quad (3.47)$$

Расчет по формулам (3.46) и (3.47) выполняется при соблюдении всех ограничений, касающихся ширины полки, вводимой в расчет, которые подробно описаны, когда речь шла о расчете элементов с полкой в сжатой зоне при значениях $x \leq h_f'$.

При наличии расчетных условий №2 $\xi_{Rf} < \xi < \xi_R$; №3 $\xi_{Rf} < \xi_R < \xi$, выражение (3.47) для элементов с полкой в сжатой зоне не выполняется. Поэтому значение M_{ult} определяется по формуле:

$$M_{ult} = R_b b \bar{x} (h_0 - 0,5 \bar{x}) + R_b (b_f' - b) h_f' (h_0 - 0,5 h_f') + R_{sc} A_s' (h_0 - a') + \sigma_f A_f a. \quad (3.48)$$

В формуле (3.48) напряжение в композитной арматуре σ_f определяются, как и для элементов прямоугольного профиля, по формуле (3.12), а значения высоты сжатой зоны бетона \bar{x} и коэффициент k определяются из выражения (3.14) при наличии неравенства №2 $\xi_{Rf} h < x < \xi_R h_0$ и из выражений (3.15) для расчетного случая №3 $x > \xi_R h_0$ с использованием в обоих случаях формулы (3.13).

По аналогии с элементами прямоугольного профиля, в расчетных формулах (3.46) и (3.48) площадь стальной рабочей арматуры A_s принимается равной нулю ($A_s = 0$), если не выполняется условие (3.1).

3.2.2. Подбор площади внешней композитной арматуры на базе уравнений статики

Граница сжатой зоны находится в пределах полки (первый случай $x \leq h_f'$)

При соблюдении условия ($x \leq h_f'$) подбор площади внешней композитной арматуры классическим методом производится как для элементов прямоугольного сечения с шириной $b = b_f'$ в соответствии с вышеуказанными формулами (3.17) – (3.22).

Для лучшего понимания логики расчета, приведем лишь порядок его выполнения:

$$M_f = M - R_b b_f' x (h_0 - 0,5 x) - R_{sc} A_s' (h_0 - a'); \quad (3.49)$$

$$M_f = R_f A_f (h - 0.5x) \quad A_{f1} = \frac{M_f}{R_f (h - 0.5x)}; \quad x_{s,f} = x_s + x_f;$$

$$x_{s,f} = \frac{(R_s A_s - R_{sc} A'_s)}{R_b b_f} + \frac{R_f A_{f1}}{R_b b_f}; \quad (3.50)$$

$$A_{f2} = \frac{M - R_b b'_f x_{s,f} (h_0 - 0.5x_{s,f}) - R_{sc} A'_s (h_0 - a')}{R_f (h - 0.5x_{s,f})}. \quad (3.51)$$

После подбора площадь композитной арматуры, по формулам (3.45) и (3.44) осуществляется проверка прочности усиленного сечения.

Для элементов таврового профиля, у которых нейтральная ось проходит в пределах полки, всегда будет выполняться условие $\xi \leq \xi_{R,f} < \xi_R$. Отметим также, что во всех расчетных формулах ширина полки, вводимая в расчет должна соответствовать всем рекомендациям СП [18], которые подробно изложены в предыдущем параграфе.

Граница сжатой зоны расположена в ребре (второй случай $x > h'_f$)

При высоте сжатой зоны $x > h'_f$ граница сжатой зоны бетона проходит в ребре. Расчет площади сечения внешней композитной арматуры как и для элементов прямоугольного профиля выполняется при первом расчетном условии, когда $\xi \leq \xi_{R,f} < \xi_R$.

Усиленные композитной арматурой железобетонные элементы таврового профиля, у которых нейтральная ось выходит за пределы полки, рассчитываются как вновь проектируемые. Работа такого элемента разбивается на работу ребра и свесов. Учитывая подробные пояснения, для элементов прямоугольного профиля, здесь ограничимся лишь цепочкой расчета площади внешней композитной арматуры A_f .

$$M_f = M - R_b b x (h_0 - 0.5x) - R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0.5h'_f) - R_{sc} A'_s (h_0 - a'); \quad (3.52)$$

$$A_{f1} = \frac{M_f}{R_{f*}(h-0.5x)}; x_{s,f} = (x_s + x_f) \leq x_{R,f};$$

$$x_{s,f} = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s - R_b (b'_f - b) h'_f}{R_b b} + \frac{R_f A_{f1}}{R_b b}; \quad (3.53)$$

$$A_{f2} = \frac{M - R_b b x_{s,f} (h_0 - 0.5 x_{s,f}) - R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0.5 h'_f) - R_{sc} A'_s (h_0 - a')}{R_s (h - 0.5 x)}. \quad (3.54)$$

Далее по формулам (3.47) и (3.46) проверяется несущая способность усиленного элемента таврового профиля. Как и ранее, при расчетах элементов таврового профиля должны выполняться все требования СП[18], касающиеся расчетных ограничений ширины полки, вводимой в расчет.

Если по результатам подбора композитной арматуры окажется, что высота сжатой зоны бетона $x_{s,f}$ больше граничных значений $\bar{x} = \xi_{R_f} h$ либо $\bar{x} = \xi_R h_0$, то проверку прочности сечений следует выполнять с использованием формулы (3.48). При этом напряжение в композитной арматуре σ_f следует, как и ранее, определять по формулам (3.12) - (3.15).

3.2.3. Универсальный метод подбора внешней арматуры

При использовании классического метода железобетонные балки таврового или двутаврового профиля, которые имеют развитую сжатую зону, усиливают, как правило, наращиванием снизу. Поэтому применение нетрадиционного метода усиления предполагающего внешнее композитное армирование растянутой зоны, более предпочтительно по сравнению с усилением элементов прямоугольного профиля. Связано это с более высоким уровнем эффективности использования композитных материалов за счет более высокого коэффициента композитного армирования μ_f .

Расчет балок с полкой в сжатой зоне как вновь проектируемых, так и усиленных нетрадиционным методом производится в зависимости от положения границы сжатой зоны бетона, но при обязательном выполнении условия $\xi \leq \xi_{R,f}$.

Подробно универсальный метод подбора композитной арматуры изложен на примере усиления элементов прямоугольного профиля поэтому в данном параграфе остановимся лишь на особенностях метода применительно к элементам таврового профиля.

Граница сжатой зоны располагается в пределах полки
(первый случай $x \leq h'_f$)

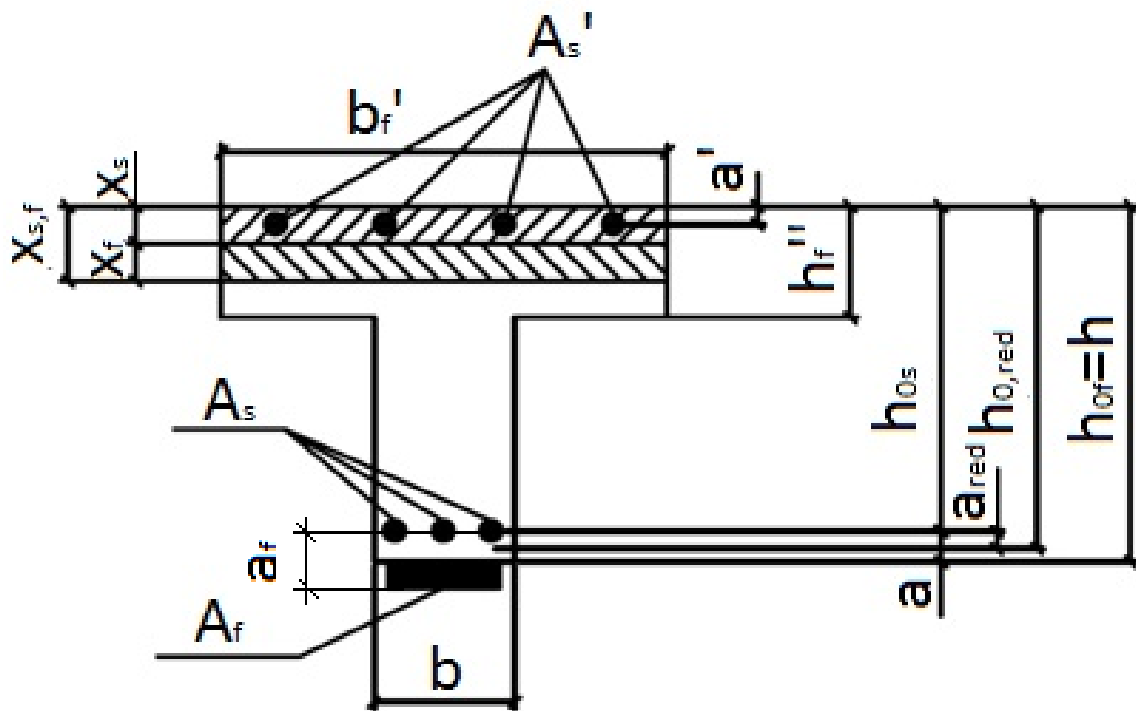


Рис.3.5. Расчетная схема для универсального метода расчета элемента таврового профиля по первому случаю ($x \leq h'_f$)

Общий случай расчета для усиливаемых элементов при наличии двойной стальной арматуры в усиливаемом сечении и одиночной – при внешнем композитном усилении для случая, когда нейтральная ось расположена в пределах полки, приведена на рис.3.5.

При использовании универсального метода расчета и наличии условия $x \leq h'_f$ должно выполняться условие:

$$R_s A_{s,red} \leq R_b b'_f h'_f + R_{sc} A'_{s}. \quad (3.55)$$

При соблюдении условия (3.55) подбор площади композитной арматуры и проверка прочности усиленного сечения выполняются по формулам (3.24) – (3.41) как для прямоугольного профиля, в которых ширина сечения элемента b заменяется на ширину полки, т.е. $b = b_f''$. Условие $\xi < \xi_{R,f} < \xi_R$ при $x \leq h_f'$ выполняется всегда. Порядок расчета в этом случае будет следующим:

$$A_{f1} = -\frac{A}{2} - \sqrt{\frac{A^2}{4} - B};$$

$$A = \frac{[R_s A_s - R_{sc} A_s' - R_b b_f' (h_0 + a)]}{0.5 R_f}; \quad (3.56)$$

$$B = \frac{2[M + (R_{sc} A_s' a' - R_s A_s h_0)] R_b b_f' + [R_s A_s - R_{sc} A_s']^2}{R_f^2}; \quad (3.57)$$

$$A_{s,fred} = A_s + A_f \frac{R_f}{R_s};$$

$$a_{red} = \frac{R_f A_{f1} (h_{0f} - h_{0s})}{R_s A_s + R_f A_f}; \quad h_{0red} = h_0 + a_{red};$$

$$x_{s,f} = \frac{R_s A_{s,fred} - R_{sc} A_s'}{R_b b_f'}. \quad (3.58)$$

При $x \leq h_f'$ всегда будет выполняться условие $\xi < \xi_{R,f} < \xi_R$.

$$M_{f,ult} = R_b b_f' x_{s,f} (h_{0,red} - 0.5 x_{s,f}) + R_{sc} A_s' (h_{0,red} - a'). \quad (3.59)$$

Далее проверяется условие $M \leq M_{ult}$. Если оно не выполняется, необходимо уточнить величины A и B , подставив в формулах (3.56) и (3.57) вместо $(h_0 + a)$ и h_0 значение $h_{0,red}$ и снова определить величину A_{f2} .

При расположении нейтральной оси в ребре, условие (3.55) не выполняется.

Предельный момент, воспринимаемый усиленным сечением, в этом случае определяется из условия (3.60).

**Граница сжатой зоны пересекает ребро
(второй случай $x > h'_f$)**

Расчетная схема для указанного случая приведена на рис.3.6

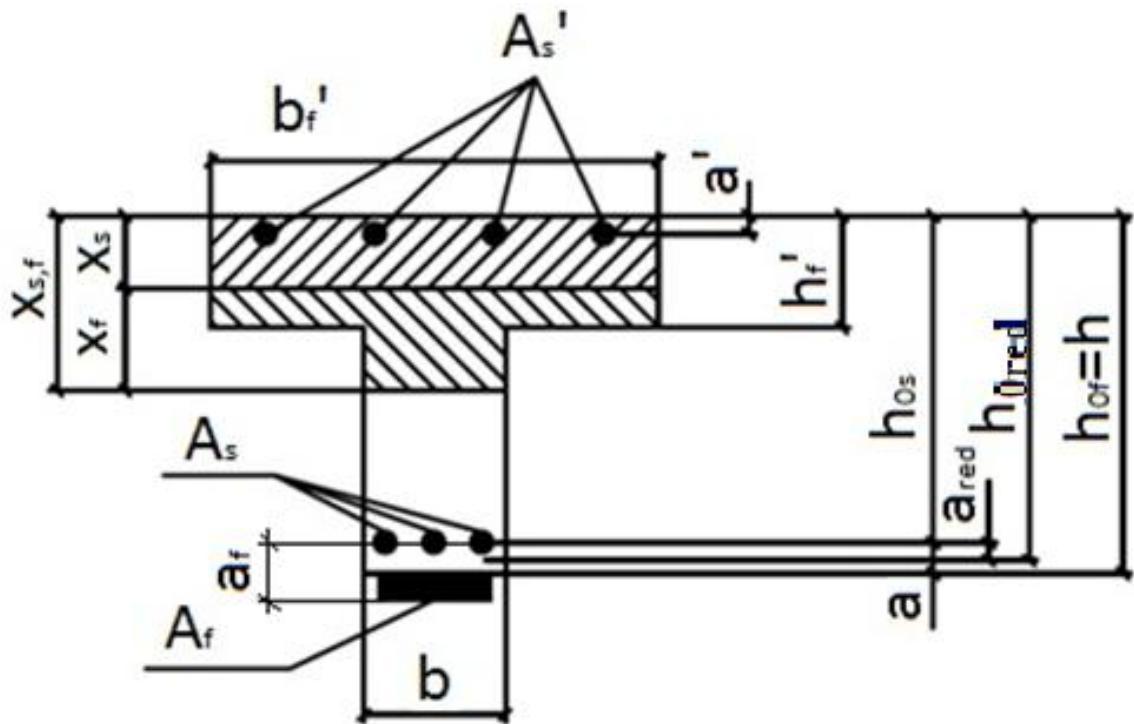


Рис.3.6. Расчетная схема для универсального метода расчета элемента таврового профиля по второму случаю ($x > h'_f$)

$$M_{ult} \leq R_b b x_{s,f} (h_{0,red} - 0,5 x_{s,f}) + R_b (b'_f - b) h'_f (h_{0,red} - 0,5 h'_f) + R_{sc} A_s' h_{0red} - a' \quad (3.60)$$

Высота сжатой зоны бетона $x_{s,f}$ для выражения (3.56) определяется по формуле.

$$x_{s,f} = \frac{[R_s A_{s,red} - R_b h'_f (b'_f - b) - R_{sc} A_s']}{R_b b}, \quad (3.61)$$

где $A_{s,red}$ — определяется из выражения (3.25).

Площадь внешней растянутой арматуры усиления в первом приближении A_f вычисляется по формуле (3.30), в которой значения А и В определяют из выражений:

$$A = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s - R_b [b(h_0 + a) + h'_f (b'_f - b)]}{0,5 R_f}; \quad (3.62)$$

$$B = \frac{[R_s A_s - R_{sc} A'_s]^2 + [R_b h'_f (b'_f - b)]^2}{R_f^2} + \frac{2 R_b b [M - R_s A_s h_0 + R_{sc} A'_s a' + R_b (h'_f)^2 (b'_f - b)]}{R_f^2} - \frac{2 R_b h'_f (R_s A_s - R_{sc} A'_s) (b'_f - b)}{R_f^2}. \quad (3.63)$$

Сжатая стальная арматура учитывается в расчетах только при выполнении условия $x_{s,f} > 2a'$. Далее по формуле (3.30) определяется площадь композитной арматуры и другие параметры по аналогии с формулами (3.24) – (3.29).

Полная последовательность выполнения расчетов для усиленных элементов таврового профиля при различном положении нейтральной оси, приведена в примере. После определения по формуле (3.30) площади композитной арматуры в первом приближении, и ее подбора по условному сортаменту (прил. 5), определяется фактическая высота сжатой зоны бетона $x_{s,f}$ и далее по формуле (3.56) – несущая способность усиленного сечения

$$x_{s,f} = \frac{R_s A_s + R_f A_{f1} - R_b (b'_f - b) h'_f - R_{sc} A'_s}{R_b b} \leq x_{Rf} = \xi_{Rf} h_{0red}. \quad (3.64)$$

При расчете площади внешней композитной арматуры усиления, во втором приближении в формуле (3.57) при определении коэффициента **A** значение $(h_0 + a)$ заменяется на $h_{0,red}$ по формулам (3.24) и (3.26). При определении коэффициента **B** величина h_0 в формуле (3.58) также заменяется на $h_{0,red}$. Если условие (3.64) не выполняется после подбора фактической площади композитной арматуры, то усиленное сечение окажется переармированным. В этом случае по формуле (3.12), с использованием (3.13) - (3.15), определяются фактические напряжения в композитной арматуре **σ_f**. Далее проверяется несущая способность усиленного сечения по формуле:

$$M_{ult} = R_b b \bar{x} (h_{0red} - 0.5 \bar{x}) + R_b (b'_f - b) h'_f (h_{0red} - 0.5 h'_f) + R_s A'_s (h_{0red} - a'). \quad (3.65)$$

При $x > h'_f$, порядок расчета аналогичен предыдущему.

3.2.4. Примеры расчета элементов таврового профиля

Пример 3.2.1 (рис. 3.6, а). Расчёт усиления элемента таврового профиля внешним армированием растянутой зоны (для случая, когда нейтральная ось при возросшем моменте пересекает ребро). **Дано:** Размеры сечения усиливаемого элемента: $h=80$ см; $b=30$ см; $h'_f=10$ см; $b'_f=80$ см. Бетон усиливаемого элемента класса В30 ($R_b=15,5$ МПа). Арматура для растянутой зоны ($6\emptyset 28$) $R_s = 270$ МПа. $A_s = 36,95$ см². То же, для сжатой зоны ($5\emptyset 12$), $R_{sc} = 215$ МПа, $A'_s = 5,65$ см². Композитная арматура усиления–ламинаты **MBraceLAMCF 210/2800.50.1.4.100m**. Коэффициент усиления $K=1,45$. Требуется определить площадь дополнительной композитной растянутой арматуры A_f , если известно, что нагрузка на усиливаемый элемент не превышает 65 % от разрушающей величины. Коэффициенты условий работы бетона и арматуры принимаем равными единице.

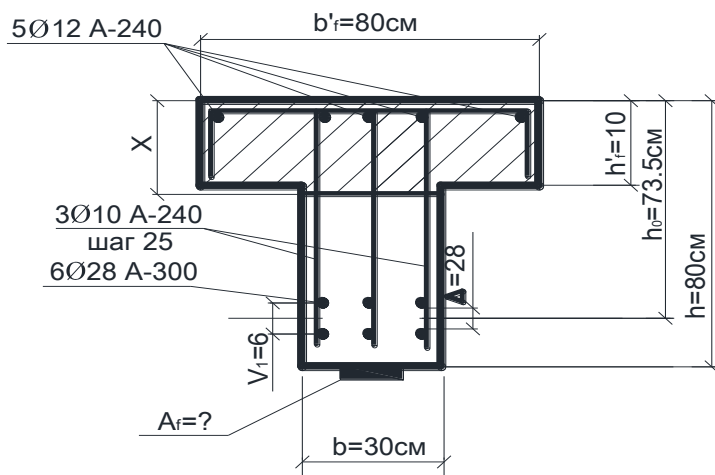


Рис. 3.6а. Расчетная схема усиления элемента таврового профиля

Определяем несущую способность усиливаемого элемента: рабочая высота сечения $h_0 = h - a = 80 - 7,5 = 72,5$ см, где $a = a_b + 0,5d_s + 0,5V_1$ (см. прил. 3, табл. П. 3.2). При $d_s = 28$ мм, $V_1 = 60$ мм, по аналогии с примером 3.1.2 $a = 30 + 0,5 \cdot 28 + 0,5 \cdot 60 = 74$ мм, принимаем $a = 7,5$ см;

–при отсутствии табл. П. 3.2 величину V_1 можно определить из выражения:

$V_1 = 0,5 \cdot d_{s1} + \Delta + 0,5 \cdot d_{s2}$, где $d_{s1,2}$ – диаметры арматуры соответственно первого и второго рядов; Δ – зазор между стержнями: $\Delta \geq d_s$, $\Delta \geq 2,5$ мм. При $d_s = 28$ мм, $V_1 = 0,5 \cdot 28 + 28 + 0,5 \cdot 28 = 56$ мм. Округляя до величины, кратной 5 мм в большую сторону, получим $V_1 = 60$ мм;

– положение нейтральной оси получим при сравнении усилия, воспринимаемого растянутой арматурой N_s , и усилия, воспринимаемого сжатой полкой N'_{bf} вместе с расположенной в ней сжатой арматурой N'_s :

$$N_s = R_s A_s = 270(100) \cdot 36,95 = 997,7 \cdot 10^3 \text{ Н};$$

$$N'_{bf} = R_b b'_f h'_f = 15,5(100) \cdot 80 \cdot 10 = 1240 \cdot 10^3 \text{ Н};$$

$$N'_s = R_{sc} A'_s = 215(100) \cdot 5,65 = 121,5 \cdot 10^3 \text{ Н};$$

$$N_s = 997,7 \text{ кН} < (N'_{bf} + N'_s) = (1240 + 121,5) \text{ кН}.$$

Следовательно, сжатая зона бетона расположена в пределах высоты полки $x < h'_f$. Имеем 1-й случай расчета. Высота сжатой зоны бетона

$$x = (R_s A_s - R_{sc} A'_s) / R_b b'_f = [270(100) \cdot 36,95 - 215(100) \cdot 5,65] / 15,5(100) \cdot 80 = 7,1 \text{ см}$$

$> 2a' = 6$ см, сжатая арматура учитывается в расчете

$$\begin{aligned} M_0 &= R_b b'_f x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') = \\ &= 15,5(100) \cdot 80 \cdot 7,1 \cdot (72,5 - 0,5 \cdot 7,1) + 215(100) \cdot 5,65 \cdot (73,5 - 3) = \\ &= 701,4 \cdot 10^5 \text{ Н·см} = 701,4 \text{ кН·м}. \end{aligned}$$

Величина момента, действующего на балку после реконструкции,

$$M_{max} = M_0 K = 701,4 \cdot 1,45 = 1017,0 \text{ кН·м};$$

-положение нейтральной оси при увеличенном моменте получим при сравнении действующего момента с моментом, воспринимаемым полкой:

$$\begin{aligned} M'_{bf} &= R_b b'_f h'_f (h_0 - 0,5 h'_f) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') = \\ &= 15,5(100) \cdot 80 \cdot 10 \cdot (72,5 - 0,5 \cdot 12) + 215(100) \cdot 5,65 \cdot (73,5 - 3) = \\ &= 935,0 \cdot 10^5 \text{ Н·см} < M_{ad} = 1017,0 \cdot 10^5 \text{ Н·см}. \end{aligned}$$

При возросшем в 1,45 раза моменте нейтральная ось переместилась в ребро, следовательно, $x > h'_f$, имеем 2-й случай расчета. Работу элемента таврового профиля разбиваем на работу ребра и свесов. Для дальнейшего расчета используем универсальный метод.

Площадь дополнительной композитной рабочей арматуры A_f определяем по формуле (3.30). Выражения для расчетов коэффициентов А и В принимаем в зависимости от соотношения относительной высоты сжатой зоны бетона и его граничного значения ξ_R и ξ_{Rf} по формулам (3.3) и (3.4).

$$\xi_R = 0,8 / (1 + R_s / 700) = 0,8 / (1 + 270 / 700) = 0,577.$$

При $x > h'_f$ величину ξ определяем через коэффициент α_m :

$$\begin{aligned} \alpha_m &= [M_{max} - R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5h'_f) - R_{sc} A'_s (h_0 - a')] / R_b b h_0^2 = \\ &= [1017,0 \cdot 10^5 - 15,5(100) \cdot (80 - 30) \cdot 10 \cdot (72,5 - 0,5 \cdot 10) - \\ &- 215(100) \cdot 5,65 \cdot (72,5 - 3)] / 15,5(100) \cdot 30 \cdot 72,5^2 = 0,16. \end{aligned}$$

Величину ξ определяем по прил. 3, табл. П.3.1, используя линейную интерполяцию, либо по формуле:

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,16} = 1 - 0,82 = 0,175;$$

$\xi = 0,175 < \xi_R = 0,577$, следовательно, коэффициенты А и В определяем по формулам (3.62) и (3.63). Далее переходим к расчету композитного усиления элемента.

Расчетные характеристики принятых углеламинатов

$E_{f,n} = E_f = 2,1 \cdot 10^5$; $R_{f,n} = 2800$ МПа; толщина полос 1,4 мм; ширина $b=50$ или 100мм.

Расчетные сопротивления углеламината на растяжение при коэффициенте

$$\gamma_{f2} = 1,0; R_f = \frac{\gamma_{f1} \gamma_{f2} R_f}{\gamma_f}. \text{ По табл. 2.2 принимаем } \gamma_{f1} = 0,95 \text{ для внутренних}$$

$$\text{помещений } \gamma_f = 1,1; R_f = \frac{0,95 \cdot 2800}{1,1} = 2418,2 \text{ МПа.}$$

Расчетное значение предельных относительных деформаций углеламината

$$\varepsilon_{f,ult} = \frac{R_f}{E_s} = \frac{2418,2}{2,1 \cdot 10^5} = 0,0115.$$

Коэффициент условий работы композитного материала, учитывающего его сцепление с бетоном по формуле (2.3) при наличии **двух слоев** ткани.

$$\gamma_{f2} = \frac{1}{2,5 \cdot 0,0115} \sqrt{\frac{15,5}{2 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 1,4}} = 34,78 \cdot 0,0051 = 0,177.$$

Расчетное значение сопротивления R_f по формуле (2.2)

$$R_f = \frac{0,95 \cdot 0,177 \cdot 2800}{1,1} = 428,9 \text{ МПа};$$

при однорядном расположении углеламината

$$\gamma_{f2} = \frac{1}{2,5 \cdot 0,0115} \sqrt{\frac{15,5}{1 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 1,4}} = 34,78 \cdot 0,00726 = 0,252$$

$$R_f = \frac{0,95 \cdot 0,252 \cdot 2800}{1,1} = 610,55 \text{ МПа}.$$

Предельное значение относительной высоты сжатой зоны бетона по формуле (6.2) [19] величину ε_b^0 ввиду ее малости не учитываем

$$\xi_{Rf} = \frac{0,8}{1 + \frac{0,0029}{0,0035}} = \frac{0,8}{1,828} = 0,438; \quad \varepsilon_{f,ult} = \frac{R_f}{E_s} = \frac{610,55}{2,1 \cdot 10^5} = 0,0029;$$

при двух слоях

$$\varepsilon_{f,ult} = \frac{R_f}{E_s} = \frac{428,9}{2,1 \cdot 10^5} = 0,0020; \quad \xi_{Rf} = \frac{0,8}{1 + \frac{0,002}{0,0035}} = \frac{0,8}{1,571} = 0,509.$$

Определяем расчетные условия для усиливаемого элемента

$\xi \leq \xi_{Rf} \leq \xi_R$; $\xi = 0,175 < \xi_{Rf} = 0,438 < \xi_R = 0,577$ условие выполняется.

Значение коэффициентов А и В в формуле (3.30)

$$A = \frac{270(100) \cdot 36,95 - 215(100) \cdot 5,65 - 15,5(100) \cdot [30 \cdot (72,5 + 7,5) + 10(80 - 30)]}{0,5 \cdot 610,55(100)} = -118,6 \text{ см}^2;$$

$$B = \frac{[270(100) \cdot 36,95 - 215(100) \cdot 5,65]^2 + [15,5(100) \cdot 10 \cdot (80 - 30)]^2}{[610,55(100)]^2} + \\ + \frac{2 \cdot 15,5(100) \cdot 30 \cdot [1017,0 \cdot 10^5 - 270(100) \cdot 36,95 \cdot 72,5 + 215(100) \cdot 5,65 \cdot 3 + 15,5(100) \cdot 10^2 \cdot (80 - 30)]}{[610,55(100)]^2} - \\ - \frac{2 \cdot 15,5(100) \cdot 10 \cdot [270(100) \cdot 36,95 - 215(100) \cdot 5,65] \cdot (80 - 30)}{[610,55(100)]^2} = 929,25 \text{ см}^2;$$

$$A_f = -A/2 - \sqrt{\left(\frac{A}{2}\right)^2 - B} = -(-118,6/2) - \sqrt{\frac{118,6^2}{4} - 929,25} =$$

$$= 59,3 - 50,8 = 8,44 \text{ см}^2 = 844 \text{ мм}^2$$

Конструктивно можно установить 2 полосы шириной 100 мм и одну 50 мм.

$$A_f = 3,5 \text{ см}^2.$$

При переходе на 2 слоя ламинатов суммарная площадь составит $7,0 \text{ см}^2$, однако требуемая площадь при уменьшении величины R_f до 428,9 МПа составит:

$$A = -168,8 \text{ см}^2; B = 1884,7 \text{ см}^2; A_f = -\frac{-168,8}{2} \sqrt{\frac{168,6^2}{4} - 1884,7} = 84,4 - 72,4 =$$

$$= 12,02 \text{ см}^2 = 1202 \text{ мм}^2. \text{ При наклеивании ламинатов в два слоя суммарная площадь}$$

ламинатов $500 \cdot 1,4 = 700 \text{ мм}^2 A_f < 1202 \text{ мм}^2$. Следовательно, усиление балки при действии момента $M_{max} = 1017 \text{ кН} \cdot \text{М}$ с использованием внешнего композитного армирования – не предоставляется возможным. Необходимо переходить к классическому методу усиления конструкций, либо уменьшить нагрузку.

Примечание. При определении площади дополнительной арматуры A_f для элементов таврового профиля работающих и при возросшей нагрузке также по первому случаю, т.е. при $x \leq h'_f$, коэффициенты A и B в формуле (3.25) вычисляются из выражений (3.26) и (3.27), принимая значение $b = b'_f$. При этом справедливы и другие формулы, относящиеся к расчету балок прямоугольного сечения.

Пример 3.2.2 по условиям примера 3.2.1 требуется определить величину предельно допустимого момента, воспринимаемого усиленным сечением, при однорядном и двухрядном расположении арматуры.

Дополнительные данные:

$R_f = 610,55 \text{ МПа}$ – при расположении композитной арматуры в один ряд;

$A_f = 3,5 \text{ см}^2; R_f = 428,8 \text{ МПа}$ – при двухрядном расположении арматуры

$$A_f = 7,0 \text{ см}^2.$$

Расчет выполняем с использованием классического метода

Однорядное расположение композитной арматуры

Определяем положение нейтральной оси:

Сила, воспринимаемая всей растянутой арматурой:

$$N_{s,f} = R_s A_s + R_f A_s = 270(100) * 36,95 + 610,55 * 3,5 = 1210,85 * 10^3 \text{ Н};$$

Сила, воспринимаемая полкой по примеру 3.2.1

$$N'_{bf} = R_b * b'_f * h'_f = 15,5(100) * 80 * 10 = 1240 * 10^3 \text{ Н};$$

$N_{s,f} < N_f = 1240 * 10^3 \text{ Н}$ – нейтральная ось проходит в полке.

Двухрядное расположение композитной арматуры

$$N_{s,f} = 270(100)36,95 + 428,9(100) * 7,0 = 1298,0 * 10^3 \text{ Н} \approx N_f = 1240 * 10^3 \text{ Н}.$$

Следовательно, и при двухрядном расположении арматуры нейтральная ось проходит в полке. Учитывая, что эффект увеличения площади композитной арматуры в 2 раза незначителен, расчет ведем для однорядного расположения арматуры.

- Высота сжатой зоны бетона для случая, когда $x < h'_f$

$$x = \frac{R_s A_s + R_f A_f - R_{sc} A'_{sc}}{R_b b'_f} =$$

$$\frac{270(100)*36,95+610,55(100)*3,5-270(100)*5,65}{15,5(100)*80} = 8,54 \text{ см}.$$

Предельно допустимый момент, воспринимаемый усиленным сечением.

$$\begin{aligned} M_{ult} &= R_b b_f x (h_0 - 0,5x) + R_f A_f a_f + R_{sc} A'_s (h_0 - a') = \\ &= 15,5(100) * 8,0 * 8,54(72,5 - 0,5 * 8,54) + 610,55(100) * 3,5 * 7,5 - \\ &- 270(100) * 5,65(72,5 - 3,0) = 722,5 * 10^5 + 16,2 * 10^5 + 106,0 * 10^5 = \\ &= 844,7 * 10^5 \text{ Н} * \text{см}. \end{aligned}$$

Предельно-допустимый коэффициент усиления для рассматриваемого сечения

$$K = \frac{M_{ult}}{M_0} = \frac{844,7 \text{ кН}}{701,4 \text{ кН}} = 1,2.$$

3.3. Расчет по прочности сечений, наклонных к продольной оси элементов

3.3.1. Общие сведения о расчете внешних элементов усиления на действие поперечных сил

Усиление наклонных сечений балок на приопорных участках с использованием композитных материалов, является развитием классического метода наращивания сечений, расположенных в зоне действия поперечных сил. Последний подробно рассмотрен в учебном пособии [6].

Согласно [19] , усиление наклонных сечений внешним композитным армированием может выполняться в виде двухсторонних полос, трехсторонних U-образных или замкнутых хомутов, расположенных перпендикулярно или под определенным углом по отношению к продольной оси изгибаемого элемента. Как вариант, возможно устройство полного обертывания обоймой приопорных участков. Вместо двухсторонних полос можно использовать вклеенные в пропиленные пазы круглые композитные стержни. Таким образом, по своей сути, мы получим метод наращивания сечений, так как при усилении элементов на поперечную силу используется только внешняя арматура. В последнем случае – это наклеенная внешняя (плоская) или внутренняя, вклеенная в штробу (круглая или узкая плоская) композитная арматура.

Рассматривая рекомендуемые схемы усиления отечественных нормативных документов, можно отметить следующее. Варианты усиления с вертикальными двухсторонними внутренними или наружными хомутами, равно как и наружными наклонными, стыкуемыми в нахлестку по грани растянутой зоны, в определенных случаях являются **наименее** надежными. Причина в том, что при разрушении балок от действия поперечной силы, особенно при сосредоточенных нагрузках, происходит изгиб рабочей арматуры непосредственно у опоры. Порой это происходит при отрыве защитного слоя бетона. Поэтому в первом случае хомут не работает, из-за отсутствия его анкеровки со стороны растяну-

той зоны. Во втором случае (при наклонных хомутах) композитная арматура на опирном участке вообще отсутствует, так как непосредственно у грани стены можно наклеить только вертикальные хомуты. Аналогичная картина имеет место непосредственно над силой, когда разрушение зачастую происходит от среза сжатой зоны бетона и последующего выпучивания сжатой арматуры.

По результатам экспериментов, проведенных авторами в лаборатории ЖБК РГСУ (рис. 3.7), установлено, что вертикальные U-образные полухомуты (т.е. наклеенные только до $\frac{1}{2}$ высоты балки) отрываются по бетону от боковой поверхности балок при нагрузке меньшей на 30-35% по сравнению с U-образным хомутом, установленным на полную высоту балки.



Рис.3.7. Отрыв полуанкера от боковой поверхности усиленной балки при появлении наклонной трещины со стороны растянутой зоны

С учетом изложенного, можно утверждать то, что абсолютно надежным является вариант с замкнутыми хомутами по всей длине, либо трехсторонние U-образные хомуты, наклеенные снизу-вверх от опоры до середины пролета среза и сверху-вниз – от середины пролета среза до первой сосредоточенной силы, но не менее $\frac{1}{4}$ пролета усиливаемых балок. Разумеется это возможно только при отсутствии сплошного настила. Отметим при этом, что Свод правил никак не оговаривает влияние существующих наклонных трещин на прочность усиленных сечений.

3.3.2. Расчет элементов усиления на поперечную силу при произвольной нагрузке

При усилении наклонных сечений изгибаемых элементов с использованием внешнего композитного армирования, расчет производится по общему случаю, но с учетом того, что вся **избыточная** поперечная сила, в полном объеме передается на композитное усиление. В остальном, расчет аналогичен «новому» проектированию наклонных сечений балок арматуры. Исключение составляет лишь введение дополнительного коэффициента γ_{swr} , который, по аналогии с усилением приопорных сечений балок классическим методом [6], учитывает влияние на прочность усиленного сечения существующих наклонных трещин.

Как и для вновь проектируемых, расчет усиленных конструкций, выполняется на действие главных сжимающих напряжений (расчет по прочности бетона между двумя наклонными трещинами), а также по наклонным сечениям на действие поперечных сил и изгибающих моментов.

Расчет по сжатой полосе между наклонными трещинами

Расчет изгибаемых элементов по прочности бетонной полосы между наклонными трещинами выполняется без учета работы внешнего армирования композитными материалами по формуле (8.55) [18]

$$Q \leq \varphi_{b1} R_b b h_0, \quad (3.66)$$

где Q – поперечная сила в нормальном сечении элемента;

φ_{b1} – коэффициент, принимаемый равным 0,3 для тяжелого бетона;

b и h_0 – соответственно ширина сечения и рабочая высота усиливаемого элемента.

Расчет по наклонным сечениям на действие поперечных сил

Расчетная схема усиленного внешним армированием из композитных материалов для наклонного сечения приведена на рис.3.8.

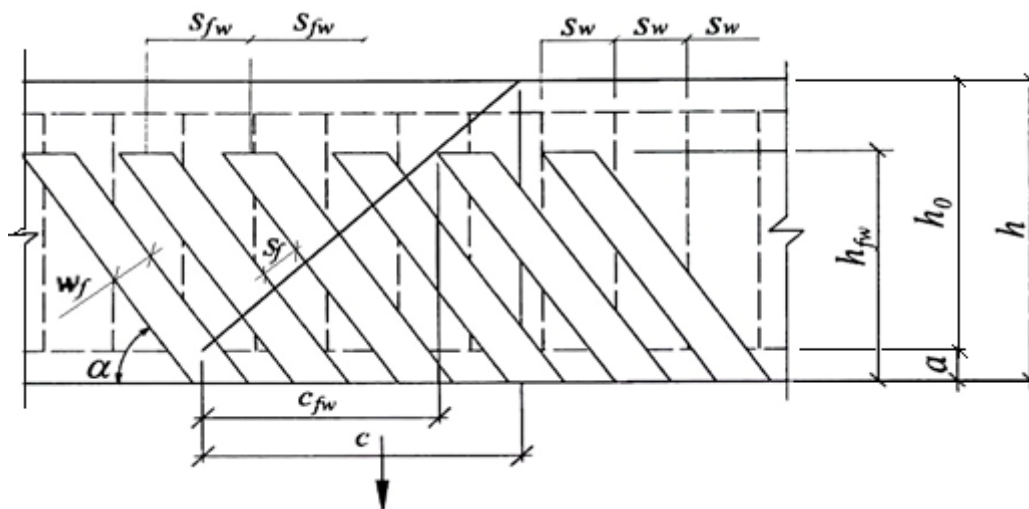


Рис.3.8. Схема усилий при расчете изгибаемых элементов с внешним армированием из композитных материалов по наклонному сечению на действие поперечных сил.

Расчет наклонных сечений балок, усиленных внешней композитной арматурой при действии **произвольной** нагрузки выполняется из условия:

$$Q \leq Q_b + Q_{sw} + Q_{fw} . \quad (3.67)$$

В формуле (3.67) величина Q – поперечная сила в наклонном сечении с длиной проекции C на продольную ось элемента, определяемая от всех внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения. Учитывается наиболее опасное загружение в пределах наклонного сечения;

Q_b и Q_{sw} – соответственно поперечные силы, воспринимаемые сжатой зоной бетона над концом наклонной трещины, и стальной поперечной арматурой, пересеченной наклонной трещиной. Их значения определяется по П.8.1.33 формулы (8.57)-(8.62); [18];

Q_{fw} – поперечная сила, воспринимаемая внешней композитной арматурой, которая определяется по формуле:

$$Q_{fw} = \psi_f \frac{A_{fw} R_{fw} \sin \alpha C_{fw}}{S_{fw}} , \quad (3.68)$$

где ψ_f – коэффициент, учитывающий вид композитной поперечной арматуры, который принимается равным 0,95 – для замкнутых хомутов и 0,85 – для двух и трехсторонних (U-образных) хомутов;

C_{fw} – проекция наклонной трещины, приходящаяся на долю работы композитных хомутов, определяемая по формуле

$$C_{fw} = \frac{C(h_{fw} - \alpha)}{h}, \quad (3.69)$$

где C – длина проекции наклонного сечения для усиливаемой балки, определяемая по формуле (3.70). Другие параметры в формуле (3.69) указаны на рис.3.8

$$C = \sqrt{\frac{\varphi_{b2} \varphi_{sw} R_{bt} b h_0^2}{q_{sw}}}, \quad (3.70)$$

A_{fw} – площадь поперечного сечения двухстороннего хомута из композитного материала, равная $n_f \cdot a_{fw} \cdot a_{fw} = W_f \cdot t_f$, где n_f – число односторонних хомутов;

W_f и t_f – ширина и толщина композитного хомута;

R_{fw} – расчетное сопротивление композитного материала на растяжение при расчете на поперечную силу:

$$R_{fw} = 0,75R_f \leq 0,004E_f; \quad (3.71)$$

- для двух- или трехсторонних хомутов учитывается дополнительное условие:

$$R_{fw} = 0,75R_f \leq \gamma_{f4}R_f \quad (3.72)$$

В выражении (3.72) коэффициент надежности по сцеплению γ_{f4} определяется по формуле:

$$\gamma_{f4} = \frac{k_1 k_2 L_f E_f}{1190 R_f} \leq 0,75, \quad (3.73)$$

где L_f – эффективная длина анкеровки, в мм, определяемая из выражения

$$L_f = \frac{23300}{(n \cdot t_f \cdot E_f)^{0,58}}, \quad (3.74)$$

где n – число слоев ткани (полос) в двухсрезном хомуте

k_1 – коэффициент, учитывающий прочность бетона и равный

$k_1 = (0,1R_b)^{2/3}$ (3.75), где R_b – принимается в МПа,

k_2 – коэффициент, учитывающий схему усиления, который определяется по формулам (3.76) для трехсторонних хомутов и (3.77) – двухсторонних.

$$k_2 = \frac{h_{fw} - L_f}{h_{fw}} \quad (3.76) \quad k_2 = \frac{h_{fw} - 2L_f}{h_{fw}} \quad (3.77)$$

К вышеуказанным формулам необходимо сделать следующие пояснения:

- в формулах (3.76) и (3.77) величина h_{fw} – высота наклеивания вертикальных и наклонных хомутов из композитного материала (см.рис.3.8).
- в формулах (3.71) и (3.72) значение R_f определяется по формуле (2.5), в которой величина коэффициента условий работы композитного материала из условия сцепления с бетоном - $\gamma_{f2} = 1,0$.
- Параметры в формулах (3.73) – (3.75) следует принимать, как безразмерные величины, а их числовые значения указывать в мм – для геометрических параметров и в МПа, когда речь идет о прочностных и деформационных характеристиках.
- В правой части формулы (3.67) должны выполняться следующие условия:

$$Q_{sw} + Q_{fw} \leq 2,5R_{bt}bh_0; \quad (3.78)$$

$$Q_{sw} + Q_{fw} \geq 0,5R_{bt}bh_0. \quad (3.79)$$

Указанные формулы ограничивают, соответственно, максимальное и минимальное значения стального и композитного поперечного армирования.

3.3.3.Расчет элементов усиления при равномерно распределенной нагрузке

Введенный в действие с 01.01.2013 Свод правил СП 63.13330.2012 [18], не содержит сведений об отмене использования СНиП 2.03.01-84 «Бетонные и железобетонные конструкции».поэтому в силе остается расчет на поперечную силу при действии равномерно-распределенной нагрузки [13].

В адаптированном к композитно-усиленным конструкциям виде расчет прочности наклонных сечений выполняется по следующей формуле:

$$Q_{swb,f} = 2 \sqrt{\varphi_{b2} * \varphi_{swr6} * R_{bt} * b * h_0^2 (q_{sw} + q_{fw})}, \quad (3.80)$$

где $\varphi_{b2} = 1,5$ – коэффициент, учитывающий работу тяжелого бетона;

φ_{swr6} – коэффициент, учитывающий наличие или отсутствие наклонных трещин в усиливаемом сечении до начала усиления и равный соответственно 0,75 и 1,0. (принято согласно [6] т.к. СП [19] этот вопрос не рассматривает).

q_{sw} – предельное усилие в существующей поперечной арматуре на единицу длины наклонного сечения, определяемое из выражения:

$$q_{sw} = (R_{sw} A_{sw}) / S_w \geq 0,25 R_{bt} b; \quad (3.81)$$

q_{fw} – предельное усилие, воспринимаемое внешней композитной поперечной арматурой на единицу длины усиленного сечения (интенсивность композитного поперечного армирования)

$$q_{fw} = \psi_f \frac{R_{fw} * A_{fw}}{S_{fw}} \sin \alpha, \quad (3.82)$$

где ψ_f – коэффициент, учитывающий схему наклеивания композитной поперечной арматуры и равный 0,95 для замкнутых хомутов и 0,85 для двух- и трехсторонних хомутов;

A_{fw} – площадь поперечной композитной арматуры, расположенной по боковым граням усиливаемых элементов. $A_{fw} = n_f a_{fw}$ (3.83)

В выражении (3.83) n_f – число слоев ткани или ламинатов, расположенных с двух сторон усиленного элемента ($n_f = 2$ при одном слое и $n_f = 4$ при двухслойных хомутах); a_f – площадь сечения одной ленты или полосы из композитного материала см. п. 3.3.1;

S_{fw} – шаг композитных хомутов осей (согласно п. 2.2 шаг хомутов в свету S_f должен быть не более: $h_0/2$ или $3W_f$;

W_f – ширина хомутов ($50 \leq W_f \leq 600$); $\sin\alpha = 1$ – при вертикальных композитных хомутах).

Следует отметить, что при соблюдении условий (3.78) и (3.79) должно соблюдаться и условие (3.85).

$$0,5R_{bt}bh_0 \leq (q_{sw} + q_{fw})C_{fw} \leq 2,5R_{bt}bh_0, \quad (3.85)$$

где C_{fw} – длина проекции наклонной трещины, пересекающей сечение композитных хомутов, определяется по формуле (3.85).

3.3.4. Порядок подбора поперечной арматуры усиления при действии произвольной и распределенной нагрузки

Расчет элементов усиления начинается с выбора схемы усиления, подбора материала, определения его расчетных характеристик и принятия конструктивного решения. Дальнейший порядок расчета внешней композитной арматуры усиления зависит от вида действующей нагрузки.

При **произвольном** загрузении он сводится: – к проверке несущей способности по поперечной силе между наклонными трещинами для усиливаемого сечения по формуле (3.66); определению дефицита несущей способности на поперечную силу $-Q_{fw}$ из формулы (3.67); расчету интенсивности внешнего композитного поперечного армирования $q_{f,w} = Q_{fw}/C_{fw}$ с использованием формул (3.78) и (3.79); определению величины проекций наклонных трещин для стального и композитного усиления по формулам (3.69) и (3.70) и далее выявления площади композитных хомутов A_{fw} и их шага $-S_{fw}$. При этом все расчетные размеры принятых элементов усиления должны удовлетворять и конструктивным требованиям.

Далее осуществляется обязательная проверка несущей способности усиленного сечения по поперечной силе. Подробно см. пример 3.3.1.

При **равномерно-распределенной** нагрузке расчет элементов усиления сводится к определению требуемой интенсивности композитной поперечной арматуры. Для этого из формулы (3.80) определяется требуемая интенсивность

$q_{s,fw}^{\text{треб}} = (q_{sw} + q_{fw})$ при возросшей внешней поперечной силе Q . Затем определяется требуемая интенсивность композитного поперечного армирования из выражения $q_{fw} = q_{s,fw}^{\text{треб}} - q_{sw}$. Далее по формулам (3.81) и (3.82) определяются площадь композитных хомутов и их шаг. Как правило, одним из этих значений задаются конструктивно.

Проверка несущей способности усиленного сечения по поперечной силе осуществляется по формуле (3.80) с учетом фактической интенсивности композитного усиления.

Порядок расчета с учетом вышесказанного будет следующей:

$$\begin{aligned} q_{s,f,w}^{\text{треб}} &= (q_{sw} + q_{fw}) = \frac{Q^2}{4\varphi_{b2}\varphi_{swr6}R_{bt}bh_0^2} \rightarrow q_{fw}^{\text{треб}} = q_{s,f,w}^{\text{треб}} - q_{sw} = \\ &= q_{s,f,w}^{\text{треб}} - \frac{R_{sw}A_{sw}}{S_w}; \rightarrow q_{fw} = \frac{R_{sw}A_{fw}}{S_f} \rightarrow R_f = \frac{\gamma_{f1}R_{f,n}}{\gamma_f} \rightarrow R_{sw} = \gamma_{f4}R_f \rightarrow \\ \gamma_{f4} &= \frac{k_1k_2L_fE_f}{1190R_f} \leq 0,75 \rightarrow L_f \frac{23300}{(nt_fE_f)^{0,56}} \rightarrow k_1 = (0,1R_b)^{2/3} \rightarrow \\ k_2 &= \frac{h_{fw} - 2L_f}{h_{fw}} \rightarrow A_{fw} = 2nt_fW_f \rightarrow S_f \leq \frac{h_0}{2} \leq 3W_f \rightarrow \\ q_{fw}^{\text{факт}} &= \frac{R_{fw}A_{sw}}{S_f} \rightarrow Q_{swb,f} = 2\sqrt{\varphi_{b2}\varphi_{swr6}R_{bt}bh_0^2(q_{sw} + q_{fw}^{\text{факт}})} \geq Q_{\max} \end{aligned}$$

Примечание. Использование замкнутых композитных хомутов при проведении реальной реконструкции весьма затруднительно или невозможно при наличии сплошного настила перекрытий.

3.3.5. Расчет наклонных сечений на действие изгибающих моментов

Расчет наклонных сечений на действие изгибающих моментов выполняется в местах обрыва отгиба рабочей продольной арматуры, а также у грани крайней свободной опоры балок при отсутствии у продольной арматуры анкеров. Значение момента принимается у конца наклонной трещины. Расчет наклонных сечений по изгибающему моменту может не производиться, если выполняется ряд конструктивных требований. Они следующие:

- расстояния между хомутами и отгибами, не должны превышать конструктивные требования;
- за грань свободной опоры арматура должна заводиться на длину не менее $5d$, если поперечная арматура не требуется по расчету, и не менее $10d$, когда поперечная арматура – расчетная. Свои требования имеют и плиты. Более подробно см. раздел 10 [18] П.П.10.3.11 – 10.3.28

Расчет железобетонных элементов, усиленных композитными материалами, по наклонным сечениям на действие изгибающих моментов согласно [19] производится по формуле:

$$M \leq M_s + M_{sw} + M_f, \quad (3.86)$$

где M – момент, действующий в наклонном сечении с длиной проекции S на продольную ось элемента, определяемый от всех внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения, относительно конца наклонного сечения, противоположному концу у которого располагается проверяемая продольная арматура, испытывающая растяжение от момента в наклонном сечении. При этом учитывается наиболее опасное загружение в пределах наклонного сечения;

M_s – момент, воспринимаемый стальной продольной арматурой, пересекающей наклонное сечение, относительно противоположного конца наклонного сечения, определяемый по формуле:

$$M_s = N_s Z_s, \quad (3.87)$$

где $N_{s1} = R_s A_s$ – усилие, воспринимаемое продольной растянутой арматурой, доводимой до опоры; $Z_s = 0,9h_0$ – плечо внутренней пары сил.

В зоне анкеровки обрывающейся арматуры усилие, воспринимаемое анкеруемым стержнем - N_{s2} , определяется из выражения:

$$N_s = R_s A_s \frac{l_s}{l_{an}} \leq R_s A_s, \quad (3.88)$$

где l_{an} – длина анкеровки. Принимается из условия равенства площади поперечной арматуры, требуемой по расчету $A_{s,cal}$ и фактической - $A_{s,ef}$, т.е. $l_{an} = \alpha l_{0,an}$; (3.89). В формуле (3.89) α – коэффициент, учитывающий влияние

на длину зоны анкеровки напряженного состояния бетона и арматуры, а также конструктивного решения рассчитываемого элемента в зоне анкеровки продольной арматуры. Коэффициент $\alpha=1,0$ для обычной и напрягаемой растянутой арматуры периодического профиля или гладкой с крюками на конце. Для сжатой арматуры $\alpha=0,75$;

$l_{0,an}$ – базовая длина анкеровки, определяемая по формуле:

$$l_{0,an} = \frac{R_s A_s}{R_{b0nd} U_s}, \quad (3.90)$$

где A_s и U_s – соответственно, площадь сечения обрываемого стержня, который надлежит надежной анкеровке, и периметр сечения арматуры, определяемый по номинальному диаметру, принятому по сортаменту;

R_{b0nd} – расчетное сопротивление сцепления арматуры с бетоном, принимаемое равномерно-распределенной по длине анкеровки стержня, которое принимается по формуле:

$$R_{b0nd} = \eta_1 \eta_2 R_{bt},$$

где η_1 – коэффициент, учитывающий влияние вида поверхности арматуры на сцепление и принимаемый равным 2,0 или 2,5 соответственно для обычной арматуры периодического профиля классов В и А. Для других видов арматуры см. п.10.3.24[18];

η_2 – коэффициент, учитывающий влияние диаметра стальной рабочей арматуры на сцепление с бетоном ($\eta_2 = 1,0$ – при диаметре обычной арматуры $d_s \leq 32$ мм и всех типов напрягаемой арматуры; $\eta_2 = 0,9$ при $d_s = 36$ и 40 мм).

В любом случае, фактическая длина анкеровки обрываемой арматуры принимается не менее $15d_s$ и не менее 200 мм; не менее $0,3l_{0,an}$ – при наличии дополнительных анкерующих устройств (приварка поперечной арматуры, загиб концов арматуры и др.) Более полно об анкеровке обрываемой стальной арматуры см. п.п.10.3.21 – 10.3.28 [18]

M_{sw} —момент, воспринимаемый поперечной арматурой, пересекающей наклонное сечение относительно противоположного конца наклонного сечения (точка «О» см. выше).

$$M_{sw}=0,5Q_{sw} * C, \quad (3.92)$$

где Q_{sw} —усилие в поперечной арматуре, определяемое по формуле $M_{sw}=0,75q_{sw} * C$ (3.93), в которой q_{sw} определяется по формуле (3.81), а проекция наклонной трещины C - по формуле (3.70) и ограничивается неравенством $h_0 \leq C \leq 2h_0$. Допускается момент M_{sw} принимать по формуле

$$M_{sw} = 0,5q_{sw} h_0^2; \quad (3.94)$$

M_f —момент, воспринимаемый внешней поперечной арматурой из композитных материалов, пересекающей наклонное сечение (рис.3.7), определяемый из выражения:

$$M_f = 0,5Q_{fw} C \quad (3.95)$$

По аналогии с формулой (3.94) можно допустить, что момент M_f можно определить из выражения

$$M_f = 0,5q_{fw} h^2. \quad (3.96)$$

3.3.6. Анкеровка внешней композитной арматуры

Вопрос анкеровки внешней композитной арматуры является основным фактором, обеспечивающим надежное усиление конструкции. Это наглядно подтверждают и результаты экспериментов, выполненных в лаборатории кафедры ЖБК РГСУ. На рис.3.9 приведены возможные случаи нарушения анкеровки на торцах внешней арматуры усиления, которые явились причиной разрушения усиленного образца.

К ним относятся: отслоение внешней композитной арматуры на ее торцах; отрыв композитной арматуры вместе с защитным слоем бетона вдоль стальной арматуры; проскальзывание ламинатов на торце под анкером;

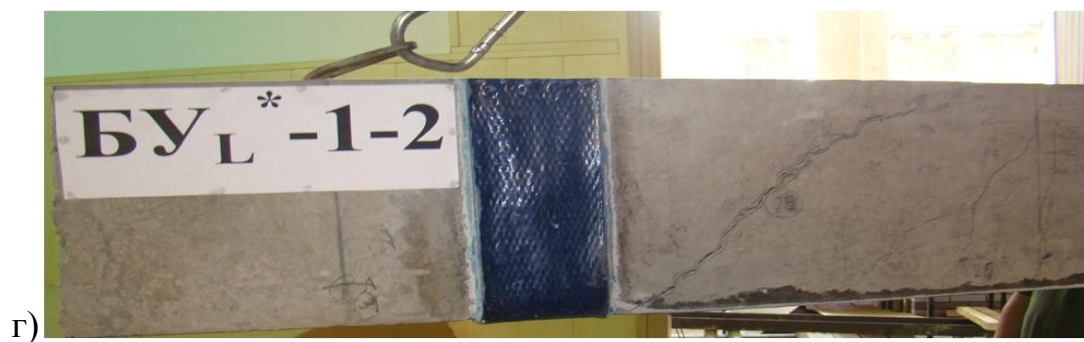
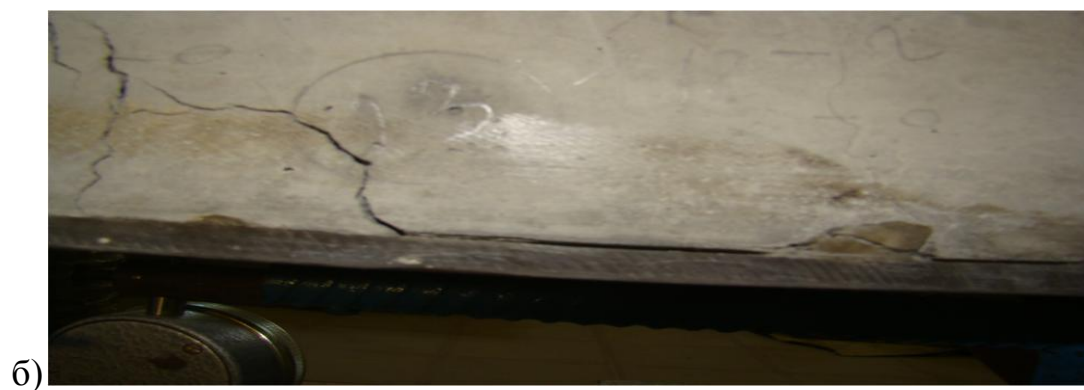
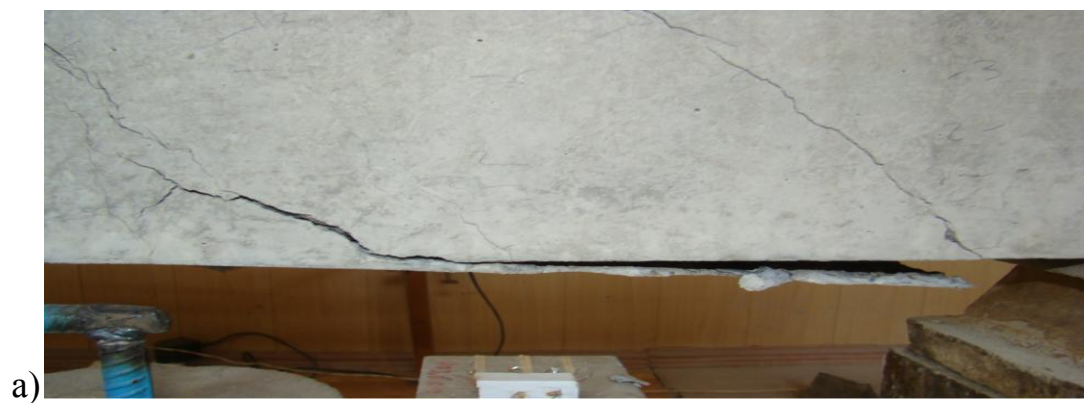


Рис.3.9. Виды разрушения балок при усилении углепластиком: отслоение композита в торце (а); то же, под силой (б); отрыв защитного слоя вдоль арматуры (в); проскальзывание ламинатов под анкером (г)

отслоение композитного материала усиления под сосредоточенной нагрузкой; отрыв полуанкера вместе с композитной арматурой.

Следовательно необходимо принять конструктивные меры по обеспечению надежной анкеровки внешней композитной арматуры. Дополнительные анкерующие устройства должны устанавливаться в местах действия максимальных касательных напряжений возникающих на границе сопряжения бетона и композитного материала.

Наибольшие значения касательных напряжений возникают на самом конце полосы композитного материала и критичными остаются еще на расстояния 150 – 200мм от торцов. По абсолютной величине в указанном месте они в несколько раз больше нормальных напряжений.

К наиболее опасным зонам относятся торцы элементов усиления в однопролетных балках (рис.3.10), элементы усиления консольных балок и плит (рис. 3.11), а также неразрезных конструкций в зоне действия знакопеременных моментов у опор (рис.3.12).

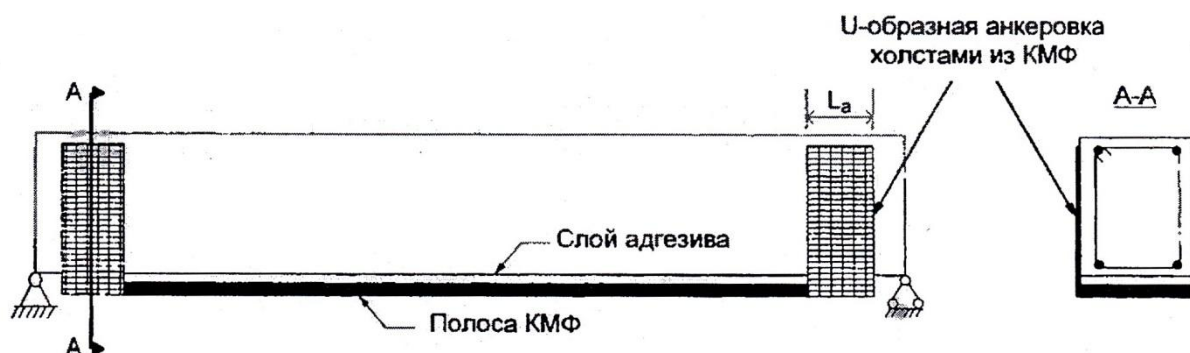


Рис.3.10. Анкеровка торцевых участков, наклеенных композитных материалов

Концентраторами касательных напряжений являются такие места, как сопряжение железобетонных конструкций, расположенных под разным углом или в разных направлениях; изменение геометрических размеров поперечного сечения элементов, места обрыва части стальной стержневой арматуры в растянутой зоне; в сечениях, где она не требуется по расчету согласно эпюры **материалов.**

Для композитно усиленных конструкций добавляются места изменения сечения (толщины и ширины) композитного материала и точки приложения сосредоточенных нагрузок. Именно на этих участках по длине усиливаемой конструкции требуется установка дополнительных анкерующих устройств.

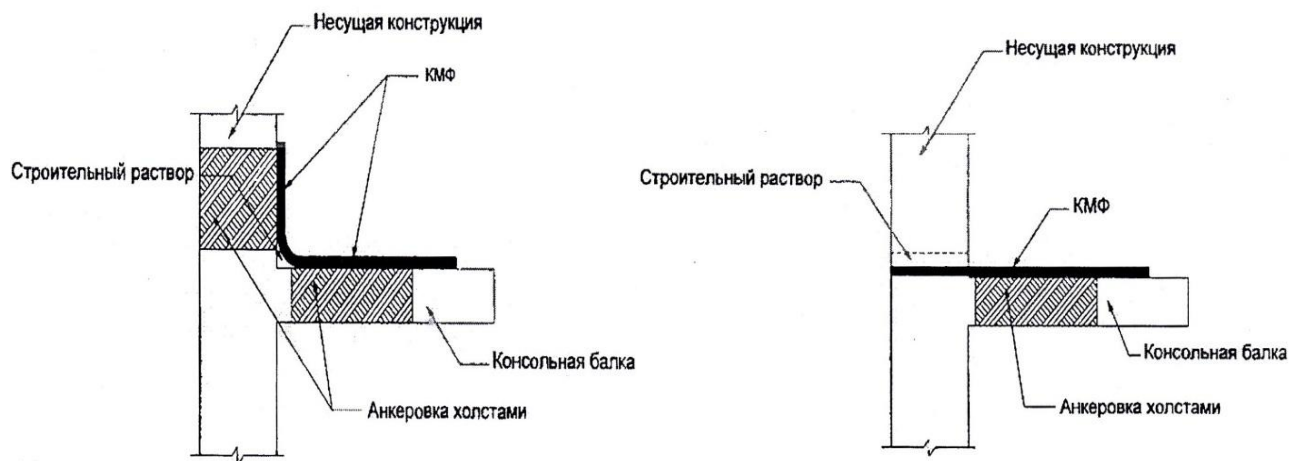


Рис.3.11. Анкеровка композитных материалов для консольных конструкций

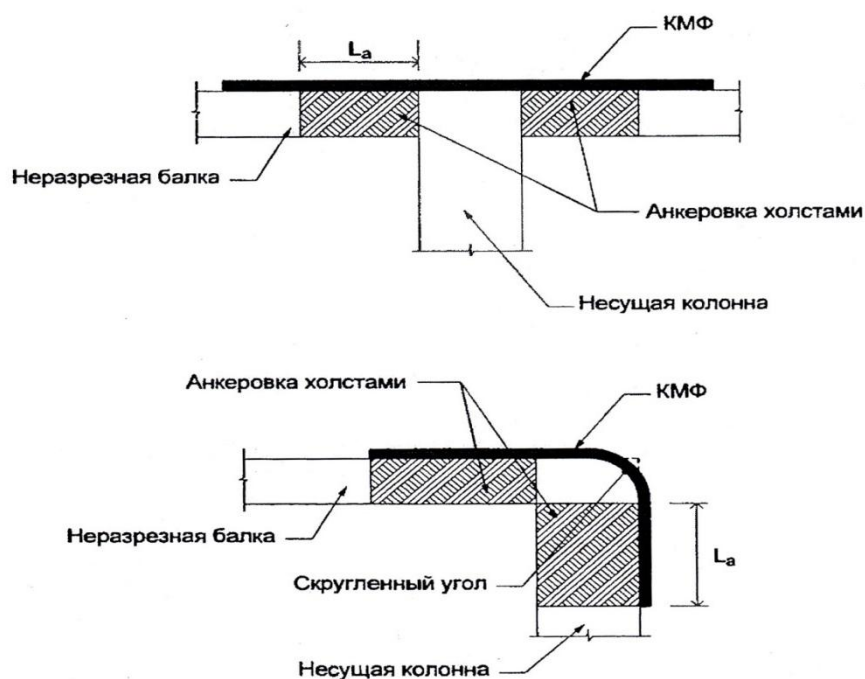


Рис.3.12. Анкеровка композитных материалов для неразрезных балок на средней и крайней опорах

Технически анкеровка выполняется традиционным способом с использованием накладных пластин и анкерных болтов, либо с помощью U – образных и замкнутых хомутов из тканевых холстов в 3 – 4 слоя шириной не менее 150 мм.

Отдельный разговор о длине зоны анкеровки композитной арматуры, состоящей из отдельных полос или многослойных тканевых холстов, в местах ее обрыва. Здесь вопрос анкеровки должен решаться, на наш взгляд, по аналогии с анкеровкой стальной рабочей арматуры, обрываемой в пролете (рис.3.13).

В первую очередь речь идет о расстоянии L от опоры до места обрыва приклеенного композитного материала. Это расстояние приходится учитывать для обеспечения прочности наклонных сечений на действие изгибающего момента. Условие анкеровки при оптимальном армировании будет всегда выполняться, если полоса или лента композитного материала будет доводиться до опоры, однако, это не всегда будет оправданно экономически, т.е. связано с перерасходом материала.

При обрыве растянутых полос композитного материала в пролете, они должны заводиться за точку теоретического обрыва (рис.3.13), т.е. за нормальное сечение, в котором внешний момент становится равным предельному моменту M_{ult} без учета площади обрываемой композитной арматуры, на длину не менее значения W . Эта величина конкретно не оговорена в новом СП по усилению. Поэтому для определения величины W можно воспользоваться формулами (3.42) и (3.43), предложенными А.А.Шилиным [20].

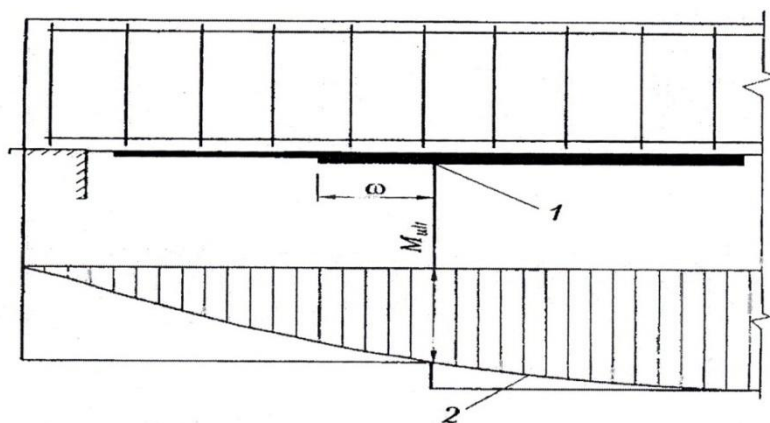


Рис.3.13. Обрыв полосы композитного материала в пролете: 1–точка теоретического обрыва внешней арматуры; 2–эпюра изгибающих моментов

В адаптированном к указанному СП виде, будем иметь:

$$\text{при отношении } \left(\frac{Q}{2q_{sw}} \right) < h_0 W \geq \frac{Q}{2q_{sw}} + 5,64\sqrt{b_f t_f} \quad (3.97)$$

$$\text{при } \left(\frac{Q}{2q_{sw}} \right) > h_0 W = 2h_0 \left(1 - \frac{q_{sw} h_0}{Q} \right) + 5,64\sqrt{b_f t_f} \quad (3.98)$$

В формулах (3.97) и (3.98) величина W должна быть не менее 150мм, где Q – поперечная сила в нормальном сечении, проходящем через точку теоретического обрыва;

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_w} - \text{усилие в стальной поперечной арматуре на единицу}$$

длины элемента;

b_f и t_f – соответственно ширина и толщина обрываемой полосы композитного материала в мм.

Для элементов без поперечной арматуры длина анкеровки принимается $W = 2h_0$.

Аналогичная зависимость принимается в случае использования при усилении железобетонных конструкций несколькими слоями композитных материалов, т.е. при наличии нескольких последовательных обрывов внешней внешней композитной арматуры в пролете.

3.3.7.Примеры расчета наклонных сечений на поперечную силу

Пример 3.3.1. Для условий, сформулированных в примере 3.1.2, требуется определить площадь композитной поперечной арматуры, ее шаг и проверить несущую способность усиленного **прямоугольного** сечения. Известно, что балка загружена **произвольной** нагрузкой и наклонные трещины отсутствуют. Схема расположения композитной поперечной арматуры приведена на рис. 3.7.

Расчет на поперечную силу при произвольной нагрузке.

Приводим недостающие характеристики для бетона класса В30: $R_{bt}=1.1\text{МПа}$, $A_{sw} = 1.51 \text{ см}^2$ (3Ø8A240), $R_{sw}= 170 \text{ МПа}$, шаг поперечной арматуры –

$-S_{w1}=25\text{см}, \gamma_{\text{свр } 6}=1$. (наклонные трещины отсутствуют)

Определяем несущую способность существующего сечения, используя выражения (6.66)-(6.69) [18]. Принимаем условие $Q_b=Q_{\text{sw}}=0.5Q$. В этом случае: проекция наиболее невыгодного наклонного сечения

$$C_0 = \sqrt{\frac{\varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{q_{\text{sw}}}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 1.1(100) \cdot 40 \cdot 84^2}{1026.8}} = 245.9 > 2h_0 = 168 \text{ см},$$

где $q_{\text{sw}} = R_{\text{sw}} \cdot A_{\text{sw}} / S_{w1} = 170(100) \cdot 1.51 / 25 = 1026.8 \text{ Н/см}$. Принимаем $C_0 = 2h_0 = 168 \text{ см}$.

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном сжатой зоны над концом наклонной трещины, $Q_b = \varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2 / C = 1.5 \cdot 1.1(100) \cdot 40 \cdot 84^2 / 168 = 272.2 \cdot 10^3 \text{ Н}$.

Поперечная сила, воспринимаемая стальной арматурой, при $C_0 = 2h_0$;

$$Q_{\text{sw}} = 0.75 q_{\text{sw}} C_0 = 0.75 \cdot 1026.8 \cdot 168 = 129.4 \cdot 10^3 \text{ Н}.$$

Несущая способность существующего сечения

$$Q_{\text{ult}} = Q_b + Q_{\text{sw}} = (272.2 + 129.4) \cdot 10^3 = 406.6 \cdot 10^3 \text{ Н}.$$

Величина поперечной силы, действующей на балку после проведения реконструкции $Q_{\text{max}} = Q_{\text{ult}} K = 406.6 \cdot 1.35 = 548.9 \text{ кН}$.

Поперечная сила, передаваемая на композитную поперечную арматуру

$$Q_{\text{fw}} = Q_{\text{max}} - Q_{\text{ult}} = 548.9 - 406.6 = 142.3 \text{ кН}.$$

Требуемая интенсивность дополнительного поперечного армирования

$$q_{\text{fw}} = Q_{\text{fw}} / 2h_{0f} = 142.31 \cdot 10^3 / 0.75 \cdot 168 = 1129.4 \text{ Н/см}.$$

Минимальное допустимое значение

$$q_{\text{fw}} \geq q_{\text{fw}}^{\text{min}} = 0.25 \cdot R_{bt} \cdot b = 0.25 \cdot 1.1(100) \cdot 40 = 1100 \text{ Н/см}$$

В дальнейшем расчете должны выполняться все конструктивные требования по установке поперечной арматуры. $S_{fw \text{ max}} = R_{bt} b h^2 / Q_{\text{max}}$. По условиям примера 3.1.1 высота рабочего сечения $h_{0f} = h = 90 \text{ см}$.

$$R_{fw \text{ max}} = 1.1(100) \cdot 40 \cdot 90^2 / 548.9 \cdot 10^3 = 64.9 \text{ см};$$

$$S_{fw} = h_{0f} / 2 = 90 / 2 = 45 \text{ см}; S_f \leq 3W_f \geq 150 \text{ мм}.$$

Принимаем шаг композитной поперечной арматуры $S_f = 40 \text{ см}$ и определяем площадь внешней композитной поперечной арматуры в виде вертикальных трехсторонних хомутов.

Принимаем в качестве вертикальной поперечной арматуры однонаправленную углеродную ткань **MBRACEF7BCF 280/4900/530/5,5 M**. со следующими характеристиками $E_{fn} = 2,3 \cdot 10^5 \text{ МПа}$; $R_{fn} = 3200 \text{ МПа}$ при наличии ленты из одного слоя ткани и $R_{fn} = 3100 \text{ МПа}$ – при двух слоях. Толщина одного слоя ткани $t_f = 0,293 \text{ мм}$;

Расчетные характеристики: $E_f = E_{fn} = 2,3 \cdot 10^5 \text{ МПа}$;

$R_f = \frac{\gamma_{f1} \gamma_{f2} R_{fn}}{\gamma_f}$. В указанной формуле: $\gamma_{f1} = 0,95$; (табл.2.2) $\gamma_{f1} = 1,2$ (для углеткани)

Величина R_f при $\gamma_{f2} = 1,0$ для одного слоя ткани $R_f = \frac{0,9 \cdot 3200}{1,2} = 2400 \text{ МПа}$
при двух слоях $R_f = \frac{0,9 \cdot 3100}{1,2} = 2325 \text{ МПа}$

Предельные относительные деформации для определения коэффициента γ_{f2}

$$\varepsilon_{f,ult} = \frac{2400}{2,3 \cdot 10^5} = 0,0104.$$

Коэффициент γ_{f2} с учетом сцепления композитного материала с бетоном:

- при поперечной арматуре из одного слоя ткани:

$$\gamma_{f2} = \frac{1}{2,5 \cdot 0,0104} \sqrt{\frac{15,5}{1 \cdot 2,3 \cdot 10^5 \cdot 0,293}} = 38,46 \cdot 0,0151 = 0,583.$$

Расчетное сопротивление композитной арматуры на растяжение:

$$R_f = \frac{0,9 \cdot 0,583 \cdot 2400}{1,2} = 1049,4 \text{ МПа};$$

- то же при хомуте из двух слоев ткани. $\varepsilon_{f,ubt} = \frac{2325}{2,3 \cdot 10^5} = 0,0101$

$$\gamma_{f2} = \frac{1}{2,5 \cdot 0,0101} \sqrt{\frac{15,5}{2 \cdot 2,3 \cdot 10^5 \cdot 0,293}} = 39,6 \cdot 0,0107 = 0,4239$$

$$R_f = \frac{0,9 \cdot 0,424 \cdot 2325}{1,2} = 739,2 \text{ МПа}.$$

Расчетные сопротивления композитной арматуры при расчете на поперечную силу по формуле (3.71)

- один слой ткани: $R_{fw} = 0,75R_f \leq 0,004E_f$;

$$R_{fw} = 0,75 \cdot 2400 = 1800 > 0,004 \cdot 2,3 \cdot 10^5 = 920 \text{ МПа}$$

- два слоя ткани:

$$R_{fw} = 0,75 \cdot 2325 = 1744 > 0,004 \cdot 2,3 \cdot 10^5 = 920 \text{ МПа}$$

Значение R_{fw} для трехстороннего U – образного хомута проверяется по дополнительному условию по формуле (3.72) $R_{fw} = 0,75R_f \leq \gamma_{f4}R_f$;

$$(3.73) - \gamma_{f4} = \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot L_f \cdot E_s}{1190 R_f} \leq 0,75$$

$$(3.74) L_f = \frac{23300}{(n \cdot t_f \cdot E_f)^{0,58}} = \frac{23300}{(1 \cdot 0,293 \cdot 2,3 \cdot 10^5)^{0,58}} = 36,9 \text{ мм}$$

то же, при двухслойном холсте

$$(3.74) L_f = \frac{23300}{(2 \cdot 0,293 \cdot 2,3 \cdot 10^5)^{0,58}} = 24,7 \text{ мм}$$

$$(3.75) - k_1 = (0,1R_b)^{2/3} = \sqrt[3]{(0,1 \cdot 15,5)^2} = \sqrt[3]{2,4} = 1,34$$

$$(3.76) - k_2 = \frac{h_{fw} - L_f}{h_{fw}} = \frac{900 - 36,9}{900} = 0,959 \text{ для трехсторонних хомутов принимаем}$$

высоту хомута на боковой поверхности h_{fw} , равной высоте усиливаемого элемента.

$$h_{fw} = h = 900 \text{ мм};$$

$$\gamma_{f4} = \frac{1,34 \cdot 0,959 \cdot 36,9 \cdot 2,3 \cdot 10^5}{1190 \cdot 2400} = 3,82 > 0,75;$$

$$\gamma_{f4} = \frac{1,34 \cdot 0,959 \cdot 24,7 \cdot 2,3 \cdot 10^5}{1190 \cdot 2325} = 2,64 > 0,75.$$

Принимаем $\gamma_{f4} = 0,75$.

Расчетные значение величины R_{fw} по дополнительному условию для трехстороннего хомута:

$$\text{один слой } R_{sw} = \gamma_{f4}R_f = 0,75 \cdot 2400 = 1800 \text{ МПа};$$

$$\text{два слоя } R_{sw} = 0,75 \cdot 2325 = 1743,75 \text{ МПа.}$$

Окончательно расчетное значение величины R_{sw} принимаем по минимально-допустимому значению, $R_{sw} = 920 \text{ МПа}$.

$$Q_{fw}^{тр\acute{e}б.} = Q_{max} - Q_{0ult} = 548,9 - 406,6 = 142,31 \text{ кН.}$$

Согласно формуле (3.68)

$$Q_{fw} = \psi_f \frac{A_{sw} R_{fw} \sin \alpha C_{fw}}{S_{fw}}.$$

В указанном выражении $\sin \alpha = 1$, т.к. приняты вертикальные хомуты: $\psi_f = 0,85$ – для двух и трехсторонних хомутов

C_{fw} – длина проекции наклонной трещины, пересекающей композитную арматуру.

$$C_{fw} = \frac{C(h_{fw} - a)}{h} = \frac{168(90 - 6)}{90} = 156,8 \text{ см}^2;$$

$2h_0 = 2 \cdot 84 = 168 \text{ см.}$ Условие выполняется.

Приравняв Q_{fw} к величине $Q_{fw}^{тр\acute{e}б.}$, можно определить площадь композитной поперечной арматуры, задавшись её шагом. Новый свод правил никак не оговаривает влияние существующих наклонных трещин на несущую способность усиленного наклонного сечения. Опираясь на опыт усиления классическим методом [5], введем в формулу (3.68) дополнительный коэффициент $\gamma_{fwr} = 0,75$ при наличии трещин и 1.0 – при их отсутствии.

Шаг хомутов по условию $S_f \leq \frac{h_{0f}}{2} = \frac{90}{2} = 45 \text{ см.}$ Принимая его кратным 50 мм, т.е. $S_{fw} = 40 \text{ см,}$ будем иметь

$$Q_{fw} = \psi_f \gamma_{fwr} \frac{A_{sw} R_{sw} C_{fw}}{S_{fw}},$$

$$142,34 \cdot 10^3 = \frac{0,85 \cdot 0,75 \cdot A_{sw} \cdot 920(100) \cdot 156,8}{40}.$$

Требуемая площадь композитной арматуры

$$A_{fw}^{тр\acute{e}б} = \frac{Q_{fw} S_{fw}}{\psi_f \gamma_{fwr} R_{sw} C_{fw}} = \frac{142,34 \cdot 10^3 \cdot 40}{0,85 \cdot 0,75 \cdot 920(100) \cdot 156,8} = 0,619 \text{ см}^2 = 61,9 \text{ мм}^2$$

Площадь сечения U-образного хомута $A_{fw} = 2t_f W_f$. При толщине ткани $t_f = 0,293 \text{ мм,}$ ширина хомута:

$$W_f = \frac{A_{fw}}{2t_f} = \frac{61,9 \text{ мм}^2}{2 \cdot 0,293} = 105,6 \text{ мм}.$$

Принимаем хомуты шириной 125 мм. Фактическая площадь композитной поперечной арматуры из одного слоя ткани

$$A_{sw} = 2t_f \cdot W_f = 2 \cdot 0,293 \cdot 125 = 73,25 \text{ мм}^2 > 61,9,$$

проверяем соблюдение конструктивных требований: $S_f \leq 3W_f$

при ширине хомута 125 мм $S_f = S_{fw} - W_f = 400 - 125 = 275 \text{ мм} < 3W_f = 3 \cdot 125 = 375 \text{ мм}$. Условие соблюдается.

Максимально допустимый шаг композитной арматуры

$$S_{fw}^{max} = R_{bt} b h_{0f}^2 / Q_{max} = \frac{1,1(100) \cdot 40 \cdot 90^2}{142,34 \cdot 10^3} = 64,9 < 40;$$

$$0,5R_{bt} b h_0 \leq Q_{sw} + Q_{fw} \leq 2,5R_{bt} b h_0; \quad Q_{sw} = 129,4 \cdot 10^3 \text{ Н}.$$

$$Q_{fw}^{факт} = 0,85 \frac{0,732 \cdot 920(100) \cdot 1,0 \cdot 156,8}{40} = 168 \cdot 10^3 \text{ Н};$$

$$0,5 \cdot 1,1(100) \cdot 4090 = 198 \cdot 10^3 \text{ Н};$$

$$2,5R_b b h_0 = 2,5 \cdot 1,1(100)40 \cdot 90 = 990 \cdot 10^3;$$

$$Q_{sw} + Q_{fw} = 129,4 \cdot 10^3 + 168,3 \cdot 10^3 = 297,7 \cdot 10^3. \text{ Все условия выполняются}$$

Несущая способность усиленного сечения

$$Q_{max} \leq Q_{ult} = Q_b + Q_{sw} + Q_{fw} = 277,2 \cdot 10^3 + 129,4 \cdot 10^3 + 168,3 \cdot 10^3 = 574,9 \cdot 10^3 > Q_{max} = 548,910^3 \text{ Н}.$$

Несущая способность усиленного наклонного сечения – обеспечена.

Пример 3.2.2 Из условий, сформулированных в примере 3.3.1, определить площадь внешней композитной арматуры, ее сечение и шаг. По результатам расчета проверить прочность композитно усиленного наклонного сечения при действии на балку **равномерно-распределенной** нагрузки. Коэффициент усиления $K = 1,45$. Приводим все необходимые расчетные данные:

$$Q_0 = 378,8 \cdot 10^3 \text{ Н}; \quad Q_{max} = 549,2 \cdot 10^3 \text{ Н}; \quad A_{sw} = 1,51 \text{ см}^2; \quad R_{sw} = 170 \text{ МПа};$$

$$S_{w1} = 25 \text{ см}; \quad \gamma_{swrb} = 0,75 (\text{при наличии наклонных трещин}); \quad R_{bt} = 1,1 \text{ МПа}$$

$$h_0 = 84 \text{ см}; h_{0f} = h = 90 \text{ см}; b = 40 \text{ см}; E_b = 32,5 \text{ МПа};$$

$$E_f = 2,3 * 10^5 \text{ МПа} R_{fw} = 920 \text{ МПа}.$$

Несущая способность существующего сечения:

$$Q_{0swb} = 2\sqrt{\varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2 q_{sw}} =$$

$$= 2\sqrt{1,5 * 1,1(100) * 40 * 84^2 * 0,75 * 1026,8} = 378,8 * 10^3 \text{ Н},$$

$$\text{где } q_{sw} = \frac{R_{sw} * A_{sw}}{S_{w1}} = \frac{170(100) * 1,51}{25} = 1026,8 \text{ Н/см}.$$

Порядок расчета элементов приведен в П.3.3.4

Требуемая интенсивность поперечного армирования при возросшей нагрузке

$$q_{sfw}^{\text{тр}} = (q_{sw} + q_{fw})^{\text{тр}} = \frac{Q_{\max}^2}{4\varphi_{b2}\varphi_{swrb} R_{bt} b h_0^2} =$$

$$= \frac{(549,2 * 10^3)^2}{4 * 1,5 * 0,75 * 1,1(100) * 40 * 84^2} = 2158,9 \text{ Н/см}.$$

Требуемая интенсивность дополнительного композитного армирования

$$q_{fw}^{\text{тр}} = q_{sfw}^{\text{тр}} - q_{sw} = 2158,9 - 1026,8 = 1132,1 \text{ Н/см}.$$

Проверяем конструктивные требования

$$q_{fw}^{\text{тр}} \geq 0,25 R_{bt} * b = 0,25 * 1,1(100) * 40 = 1100 \text{ Н/см}. \text{ Условие выполняется.}$$

$$S_{f,\max} = R_{bt} b \frac{h_0^2}{Q_{\max}} = \frac{1,1(100) * 40 * 84^2}{549,2 * 10^3} = 56,53 \text{ см};$$

$$S_{fw} \leq \frac{h_{0f}}{2} = \frac{90}{2} = 45 \text{ см}; \quad S_{fw} \leq 3W_f.$$

Интенсивность композитного армирования

$$q_{fw} = \frac{R_{fw} A_{fw}}{S_{fw}} \psi_f \gamma_{fwr} b. \text{ Площадь композитной арматуры}$$

$$A_{fw} = \frac{q_{fw} S_{fw}}{R_{sw} \psi_f \gamma_{fwr} b} = \frac{1132,1 * 45}{920(100) * 0,85 * 0,75} = 0,87 \text{ см}^2 = 87 \text{ мм}^2,$$

$$\text{где } S_{fw} = 45 \text{ см}; \quad W_f = \frac{A_{fw}}{2t_f} = \frac{87}{2 * 0,293} = 148,5 \text{ мм}.$$

Принимаем $W_f = 150$ мм и проверяем конструктивные требования

$$S_f = S_{fw} - W_f = 450 - 150 = 300 \text{ мм} < 3W_f = 450 \text{ мм}.$$

Условие соблюдается

Фактическая площадь дополнительной композитной арматуры

$$A_{fw} = 2t_f W_f = 2 * 0,293 * 150 = 87,9 \text{ мм}^2.$$

Интенсивность композитного армирования

$$q_{fw}^{\text{факт}} = \frac{920(100)*0,879}{45} * 0,85 * 0,75 = 1145,6 \text{ Н/см}.$$

Суммарная интенсивность армирования усиленного сечения

$$q_{sfw}^{\text{факт}} = 1026,8 + 1145,6 = 2172,4 \text{ Н/см},$$

несущая способность усиленного сечения

$$Q_{ult} = 2\sqrt{1,5 * 0,75 * 1,1(100) * 40 * 85,62^2 * 2172,4} = 561,5 * 10^3 \text{ Н} > Q_{max} = 549,2 * 10^3 \text{ Н}, \text{ где } h_{0,red} = 85,62 \text{ см} - \text{см. задачу 3.1.2}$$

Несущая способность усиленного сечения обеспечена.

4.ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ СЖАТЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, УСИЛЕННЫХ ВНЕШНИМ КОМПОЗИТНЫМ АРМИРОВАНИЕМ

Вопрос о проектировании усиления сжатых элементов с использованием нетрадиционного метода оказался наиболее сложным в общей системе внешнего композитного армирования. Это, в первую очередь, связано с тем, что предельные деформации на сжатие для композитных материалов, включая и углепластики, по сравнению с бетоном оказалась ниже.

Исследования сжатых элементов, усиленных композитными материалами на основе углеродного волокна, выполненные в лаборатории кафедры ЖБК РГСУ, показали, что задолго до потери несущей способности сжатых стоек на-

клеенные на сжатую зону углеламинаты ломались с местным выгибом, либо выпучивались на участке между композитными хомутами, отслоившись от основания. Последнее хорошо видно на рис.4.1.



Рис.4.1. Выпучивание на участке между хомутами (а) и разрушение ламината от излома при нагрузке 70-80% от разрушающей (б)

Усиление сжатых элементов внешним композитным армированием осложняется еще и тем, что отсутствует возможность увеличения размера сечений в нужной для расчета зоне, включая и сжатую зону, как это имело место при использовании классического метода усиления[6].

Как результат, возможность влияния на несущую способность сжатых элементов остается только для двух случаев. Первый– увеличение прочности бетона на сжатие, заставив его работать в стесненных условиях (в условиях двухосного сжатия). Второй–повысить несущую способность растянутой зоны

бетона в сжатых элементах, работающих с большим расчетным эксцентриситетом. Особенно это выгодно для элементов с большой гибкостью, что наглядно демонстрирует рис.4.2.



Рис.4.2. Влияние прерывистого (а) и полного обертывания (б) гибких стоек углепластиком на их деформативность

Собственно оба этих варианта и рассматриваются в новом нормативном документе России по усилению конструкций композитными материалами.

4.1.Основные расчетные положения

Согласно СП 164.1325800 [19], усиление сжатых железобетонных элементов с использованием внешнего композитного армирования, выполняется как в продольном, так и поперечном направлении, но осуществляется при наличии определенных ограничений.

Усиление в **поперечном** направлении проводится с использованием хомутов, устанавливаемых с определенным шагом, либо в виде сплошной обоймы по всей длине. При этом должны соблюдаться следующие условия:

- эксцентриситет приложения нагрузки не должен быть больше одной десятой доли диаметра или стороны сечения ($0,1D$ или $0,1h$) соответственно для круглых и прямоугольных конструкций;

- расчетный эксцентриситет приложения нагрузки e_0 суммируется со случайным - e_d . Согласно СП 63.13330 [18] его величина принимается не менее $1/600$ длины стоек или расстояния между сечениями, закрепленными от смещений; $1/30$ высоты сечения; 10 мм (для сборных железобетонных конструкций);

- максимальный размер стороны (h) или диаметр (D) усиливаемого элемента прямоугольного сечения должен быть менее 900 мм;

- соотношение сторон усиливаемого элемента не должно быть более $h/b \leq 1,5$;

- гибкость элементов не должна превышать $\lambda_1 = \ell/i \leq 50$; или $\lambda_h = \ell/h \leq 14$.

При усилении в **продольном** направлении необходимо учитывать начальное напряженно-деформированное состояние элементов, полученное ими до усиления. Значения начальных относительных деформаций в стальной арматуре ε_s^0 и бетоне ε_b^0 , которые используются в расчетных формулах при определении $R_f(3.1)$ и $\xi R_f(3.4)$ рекомендуется определять из выражений:

$$\varepsilon_s^0 = \frac{N_0}{0,85 E_b} \left[\frac{e (0,5h - a)}{J_{red}} - \frac{1}{A_{red}} \right]; \quad (4.1)$$

$$\varepsilon_b^0 = \frac{N_0}{0,85 E_b} \left[\frac{0,5he}{J_{red}} + \frac{1}{A_{red}} \right], \quad (4.2)$$

где N_0 – внешняя продольная сила, действующая на элемент до его усиления;

e – расчетный эксцентриситет, равный расстоянию от точки приложения силы N_0 до центра тяжести растянутой или менее сжатой арматуры (при действии силы в пределах ядрового сечения), определяемый из выражения

$$e = e_0\eta + (h_0 - a')/2, \quad (4.3)$$

где e_0 —осевой эксцентриситет приложения нагрузки, равный расстоянию от точки приложения силы N_0 до центра тяжести сечения

$$e_0 = \frac{M}{\Sigma N} + e_a; \quad (4.4)$$

η —коэффициент, учитывающий влияние продольного изгиба (прогиба) на несущую способность элемента;

A_{red} и J_{red} —соответственно приведенные значения площади сечения и момента инерции усиленного железобетонного элемента относительно центра тяжести сечения ($A_{red} = A_b + A_s E_s/E_b$).

Параметры η , e_0 и J_{red} определяются согласно СП 63.13330 [18] по пунктам 8.1.15; 8.1.7-8.2.26 или 8.2.27

Примечание. Анализ основных расчетных положений показывает, что новый Свод правил никак не оговаривает расчет усиленных внецентренно сжатых элементов с осевым эксцентриситетом, находящимся в интервале $0.1h < e_0 < 0.3h$. Между тем, испытания коротких и гибких сжатых элементов с различным эксцентриситетом приложения нагрузки, выполненные авторами на кафедре ЖБК РГСУ, показывают устойчивое приращение несущей способности. Однако отметим, что при изменении осевого эксцентриситета приложения нагрузки e_0 от $0,3h$ до $0,15h$, эффективность внешнего продольного армирования снижается, т.к. растягивающие напряжения постепенно снижаются до нуля и становятся менее сжатыми, а не растянутыми. Те же опыты показывают, что при эксцентриситете $e_0 = 0,15h$ эффективность продольного армирования снизилась в два раза. Следовательно, усиление внецентренно сжатых элементов в интервале $0.1h < e_0 < 0.3h$ должно быть комплексным, т.е. в сочетании продольного и поперечного внешнего композитного армирования.

4.2. Расчет прочности элементов, усиленных в продольном направлении

4.2.1. Проверка прочности

Продольное композитное армирование внецентренно-сжатых элементов будет эффективным, если выполняется условие $\xi = x/h \leq \xi_{R_f}$

Расчетная схема для такого усиления представлена на рис.4.3.

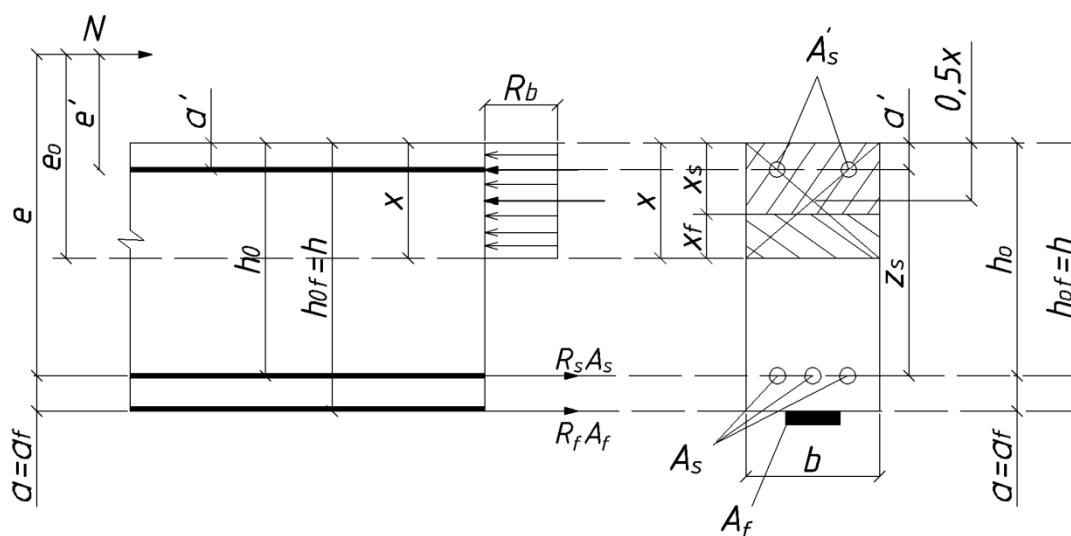


Рис.4.3. Расчетная схема и эпюра напряжений в нормальном к продольной оси внецентренно-сжатого элемента сечения, усиленного продольной композитной арматурой

Критерием для выполнения этого неравенства является условие $e_0 \geq 0.3h$. Это означает, что продольная сила будет приложена за пределами ядрового сечения. По аналогии с вновь проектируемыми конструкциями данный случай расчета будет называться «случай **больших эксцентриситетов**».

Несущая способность усиленного сечения при $\xi = x/h \leq \xi_{R_f}$ будет определяться из выражения

$$Ne \leq R_b bx(h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') + R_f A_f a_f, \quad (4.5)$$

где N —продольная сила, которая будет действовать на элемент после его усиления композитными материалами;

x —высота сжатой зоны, определяемая по формуле

$$\chi = \frac{N + R_s A_s - R_{sc} A'_s + R_f A_f}{R_b b} . \quad (4.6)$$

Если площадь композитной арматуры будет больше своего расчетного значения, например по конструктивным соображениям, или если, вдруг, прочностные характеристики композитной арматуры по условиям поставки окажутся выше ранее принятых, то условие $\xi < \xi_{Rf} < \xi_{R_s}$ выполняться не будет. Как следствие, в зависимости от усилия, воспринимаемого композитной арматурой, сжатое сечение будет работать с расчетным условием №2 (см. расчет изгибаемых элементов) $\xi_{Rf} < \xi < \xi_R$ либо №3 $\xi_R < \xi_{Rf} < \xi$. Оба этих условия свидетельствуют соответственно о том, что композитная, либо композитная, и стальная арматуры будут работать с неполными расчетными сопротивлениями. Свод правил СП 164.1325800 [19] предполагает учесть это по эмпирическим зависимостям, уточняя только высоту сжатой зоны бетона, оставляя выражение (4.5) неизменным. При соблюдении двух условий: $x/h_0 \leq \xi_R$ и $x/h \leq \xi_{Rf}$, высоту сжатой зоны бетона в выражении (4.5) рекомендуется определять по формуле (4.6). При наличии условия №2, используется формула (4.7), а для условия №3 – (4.8), которые имеют вид.

$$\text{При } \xi_{Rf} < \xi < \xi_R \quad \chi = \frac{N + R_s A_s + R_f A_f \frac{1 + \xi_{Rf}}{1 - \xi_{Rf}} - R_{sc} A'_s}{R_b b + \frac{2 R_f A_f}{h(1 - \xi_{Rf})}}; \quad (4.7)$$

$$\text{при } \xi_{Rf} < \xi_R < \xi \quad \chi = \frac{N + R_s A_s \frac{1 + \xi_R}{1 - \xi_R} + R_f A_f \frac{1 + \xi_{Rf}}{1 - \xi_{Rf}} - R_{sc} A'_s}{R_b b + \frac{2 R_s A_s}{h_0(1 - \xi_R)} + \frac{2 R_f A_f}{h(1 - \xi_{Rf})}}. \quad (4.8)$$

4.2.2. Подбор продольной композитной арматуры для случая больших эксцентриситетов ($e_0 \geq 0.3h$)

Предварительно отметим, что для композитно усиленных в продольном направлении, внецентренно сжатых элементов, условием для соблюдения неравенства $\xi \leq \xi_{Rf}$ должно сопутствовать неравенство $e_0 \geq 0.3h$.

Переходя к подбору сечения продольной арматуры отметим, что структура формул (4.5), (4.6) по-прежнему предполагает лишь проверку несущей способности сечений. Поэтому, по аналогии с изгибаемыми элементами, для определения площади композитной арматуры в первом приближении A_{f1} , предлагается несколько видоизменить указанные расчетные формулы и добавить уравнение проекции всех сил на горизонтальную ось (рис. 4.3).

$$N_{ult} = R_b b x + R_{sc} A'_s - R_s A_s - R_f A_f \quad (4.9)$$

Учитывая, что площадь композитной арматуры неизвестна, по аналогии с изгибаемыми элементами, выражение для момента в формуле (4.5), воспринимаемого сжатым бетоном, заменим на равноценное $R_s A_s (h_0 - 0.5x)$ (4.10) и запишем общее уравнение момента относительно центра тяжести сжатого бетона.

$$N(e - h_0 + 0.5x)_{ult} = R_s A_s (h_0 - 0.5x) + R_f A_f (h - 0.5x) + R_{sc} A'_s (0.5x - a') \quad (4.11)$$

В формулах (4.3) - (4.11) стальная арматура A'_s учитывается в расчете лишь в том случае, если высота сжатой зоны бетона x будет в два раза превышать расстояние от сжатой грани бетона до центра тяжести сжатой арматуры, т.е. при $x \geq 2a'$.

Далее внутренние усилия N_{ult} и Ne_{ult} в выражениях (4.9) (4.11) заменим на два слагаемых и приравняем их к внешним воздействиям.

$$N = N_0 + N_f \quad (4.12); \quad Ne = N_0 e + N_f e, \quad (4.13)$$

где $N_0 e$ и N_0 – соответственно момент и продольная сила, воспринимаемые усиливаемыми сечениями; $N_f e$ и N_f – момент и продольная сила, соответствующие работе композитной арматуры. Численно они будут равны разнице

между внешними воздействиями и внутренними усилиями, воспринимаемыми существующими сечениями до их усиления.

Воспользовавшись формулой (4.11), будем иметь

$$N_{fe} = M_f = R_f A_f (h - 0.5x) \quad (4.14), \text{ откуда } A_{f1} = M_f / R_f (h - 0.5x) \quad (4.15),$$

где $(h - 0.5x)$ - расстояние между центром тяжести сжатой зоны бетона и композитной арматуры.

Наличие дополнительной арматуры в растянутой зоне приводит к изменению положения нейтральной оси, т.е к увеличению величины x . Полную высоту сжатой зоны бетона можно представить как сумму двух слагаемых, соответствующих работе стальной и композитной арматуры $x_{s,f} = (x_s + x_f) \quad (4.16)$, где $x_s = (N_0 + R_s A_s - R_{sc} A_s') / R_b b \quad (4.17)$ $x_f = (N_f + R_f A_{f1}) / R_b b \quad (4.18)$

После уточнения высоты сжатой зоны бетона с использованием формул (4.16)-(4.18) и (4.6), можно получить уточненное во втором приближении значение площади внешней композитной арматуры A_{f2} , воспользовавшись выражением (4.11). Как правило, расчет на этом и заканчивается.

$$A_{f2} = \frac{N(e - h_0 + 0.5x) - R_s A_s (h_0 - 0.5x_{s,f}) - R_{sc} A_s' (0.5x_{s,f} - a')}{R_f (h - 0.5x_{s,f})}. \quad (4.19)$$

Проблему подбора площади сечения композитной арматуры можно решать, если наряду с использованием классических уравнений равновесия несколько видоизменить **расчетную схему**. Речь идет о величине эксцентриситета e , который необходимо отнести не к центру тяжести стальной, а к композитной арматуре. Составим для усиленного сечения с новой расчетной схемой два условия равновесия:

-проекция всех сил на продольную ось

$$N - R_b b x - R_{sc} A_s' + R_s A_s' + R_f A_f = 0; \quad (4.20)$$

-изгибающий момент относительно центра тяжести арматуры усиления A_f

$$N e - R_b b x (h_0 + a_f - 0.5x) - R_{sc} A_s (h_0 + a_f - a') + R_s A_s a = 0; \quad (4.21)$$

$$\text{-эксцентриситет } e = e_0 \eta + 0.5h. \quad (4.22)$$

Так как в формулах (4.20) и (4.21) известны все геометрические и прочностные характеристики, по формуле (4.6) можно найти высоту сжатой зоны бетона.

$$x = \frac{N + R_s A_s - R_{sc} A_s' + R_f A_f}{R_b b} \quad (4.23)$$

Подтвердив выполнение условия $x < x_{R_f} = \xi_{R_f} h$, можно определить предельный момент, воспринимаемый усиленным сечением

$$Ne \leq M_{ult} = R_b b x (h - 0.5x) + R_{sc} A_s (h - a') + R_s A_s a \quad (4.24)$$

Третье справа выражение в формуле (4.24) с размерами рабочего сечения bh – вместо $b x h_0$ представляет сечение с одиночной арматурой, которое воспринимает некоторый увеличенный момент $M_1 = R_b b x (h - 0.5x)$

$$(4.25)$$

Этому моменту соответствует пара одинаковых сил $N_b = N_f = R_f A_{f1}$, имеющих одинаковое плечо $(h - 0.5x)$. Поэтому уравнение момента M_1 можно записать в другом виде $M_1 = R_f A_{f1} (h - 0.5x)$

$$(4.26)$$

Учитывая, что $R_b b x = R_f A_{f1}$, формула (4.20) примет вид

$$N - R_f A_{f1} - R_{sc} A_s' + R_s A_s + R_f A_f = 0 \quad (4.27)$$

Из формулы (4.27) можно получить искомую площадь дополнительной композитной арматуры $A_f = A_{f1} - A_s \frac{R_s}{R_f} + \frac{A_s' R_{sc}}{R_f} - \frac{N}{R_f}$.

$$(4.28)$$

Площадь дополнительной арматуры A_f можно получить из уравнения момента M_1 , используя формулу (4.21). Однако это будет более громоздкий расчет.

Площадь композитной арматуры, определенная по формуле (4.28). После определения полной высоты сжатой зоны бетона по формулам (4.14)-(4.16), величина A_f уточняется уже во втором приближении по формуле (4.21).

Примечание. По аналогии с изгибаемыми элементами прямоугольного профиля, подбор площади продольной композитной арматуры для внецентренно сжатых конструкций можно осуществить с использованием универсального метода расчета. Версия расчета для классического метода усиления приведена в учебном пособии[6]. Принципиальное отличие заключено лишь в форму-

лах (4.54) и (4.55) для определения выражений A и B для формулы (3.30). Они приведены в примере 4.3.1.

4.3. Расчет прочности сжатых элементов, усиленных в поперечном направлении

4.3.1 Расчетные условия

Как уже было сказано выше, эффект усиления конструкций в поперечном направлении связан с увеличением прочности бетона при его сжатии в стесненных условиях, т.е. при объемном напряженном состоянии. При сплошной обойме, непрерывно расположенной по всей длине усиливаемого элемента, эффект работы бетона в стесненных условиях выше, чем при прерываемом поперечном усилении, т. е. или при частом расположении хомутов.

Эффект обоймы во многом зависит от формы и соотношения размеров сечения. Поэтому отдельно рассматриваются элементы круглой и прямоугольной формы (рис. 4.4).

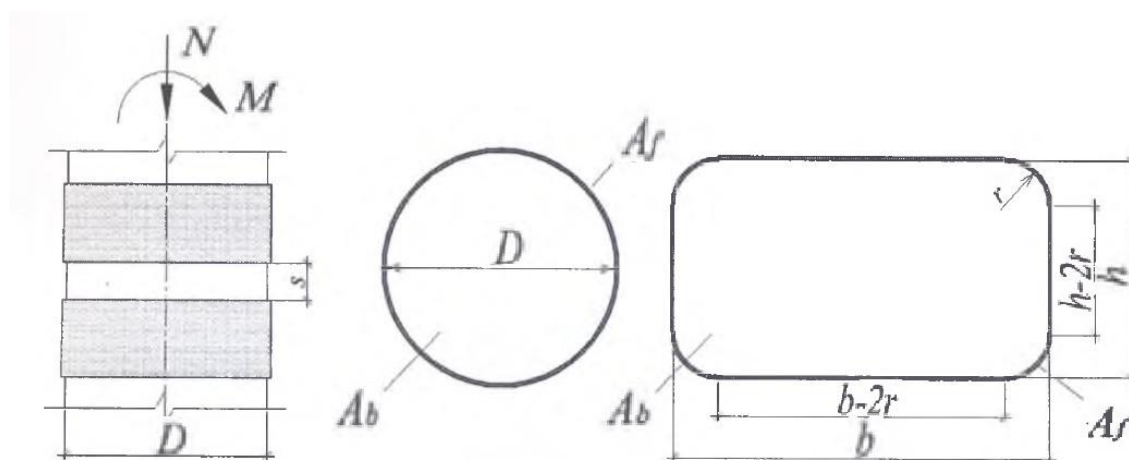


Рис.4.4. Расчетная схема для композитного усиления круглых и прямоугольных сечений в поперечном направлении

Во всех расчетных формулах для учета стесненных условий работы бетона его расчетное сопротивление R_{b3} определяется по формуле:

$$R_{b3} = R_{bn} + k_{ef} k_b R_f \mu_f, \quad (4.29)$$

где $R_{b,n}$ – нормативное сопротивление бетона осевому сжатию согласно СП63.13330, т.е. при одноосном напряженном состоянии;

k_{ef} – коэффициент эффективности обоймы, который зависит от формы сечения усиливаемого элемента. Для элементов круглого сечения он принимается равным 1,0, а для прямоугольного профиля при $h \leq 1,5b$ определяется по формуле:

$$k_{ef} = 1 - \frac{(b-2r)^2 + (h-2r)^2}{2bh}, \quad (4.30)$$

где b и h – размеры сечения усиливаемой колонны;

r – радиус закругления граней

При невыполнении конструктивных требований, а именно, когда

$h > 1,5b$; $e_{0\eta} = M/\sum N > 0,1D$ или $0,1h$, коэффициент $k_{ef} = 0$;

k_b – коэффициент, учитывающий наличие разрывов в обойме и принимаемый равным 1,0 при сплошных обоймах ($S_w=0$). При обойме с разрывами ($S_w>0$), k_b определяется по формулам (4.31) и (4.32) соответственно, для элементов круглого и прямоугольного профиля:

$$k_b = (1 - \frac{S_w}{2D}) \quad (4.31); \quad k_b = (1 - \frac{S_w}{(\sqrt{h^2+b^2}-2r)}) \quad (4.32)$$

Для элементов прямоугольного профиля также должно выполняться условие: $k_{ef} k_b \leq 0,5$; (4.33)

R_f – расчетное сопротивление композитных материалов на растяжение, определяемое по общей формуле (2.2) при коэффициенте $\gamma_{f2} = 1,0$.

$\mu_f = A_f/A_b$ – коэффициент армирования поперечной композитной арматурой, равный отношению площади сечения композитной арматуры к площади усиливаемой конструкции, заключенной в обойму.

S_w – расстояние между отдельными витками обоймы.

4.3.2 Расчет прочности элементов прямоугольного профиля

Сплошной облоймой или облоймой с разрывами (зазорами) усиливают как элементы, работающие со случайным эксцентриситетом – e_a (условно центрально загруженные), так и с расчетным эксцентриситетом, но с ограничениями $(e_{0\eta} + e_a) \leq 0,1D$ или $0,1h$. Под размером **h** в расчетных формулах понимается размер сечения элемента в плоскости действия момента.

Проверка прочности

Расчет прочности элементов со **случайным эксцентриситетом**, усиленных с поперечной облоймой, выполняется по обычной, для вновь проектируемого элемента, формуле, в которой прочность бетона на осевое сжатие R_b заменяется на R_{b3} :

$$N \leq \varphi(R_{b3}A_b + R_{sc}A_{stot}) . \quad (4.34)$$

В указанной формуле, коэффициент продольного изгиба φ определяется по прил. 4 табл. П.4.1 в зависимости от гибкости элемента $\lambda_h = l_0/h$, либо по упрощенной зависимости (табл 4.1, табл. 8.1 [18]).

Таблица 4.1

Зависимость коэффициента продольного изгиба φ от гибкости элемента

Класс бетона	φ при $\lambda_h = l_0/h$			
	6	10	15	20
B20-B55	0.92	0.9	0.83	0.7

Прямоугольные **внецентренно-сжатые** элементы, для случая **малых эксцентриситетов**, ограниченные условием $(e_{0\eta} + e_s) \leq 0,1h$ и усиленные поперечной композитной арматурой, рассчитываются по формуле:

$$Ne \leq R_{b3}bx(h_0 - 0,5x) + R_{sc}A_s'(h_0 - a'). \quad (4.35)$$

Высота сжатой зоны бетона в условии (4.35) определяется по формулам (4.36) и (4.37) в зависимости от расчетного случая.

$$\text{При } \xi = (x/h_0) \leq \xi_{R3} \quad x = \frac{N + R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_{b3} b}; \quad (4.36)$$

$$\text{При } \xi = (x/h_0) > \xi_{R3} \quad x = \frac{N + R_s A_s \frac{1 + \xi_{R3}}{1 - \xi_{R3}} - R_{sc} A'_s}{R_{b3} b + \frac{2 R_s A_s}{h_0 (1 - \xi_{R3})}}, \quad (4.37)$$

где ξ_{R3} – граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона, работающего в условиях объемного напряженного состояния.

$$\xi_{R3} = \frac{x_{R3}}{h_0} = \frac{\omega}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b3}}}, \quad (4.38) \quad \text{в которой} \quad \varepsilon_{b3} = \varepsilon_{b2} + 2\mu_f \frac{R_{f,n}}{E_b}. \quad (4.39)$$

Для элементов из тяжелого бетона с прочностью не выше класса В60 и стальной арматуры класса А400 формула (4.38) примет вид:

$$\xi_{R3} = \frac{0,8}{1 + \frac{R_s}{(700 + 2\alpha\mu_f R_{f,n})}}, \quad \text{где } \alpha = \frac{E_s}{E_b}.$$

Численные значения относительных характеристик бетона и арматуры в формулах (4.38), (4.39) приведены в п.3.1.1.

4.3.3. Расчет прочности элементов круглого сечения

Расчет **центрально** нагруженных элементов круглого сечения при осевом эксцентриситете $e_0 = e_a$ выполняется по формуле (4.34), в которой коэффициент продольного изгиба φ определяется в зависимости от гибкости элемента.

$$\lambda_i = \left(\frac{l_0}{l_x} \right) \leq 50. \quad (4.40)$$

Внецентренно сжатые элементы круглого сечения (рис.4.5), усиленные внешней композитной арматурой в поперечном направлении, и имеющие равномерно распределенную по дуге окружности стержневую стальную арматуру классом не выше А400 при числе стержней не менее семи, рассчитываются из условия:

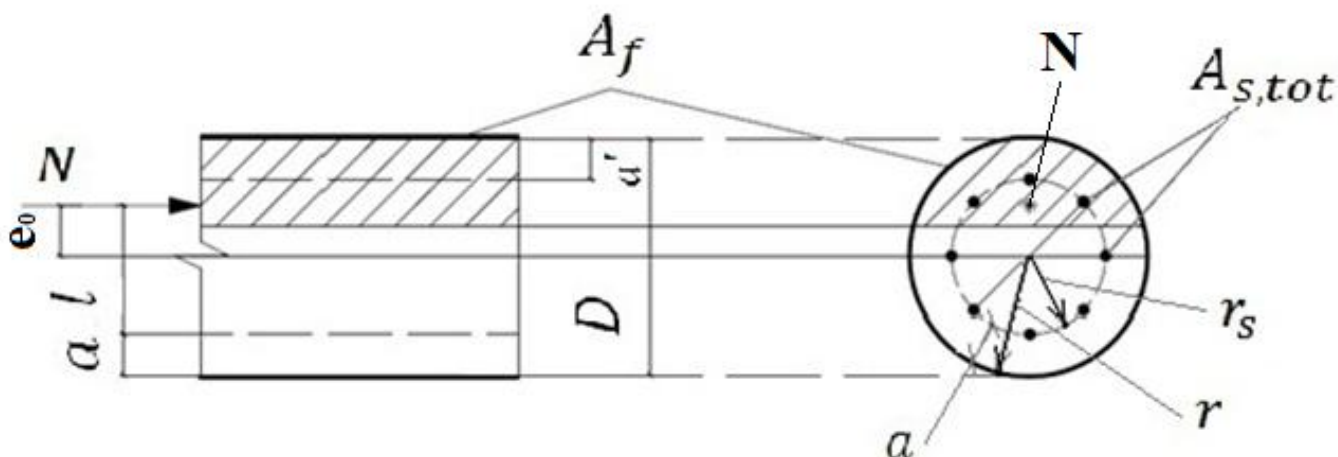


Рис.4.5. Расчетная схема для расчета композитно усиленных элементов круглого сечения

$$Ne \leq \frac{2}{3} R_{b3} A r \frac{\sin^3 \pi \xi_{cir}}{\pi} + R_s A_{s,tot} \left(\frac{\sin \pi \xi_{cir}}{\pi} + \varphi \right) r_s, \quad (4.41)$$

где r – радиус окружности поперечного сечения усиливаемого элемента;

ξ_{cir} – относительная площадь сжатой зоны бетона определяемая с учетом эмпирических зависимостей, касающихся уровня внешней нагрузки.

$$\text{При } N \leq 0,77 R_{b3} A + 0,645 R_s A_{s,tot} \quad (4.42)$$

$$\xi_{cir} = \frac{N + R_{b3} A \frac{\sin 2\pi \xi_{cir}}{2\pi}}{R_{b3} A + R_s A_{s,tot}}; \quad (4.43)$$

при не выполнении условия (4.42), значение ξ_{cir} определяется по формуле:

$$\xi_{cir} = \frac{N + R_s A_{s,tot} + R_{b3} A \frac{\sin 2\pi \xi_{cir}}{2\pi}}{R_{b3} A + 2,55 R_s A_{s,tot}}. \quad (4.44)$$

В формуле (4.41) коэффициент φ , учитывающий работу растянутой арматуры, определяется из выражения:

$$\varphi = 1,6(1 - 1,55 \xi_{cir}) \xi_{cir}, \quad (4.45)$$

но не более 1,0 при выполнении условия (4.42) и $\varphi = 0$ при невыполнении условия (4.42);

$A_{s,tot}$ – площадь сечения всей стальной продольной арматуры;

r_s – радиус окружности, проходящей через центры тяжести стальных стержней продольной арматуры.

4.3.4. Подбор поперечной композитной арматуры для прямоугольных элементов

Сжатые элементы со случайным эксцентриситетом

Расчетная схема приведена на рис.4.4.

В формуле (4.34) неизвестной остается только прочность бетона R_{b3} . Решая эту задачу относительно $R_{b3}^{тр\epsilonб}$, получим $R_{b3} = \frac{N/\varphi - R_{sc} \cdot A_{s\ tot}}{A_b}$ (4.46)

Требуемое значение прочности R_{b3} приравняем к его теоретическому значению. $R_{b3}^{тр\epsilonб} = R_{bn} + R_{bf}$, откуда получим $R_{bf} = R_{b3}^{тр\epsilonб} - R_{bn}$. (4.47)

В свою очередь $R_{bf} = \kappa_{ef} \kappa_b R_f \mu_f$. (4.48)

Решаем это выражение относительно коэффициента μ_f и определяем площадь композитного армирования.

$$\mu_f = \frac{R_{bf}}{\kappa_{ef} \cdot \kappa_b \cdot R_f} \text{ (4.49); в свою очередь } \mu_f = \frac{A_f}{A_b},$$

откуда $A_f = \mu_f A_b$ (4.50). Площадь сечения композитной арматуры мы получим, умножая длину периметра усиливаемого элемента на толщину холста, состоящего из нескольких слоев ткани

$$A_f = U_f t_f n_f, \quad (4.51)$$

где U – рабочий периметр усиливаемого сечения и равный $U_{fD} = \pi \cdot D$ – для круглого сечения и $U_{fh} = 2(b + h - 4r)$ – для прямоугольного. (4.52)

Задавшись толщиной композитного материала согласно прил. П.5, табл.

П.5.1, определяем количество его слоев – $n_f = \frac{A_f}{U_f t_f}$. (4.53)

Длина полосы, с учетом стыка холстов внахлестку, должна быть на 300мм больше суммарной величины фактического периметра:

$$l_f = \pi \cdot D + 300, \text{ либо } l_f = 2(h + b) + 300.$$

4.3.5. Примеры расчета сжатых элементов

Усиление железобетонной колонны композитной арматурой в продольном направлении

Пример 4.3.1 (рис.4.3). Расчет внецентренно сжатого элемента, усиленного в продольном направлении. Случай **больших эксцентриситетов** ($\xi < \xi_R$).

Дано: монолитная колонна многоэтажного здания сечением $h=80$ см; $b=40$ см; высота этажа $H_{эт}=6$ м. Бетон усиливаемого элемента класса В20 ($R_b=10$ МПа). Арматура класса А300 ($R_s=R_{sc}=270$ МПа). В растянутой зоне установлено ($3\varnothing 22+2\varnothing 20$) А300 ($A_s=17,68$ см²); в сжатой зоне – $3\varnothing 18$ А300 ($A_s=7,63$ см²), $a=a'=4$ см, $h_0=h'_0=80-4=76$ см. На колонну действует момент $M=504$ КН·м, в том числе от постоянных и длительных нагрузок $M_{\ell}=342,7$ КН·м и продольная сила $N=900$ КН (в том числе, $N_{\ell}=612$ КН).

После проведения реконструкции на колонну будут действовать: продольная сила $N_{ad}=1050$ КН, в том числе от постоянных и длительных нагрузок $N_{\ell}=588$ КН; изгибающий момент $M_{ad}=700$ КН·м, в том числе $M_{\ell}=476$ КН·м. **Требуется определить площадь композитной растянутой арматуры A_f и проверить прочность усиленного сечения, используя классический и универсальный методы расчета.**

Определяем несущую способность существующего сечения.

Для выявления случая расчета внецентренно сжатого элемента определяем осевой эксцентриситет $e_0=M/N=504/900=0,56$ м=56 см. Так как $e_0=56$ см $>0,3h_0=0,3\cdot 76=22,8$ см, следовательно имеет место первый случай расчета; т.е. $\xi < \xi_R$.

Случайный эксцентриситет исходя из трех условий: $e_a=\ell_0/600=600/600=1$ см, (где ℓ_0 – см. п. 6.2.18[2], $\ell_0=k\cdot H_{эт}=1\cdot 600=600$ см); $e_a=h/30=80/30=2,67$ см; $e_a=1$ см. Принимаем $e_a=2,67$ см и учитываем эту величину при дальнейших расчетах.

Гибкость колонны $\lambda_h=\ell_0/h=600/80=7,5 >4$, следовательно, расчеты выполняем с учетом прогиба колонны, который определяем по недеформирован-

ной схеме, используя величину условной критической силы и коэффициент η , согласно СП [18].

$$N_{cr} = \pi^2 D / \ell_o^2, \text{ где } D = \frac{0,15}{\varphi_\ell(0,3 + \delta_e)} E_b I_b + 0,7 E_s I_s.$$

Для выполнения дальнейших расчетов приводим недостающие характеристики. Для тяжелого бетона естественного твердения класса В20 $E_b = 27,5 \cdot 10^3$ МПа (прил.1, табл. П.1.2); Для арматуры класса А-III (А300) $E_s = 2,0 \cdot 10^5$ МПа.

Момент инерции площади сечения бетона относительно центра тяжести поперечного сечения колонны $I_b = bh^3 / 12 = 40 \cdot 80^3 / 12 = 1706,7 \cdot 10^3 \text{ см}^4$.

Приведенная площадь сечения растянутой и сжатой арматуры при $\alpha = E_s / E_b = (2 \cdot 10^5) / (27,5 \cdot 10^3) = 7,27$ составит: $A_{s,red} = 17,68 \cdot 7,27 = 128,53 \text{ см}^2$; $A'_{s,red} = 7,63 \cdot 7,27 = 55,47 \text{ см}^2$.

Момент инерции площади сечения всей арматуры относительно центра тяжести поперечного сечения колонны (моментом инерции арматуры относительно собственной оси – пренебрегаем ввиду его малости)

$$I_{sred} = (A_{sred} + A'_{sred}) [(h_0 - a') / 2]^2 = (128,53 + 55,47) [(76 - 4) / 2]^2 = 238,5 \cdot 10^3 \text{ см}^4.$$

Коэффициент, учитывающий влияние длительности действия нагрузки $\varphi_\ell = 1 + M_{\ell 1} / M_1 = 1 + 563 / 828 = 1,68$,

где $M_1 = N(h_0 - a') / 2 + M = 900 \cdot (0,76 - 0,04) / 2 + 504 = 324 + 504 = 828 \text{ кН} \cdot \text{м}$;

$M_{\ell 1} = N_1(h_0 - a') / 2 + M_1 = 612(0,76 - 0,04) / 2 + 342,7 = 220,3 + 342,7 = 563 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Относительное значение эксцентриситета продольной силы

$$\delta_e = \frac{e_o + e_a}{h} = \frac{56 + 2,67}{80} = 0,73 > \delta_e^{\min} = 0,15, \text{ принимаем } \delta_e = 0,73.$$

Жесткость железобетонного элемента

$$D = \frac{0,15}{1,68(0,3 + 0,73)} \cdot 27,5 \cdot 10^3 (100) \cdot 1706,7 \cdot 10^3 + 0,7 \cdot 2,0 \cdot 10^5 (100) \cdot 238,5 \cdot 10^3 =$$

$= 40,69 \cdot 10^{10} + 333,9 \cdot 10^{10} = 374,6 \cdot 10^{10} = \text{Н} \cdot \text{см}^2$. Условная критическая сила

$$N_{cr} = \pi^2 D / \ell_o^2 = 3,14^2 \cdot 374,6 \cdot 10^{10} / 600^2 = 102595 \text{ кН};$$

$$\eta = 1 / (1 - N / N_{cr}) = 1 / (1 - 900 / 102595) = 1,01.$$

Расчетный осевой эксцентриситет $e_{or} = (e_o \cdot \eta + e_a) = (56 \cdot 1,01 + 2,67) = 59,2$ см.

Эксцентриситет приложения нагрузки относительно центра тяжести растянутой арматуры – по формуле (5.15)

$$e = e_{or} + 0,5h - a = 59,2 + 0,5 \cdot 80 - 4 = 95,2 \text{ см.}$$

То же, относительно центра тяжести сжатой арматуры – по формуле (5.16) $e' = e_{or} - 0,5h + a' = 59,2 - 0,5 \cdot 80 + 4 = 23,2$ см.

Высоту сжатой зоны бетона определяем из условия равновесия всех сил относительно оси приложения продольной силы N по формуле:

$$R_b b x (e - h_o + 0,5x) + R_{sc} A_s' e' - R_s A_s e = 0;$$

$$10,5(100)40x(95,2 - 76 + 0,5x) + 270(100)7,63 \cdot 23,2 - 270(100)17,68 \cdot 95,2 = 0;$$

$$42 \cdot 10^3 x (19,2 + 0,5x) - 406,6 \cdot 10^5 = 0; \quad 8,06 \cdot 10^5 x + 21 \cdot 10^3 x^2 - 406,6 \cdot 10^5 = 0;$$

$x^2 + 38,4x - 1936,2 = 0$. Решая это квадратное уравнение, получим положительный

корень $x = -38,4/2 + \sqrt{(38,4)^2 / 4 + 1936,2} = 28,8$ см;

$$x = 28,8 \text{ см} < x_R = \xi_R h_o = 0,586 \cdot 76 = 44,54 \text{ см, где } \xi_R = 0,8 / (1 + 270 / 700) = \mathbf{0,586}.$$

Неравенство $x = 28,8 < 44,54$ см окончательно подтверждает наличие случая больших эксцентриситетов, т.е. $\xi < \xi_R$.

Значение x можно получить и по известной формуле, которая получена на основе решения вышеуказанного квадратного выражения.

$$x = (h_o - e) + \sqrt{(h_o - e)^2 + 2(R_s A_s e - R_{sc} A_s' e') / R_b b} =$$

$$= (76 - 97,6) + \sqrt{(76 - 95,2)^2 + [2(270(100) \cdot 17,68 \cdot 95,2 - 279(100) \cdot 7,63 \cdot 23,2) / 10,5(100) \cdot 40] =}$$

$$= -19,2 + \sqrt{(19,2^2 + 1936,4)} = -19,2 + 48,0 = 28,8 \text{ см.}$$

Несущая способность существующего сечения:

$$N_{0ult} = R_b b x + R_{sc} A_s - R_s A_s = 10,5(100)40 \cdot 28,8 + 270(100)7,63 - 270(100)17,68 =$$

$$= 938,2 \cdot 10^3 \text{ Н} = 938,2 \text{ кН} < N_{ad} = 1050 \text{ кН. Требуется усиление.}$$

Классический метод расчета композитной арматуры

Учитывая изменение действующих нагрузок после проведения реконструкции, необходимо повторно уточнить случай расчета.

$e_0 = M/N = 588/1050 = 0,56$ м = 56 см, следовательно, осевой эксцентриситет не изменился и имеет место первый случай расчета ($\xi < \xi_R$).

Учитывая пропорциональное изменение полной и длительной нагрузок до и после реконструкции, сохраняют свои значения определенные ранее параметры: случайный эксцентриситет $e_a = 2,67$ см и коэффициент $\varphi_l = 1,68$. Оставляем без изменения и жесткость усиливаемого элемента D , так как, во первых, еще не известна площадь композитной арматуры, а во вторых при одинаковом со сталью модулем упругости углеламинатов, приведенное значение момента инерции композитной арматуры будет весьма мало. Поэтому уточняем лишь значение коэффициента η .

$\eta = 1/(1 - 1050/102595) = 1,011$. Так как приращение коэффициента составляет всего 0,001, оставляем без изменения и расчетное значение эксцентриситетов: $e = 95,2$ см и $e' = 23,2$ см.

В соответствии с П 4.2.2. (формулы (4.14) и (4.15)) определяем усилия передающиеся на композитное армирование

$$N_f = N_{max} - N_0 = 1050 - 900 = 150 \text{ кН.}$$

Момент, воспринимаемый композитной арматурой по формуле (4.14)
 $M_f = N_f e = 150 \cdot 10^3 \cdot 95,2 = 142,8 \cdot 10^5 \text{ Нсм.}$

Площадь композитной арматуры в первом приближении вычисляем по формуле (4.15) при определенной ранее высоте сжатой зоны бетона $x_s = 28,8$ см, соответствующей работе стальной арматуры.

$$A_{f1} = M_f / R_s (h - 0,5x) = 142,8 \cdot 10^5 / 610,55(100)(80 - 0,5 \cdot 28,8) = 3,6 \text{ см}^2.$$

Полная высота сжатой зоны бетона с учетом работы композитной арматуры по формуле (4.6)

$$x = \{1050 \cdot 10^3 + 270(100) \cdot 17,68 - 270(100) \cdot 7,63 + 610,55(100) \cdot 3,6\} / 10,5(100) \cdot 40 = 36,7 < x_R = 44,54 \text{ см.}$$

Уточняем площадь композитной арматуры во втором приближении, используя уравнение момента относительно центра тяжести сжатой зоны бетона:

$$\begin{aligned} A_{f_2} &= \{N(e - h_0 + 0.5x) - R_s A_s (h_0 - 0.5x) - R_{sc} A'_s (0.5x - a')\} / R_f (h - 0.5x) = \\ &= \{1050 \cdot 10^3 (95.2 - 76 + 0.5 \cdot 36.7) - 270(100)17,68(76 - 0.5 \cdot 36.7) - \\ &\quad - 270(100 \cdot 7.63(0.5 \cdot 36.7 - 4))\} / 610.55(80 - 0.5 \cdot 36.75) = \\ &= \{419.7 \cdot 10^5 - 270.53 \cdot 10^5 - 270.53 \cdot 10^5 - 29.56 \cdot 10^5\} / 37.6 \cdot 10^5 = \\ &= \{37.6 \cdot 10^5\} / 37.6 = 3.15 \text{ см}^2 \end{aligned}$$

По результатам двух попыток расчета определяем среднее значение площади композитной арматуры

$$A_f^{teor} = (A_{f1} + A_{f2}) / 2 = (3.6 + 3.15) / 2 = 3.38 \text{ см}^2.$$

Принимаем 2 полосы углеламината сечением 100x1,4 мм + 1 полосу 50x1,4 мм и снова уточнем высоту сжатой зоны бетона по формулам (4.18) и (4.16).

$$A_f^{\text{факт}} = 250 \cdot 1,4 = 350 \text{ мм}^2 = 3,5 \text{ см}^2;$$

$$x_f^{\text{факт}} = \{150 \cdot 10^3 + 610.55(100) \cdot 3.5\} / 10.5(100) \cdot 40 = 8.66 \text{ см}^2;$$

$$x_{s,f} = x_s + x_f = 28.8 + 8.66 = 37.46 \text{ см};$$

$$x_{s,f} = 37.46 \text{ см} < x = \xi_R h_0 = 44.54 \text{ см}.$$

Для окончательного выявления случая расчета сжатого элемента с учетом работы композитной арматуры, необходимо определить значение граничной относительной высоты сжатой зоны ξ_{Rf} по формуле (3.4). С этой целью находим недостающие для этого расчета значения приведенного момента инерции всего сечения $-I_{red}$, приведенное значение площади сечения элемента A_{red} и начальные относительные деформации стальной арматуры и сжатого бетона ξ_s^0 и ξ_b^0 по формулам (4.1) и (4.2).

Указанные параметры находим при уровне, равном $0,6N_0$, т. е. нагрузки до усиления конструкций. При этом учитываем и другие ранее вычисленные характеристики сечения

$$A_{red} = A_b + A_{s,red} + A'_{s,rd} = 3200 + 128.53 + 55.47 = 3384 \text{ см}^2;$$

$$I_{red} = I_b + I_{s,red} = (1706.7 + 238.5)10^3 = 1945.2 \cdot 10^3 \text{ см}^4;$$

$$\varepsilon_s^0 = \frac{0.6 \cdot 900 \cdot 10^3}{0.85 \cdot 27.5 \cdot 10^5 (100)} \left[\frac{95,2 \cdot 6(0.5 \cdot 80 - 4)}{1945,2 \cdot 10^3} - \frac{1}{3384} \right] = 0.23[0.00176 - 0.000295] =$$

$$= 0.00034;$$

$$\varepsilon_b^0 = \frac{0.6 \cdot 900 \cdot 10^3}{0.85 \cdot 27.5 \cdot 10^3 (100)} \left[\frac{0.5 \cdot 80 \cdot 95,2}{1945,2 \cdot 10^3} + \frac{1}{3384} \right] = 0.23[0.00196 + 0.000295] = 0.00052.$$

Расчетное значение предельных относительных деформаций композитной арматуры.

$$\varepsilon_{f,ult} = R_f / E_f = 610.55 / 2.3 \cdot 10^5 = 0.0029.$$

Граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона при композитном усилении по формуле (3.4)

$$\xi_{R_f} = \frac{\omega}{1 + \frac{\varepsilon_{f,ult} + \varepsilon_b^0}{\varepsilon_{b2}}} = \frac{0.8}{1 + \frac{0.0029 + 0.00052}{0.0035}} = 0.405.$$

Граничное значение высоты сжатой зоны бетона $x_{R_f} = \xi_{R_f} h = 0.405 \cdot 80 = 32,4 \text{ см} < x = 36.7 \text{ см}.$

Имеем второе расчетное условие, когда $x/h_0 = 36.7/76 = 0.48 < \xi_R = 0.586$; $x/h = 36.7/80 = 0.459 > \xi_{Rf} = 0.405$. Следовательно, высоту сжатой зоны бетона следует уточнить по формуле (4.7).

$$x = \frac{N + R_s A_s + R_f A_f \frac{1 + \xi_{Rf}}{1 - \xi_{Rf}} - R_{sc} A'_s}{R_b b + \frac{2 R_f A_f}{h(1 - \xi_{Rf})}} =$$

$$= \frac{1050 \cdot 10^3 + 270(100) \cdot 17.68 + 610.55(100) \cdot 3.5 \frac{1 + 0.405}{1 - 0.405} - 270(100) \cdot 7.63}{10.2(100) \cdot 40 + \frac{2 \cdot 610.55(100) \cdot 3.5}{80(1 - 0.405)}} =$$

$$= \frac{1050 \cdot 10^3 + 477.4 \cdot 10^3 + 504,6 \cdot 10^3 - 206 \cdot 10^3}{(42 + 8,98) \cdot 10^3} = \frac{1826}{50,98} = 35,82 \text{ см}.$$

Несущая способность усиленного сечения по формуле (4.5)

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0.5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a) + R_f A_f \alpha_f;$$

$$M_{ult} = 10.5(100) \cdot 40 \cdot 35.82(76 - 0.5 \cdot 35.82) + 270(100) \cdot 7.63(76 - 4) +$$

$+610.55(100) \cdot 3.5 \cdot 4 = 873.9 \cdot 10^5 + 148.3 \cdot 10^5 + 8.55 \cdot 10^5 = 1030.7 \cdot 10^5 \text{ Нсм} >$
 $> M = N = 1050 \cdot 10^3 \cdot 95.2 = 999,6 \cdot 10^5$. Несущая способность усиленного сечения обеспечена.

Универсальный метод расчета композитной арматуры

Площадь композитной арматуры определяем по формуле

$$A_f = -A/2 - \sqrt{A^2/4 - B};$$

$$A = \{N + R_s A_s - R_{sc} A'_s - R_b b(h_0 + a_f)\} / 0.5 R_f \quad (4.54);$$

$$A = \{1050 \cdot 10^3 + 270(100) \cdot 17.68 - 270(100) \cdot 7.63 - 10.5(100) \cdot 40(76 + 4)\} / 0.5 \cdot 610.55(100) = \{1050 \cdot 10^3 + 271.35 \cdot 10^3 - 3360 \cdot 10^3\} / 30.53 \cdot 10^3 = -2038.7 / 30.53 = -66.78 \text{ см}^2;$$

$$B = \{[0.5[R_s A_s - R_{sc} A'_s]^2 + [R_{sc} A'_s a' - R_s A_s h_0 + N(e - h_0)] R_b b + N[R_s A_s - R_{sc} A'_s] + 0.5 N^2\} / 0.5 [R_f]^2 \quad (4.55);$$

$$B = \{0.5[270(100) \cdot 17.68 - 270(100) \cdot 7.63]^2 + 270(100) \cdot 7.63 \cdot 4 - 270(100) \cdot 17.68 \cdot 76 + 1050 \cdot 10^3(95.2 - 76)10.5(100) \cdot 40 + 1050 \cdot 10^3([270(100) \cdot 17.68 - 270(100) \cdot 7.63]) + 0.5 \cdot [1050 \cdot 10^3]^2\} / 0.5 [610.55(100)]^2 =$$

$$= \{0.5 \cdot 73.63 \cdot 10^9 + (8.24 \cdot 10^5 - 362 \cdot 79 \cdot 10^5 + 226.8 \cdot 10^5) \cdot 4.2 \cdot 10^4 + 105 \cdot 10^4 \cdot 2.71 \cdot 10^5 + 0.5[1050 \cdot 10^3]^2\} / 0.5 \cdot 3.73 \cdot 10^9 =$$

$$= \{36.8 - 536.6 + 284.5 + 1102.8 \cdot 0.5\} / 1.865 = 335.9 / 1.865 = 180.1 \text{ см}^2;$$

$$A_{f1} = -66.77/2 - \sqrt{66.77^2/4 - 180.1} = 33.38 - \sqrt{1114.6 - 180.1} = 33.38 - 30.57 = 2.81 \text{ см}.$$

Примечание. При отрицательном значении выражения «В» или величины A_f в формуле (4.55), при расчете в первом приближении, последнее слагаемое, равное $0,5N$ заменяется на $0,5N^2$ или наоборот.

Высота сжатой зоны по формуле (4.6)

$$x = \{1050 \cdot 10^3 + 270(100) \cdot 17.68 - 270(100) \cdot 7.63 + 610.55(100) \cdot 2.81\} / 10.5(100) \cdot 40 = \{1050 \cdot 10^3 + 271.35 \cdot 10^3 + 171.56 \cdot 10^3\} / 42 \cdot 10^3 = 35.55 \text{ см};$$

$$A_{f_2} = \{1050 \cdot 10^3(95.9 - 76 + 0.5 \cdot 35.55) - 270(100)7.68(76 - 0.5 \cdot 35.55) - \\ - 270(100) \cdot 7.63(0.5 \cdot 35.55 - 4)\} / 610.55(100)(80 - 0.5 \cdot 35.55) = \\ = \{413.4 \cdot 10^5 - 227.9 \cdot 10^5\} / 37.99 \cdot 10^5 = 4.13 \text{ см}^2;$$

среднее значение площади композитной арматуры

$$A_f = 2.81 + 4.13/2 = 3.47 \text{ см}^2.$$

Ранее имеем $A_f = 3.34 \text{ см}^2$

По аналогии с вышеизложенным принимаем композитную арматуру сечением $A_f = 3.5 \text{ см}^2$.

Проверка прочности усиленного сечения.

Расчет выполняем с использованием приведенных характеристик. Номера используемых формул даны в скобках слева:

$$(2.25) \quad A_{s,f,red} = 17.68 + 3.5 \frac{610.55}{270} = 25.59 \text{ см}^2; \quad A'_{s,f} = A'_s = 7.63 \text{ см}^2;$$

$$(3.26) \quad a_{red} = \frac{610.55(100) \cdot 3.5(80 - 76)}{270(100) \cdot 17.68 + 610.55(100) \cdot 3.5} = 1.03 \text{ см};$$

$$(3.2) \quad h_{0,red} = 76 + 1.03 = 77.03 \text{ см};$$

$$x_{s,f,red} = \frac{N + R_s \cdot A_{s,f,red} - R_{sc} A'_s}{R_b b} = \\ = \frac{1050 \cdot 10^3 + 270(100)25.59 - 270(100)7.63}{10.5(100)40} = \frac{1534.9}{42} = 36.54 \text{ см}; \\ \xi_{red} = \frac{x_{red}}{h_{0,red}} = \frac{36.54}{77.03} = 0.474.$$

Проверяем расчетные условия, используя граничные значения ξ_R и ξ_{Rf} , полученных из классического метода расчета $\xi_{Rf} = 0.405 < \xi_{red} = 0.474 < \xi_R = 0.586$. Следовательно имеем второе расчетное условие. Уточняем высоту сжатой зоны бетона по формуле (4.7), заменяя величину h в знаменателе на $h_{0,red}$. В результате расчета высота сжатой зоны $x_{red} = 1826/50.647 = 36.05 \text{ см}$.

Осевой эксцентриситет $e_{red} = e + a_{red} = 95.2 + 1.03 = 96.23 \text{ см}$.

Несущая способность усиленного сечения:

$$\begin{aligned}
 M &= Ne_{red} = 1050 \cdot 10^3 \cdot (96.23) = 1010.4 \cdot 10^5 \text{ Нсм} < M_{ult} = \\
 &= R_b b x_{red} (h_{0,red} - 0.5 x_{red}) + R_{sc} \cdot A'_s (h_0 - a') = \\
 &= 10.5(100)40 \cdot 36.05(77.03 - 0.5 \cdot 36.05) + 270(100)7.63(77.03 - 4) = \\
 &= 893.4 \cdot 10^5 + 150.4 \cdot 10^5 = 1043.8 \cdot 10^5. \text{ Несущая способность обеспечена.}
 \end{aligned}$$

Усиление железобетонной колонны поперечной композитной облоймой при осевом сжатии

Пример 4.3.2. Дано: ж/б колонна сечением 40х40. Бетон усиливаемого элемента класса В20 ($R_{bn} = 15\text{МПа}$; $R_b = 10.5\text{МПа}$). Арматура усиливаемого элемента А400 $R_{sc} = R_{sc,ad} = 350\text{МПа}$, $A_{stot} = 12,56 \text{ см}^2$ (4Ø20). Коэффициент усиления $K=1,45$. Требуется определить сечение поперечной композитной облоймы и проверить несущую способность усиленного сечения.

По прил. 5, табл. П.5.1 выписываем характеристики композитных материалов. Выбираем углеткань фирмы BASF MBrace Fib CF 230/4900/530. Нормативные характеристики для нескольких слоев углеткани: $R_{fn} = 3000\text{МПа}$; $t_f = 0,293\text{мм}$; $E_{fn} = 2,3 \cdot 10^5\text{МПа}$.

Определяем несущую способность существующего сечения. Для упрощения и сокращения объема расчетов принимаем в формуле (4.1) значение коэффициента $\varphi = 1$.

$$\begin{aligned}
 (4.1) \quad N_{0ult} &= 1 \cdot [10.5(100) \cdot 40 \cdot 40 + 350(100) \cdot 12,56] = \\
 &= 2125.9 \cdot 10^3 \text{ Н} = 2125.9 \text{ кН}.
 \end{aligned}$$

Продольная сила действующая на колонну после проведения реконструкции: $N_{max} = kN_{0ult} = 1,45 \cdot 2125.9 = 3082.5 \text{ кН}$.

Определяем требуемое значение прочности бетона, работающего в сложном напряженном состоянии

$$\begin{aligned}
 (4.2.9) \quad R_{b3}^{тр\text{еб}} &= \{N/\varphi - R_{sc} \cdot A_{stot}\} / A_b = \{3082.5 \cdot 10^3 - 350(100) \cdot 12,56\} / 1296 = \\
 &= \{2036.6 \cdot 10^3\} / 1296 = 2034.4 \frac{\text{Н}}{\text{см}^2} = 20.34,
 \end{aligned}$$

$$\text{где } A_b = (b - 2r)(h - 2r) = (40 - 2 \cdot 2)(40 - 2 \cdot 2) = 1296 \text{ см}^2.$$

Приращение прочности бетона при установке сплошной обоймы.

$$(4.47) R_{bf} = R_{b3}^{\text{треб}} - R_{bn} = 20.34 - 15 = 5.34 \text{ МПа.}$$

Коэффициент композитного поперечного армирования

$$(4.49) \mu_f = R_{bf} / k_{ef} k_b R_f$$

$$(4.30) k_{ef} = 1 - \frac{(b-2r)^2 + (h-2r)^2}{2b \cdot h} = 1 - \frac{(40-2 \cdot 2)^2 + (40-2 \cdot 2)^2}{2 \cdot 40 \cdot 40} = 1 - \frac{1296 + 1296}{3200} = 0.19.$$

Для сплошной обоймы коэффициент, учитывающий наличие разрывов в обойме $k_b = 1,0$.

Расчетное сопротивление композитного материала на растяжение при коэффициенте $\gamma_{f2} = 1,0$

$$R_f = \gamma_{f1} \gamma_{f2} R_{fn} / \gamma_f = 0,95 * 1,0 * 3000 / 1,2 = 2375 \text{ МПа;}$$

$$\mu_f = 5.34 \text{ МПа} / 0,19 * 1,0 * 2375 = 0,0118.$$

Площадь сечения композитной арматуры

$$A_f = \mu_f A_b = 0,0118 * 1296 = 15.34 \text{ см}^2 = 1534 \text{ мм}^2.$$

Периметр рабочего сечения, подлежащего усилению

$$(4.52) U_f = 2(b + h - 4r) = 2(40 + 40 - 4 * 2) = 144 \text{ см.}$$

Число слоев в составе холста обоймы

$$n_f = A_f / U_f t_f = 1534 \text{ мм}^2 / 1440 * 0,293 = 3.63 \text{ слоя.}$$

Принимаем обойму из четырех слоев. Фактическая площадь сечения обоймы $A_f^{\text{факт}} = U_f t_f n_f = 1440 * 0,293 * 4 = 1687.7 \text{ мм}^2 > 1534 \text{ мм}^2$.

Проверка прочности усиленного сечения

Фактический коэффициент поперечного армирования $\mu_f = A_f / A_b = 1687,7 / 129600 = 0,013$.

Приращение прочности бетона при установке обоймы

$$R_{bf} = k_{ef} k_b R_f \mu_f = 0,19 * 1 * 2375 * 0,013 = 5,88 \text{ МПа} > 5,34 \text{ МПа.}$$

Полная прочность бетона, работающего в условиях объемного сжатия

$$R_{b3} = 15 + 5,88 = 20,88 \text{ МПа} > 20,34 \text{ МПа. .}$$

Несущая способность сечения, усиленного внешней поперечной композитной арматурой при коэффициенте $\varphi=1,0$

$$N_{ult} = 1[20,88(100) * 1296 + 350(100) * 12,56] = 2706,0 * 10^3 + 445,9 * 10^3 = 3151,9 * 10^3 \text{ Н} > N_{max} = 3082,5 * 10^3 \text{ Н}.$$

Несущая способность усиленного сечения обеспечена.

Усиление железобетонной колонны поперечной композитной облоймой при внецентренном сжатии

Пример 4.3.3. Из условий, сформулированных в примере 4.3.2, требуется определить сечение сплошной поперечной композитной облоймы (без разрывов) и проверить прочность усиленного сечения, если известно, что после реконструкции нагрузка на стойку $N=3100$ кН будет приложена с осевым эксцентриситетом $e_0=3$ см.

Из ранее выполненного расчета имеем: $R_{bn}=15$ МПа; $R_b=10.5$ МПа, $R_s=R_{sc}=350$ МПа; $R_{f,n}=3000$ МПа; $R_f=2375$ МПа; $E_{f,n}=2.3*10^5$ МПа; $t_f=0.293$ мм; $k_{ef}=0.19$; $k_b=1.0$; $A_b=1296$ см²; $U_f=1440$ мм.

Для сокращения объема расчетов (с учетом наличия примера 4.3.1) значения коэффициента η , учитывающего влияние продольного изгиба элемента на его несущую способность, принимаем равным 1,0, а величину начальных относительных деформаций для стальной арматуры и сжатого бетона - σ_s^0 и ε_b^0 (определяемых по формулам (4.1) и (4.2)), приравняем к нулю, считая, что усиление выполняется при полной разгрузке элемента.

Для дальнейшего расчета определяем недостающие параметры и расчетные характеристики: модуль упругости бетона $E_b=27.5*10^3$ МПа (по прил.1); защитный слой бетона $a_b=2.0$ см; $a=a_b+0.5d_s=2.0+0.5*2.0=3.0$ см; рабочая высота сечения $h_0=h-a=40-3=37$ см; случайный эксцентриситет $e_a^{max}=h/30=40/30=1.33$ см.

Расчетное значение осевого эксцентриситета:

$e_{0,p}=(e_0+e_a)\eta=(3.0+1.33)*1.0=4.33$ см; расстояние от точки приложения продольной силы соответственно до наименее и наиболее сжатой арматуры:

$$-e=e_{0,p}+(h_0-a')/2=4.33+(37-3)/2=21.33 \text{ см}; \quad e'=(h_0-a')/2-e_{0,p}=(37-3)/2-4.33=12.67 \text{ см}.$$

Относительные деформации сжатого бетона при напряжениях, равных R_b , $\varepsilon_{b2}=0.0035$; коэффициент $\alpha=E_s/E_b=2*10^5/27.5*10^3=7.27$.

Несущая способность усиленного сечения по формуле 4.5 зависит от двух величин, которые на начало расчета не известны. Это прочность бетона, работающего в условиях объемного сжатия, $-R_{b3}$ и высота сжатой зоны бетона $-x$. Расчетное значение последней определяется, в свою очередь, по формулам (4.36) и (4.37) в зависимости от соотношения фактической (ξ) и (ξ_{R3}) значений относительной высоты сжатой зоны бетона. Следовательно, задача решается методом последовательного приближения, предварительно задаваясь одной из неизвестных величин.

Задаваясь, на наш взгляд, следует величиной x , т. к. при соблюдении нормируемого требования $e_{0,p} \leq 0.1h$, эксцентриситет не будет выходить за пределы ядрового сечения. Следовательно, все сечение будет сжато. Кроме того при известном армировании сжатого сечения, взяв момент относительно точки приложения нагрузки, можно также определить фактическую высоту сжатой зоны бетона.

Конкретно в нашем случае будем иметь.

$$\begin{aligned} x &= (h_0 - e) + \sqrt{(h_0 - e)^2 + \frac{2R_s(A_s e + A'_s e')}{R_b b}} = \\ &= (37 - 21.33) + \sqrt{(37 - 21.33)^2 + \frac{2*350(100)(6.28*21.33 + 6.28*12.67)}{10.5(100)*40}} = 40.23 \text{ см}. \end{aligned}$$

Учитывая погрешности расчета принимаем $x=40$ см.

По аналогии с формулой (4.46) определим требуемое значение прочности сжатого бетона R_{b3} :

$$\begin{aligned} R_{b3} &= Ne - R_{sc} A'_s (h_0 - a') / bx (h_0 - 0.5x) = \\ &= 3100 * 10^3 * 21.33 - 350(100) * 6.28(37 - 3) / 40 * 40(37 - 0.5 * 40) = \\ &= 2152.3 \frac{\text{Н}}{\text{см}^2} = 21,52 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

Приращение прочности бетона при работе в стесненных условиях

$$R_{bf} = R_b^{\text{треб}} - R_{bn} = 21.52 - 15 = 6.52 \text{ МПа.}$$

Коэффициент поперечного композитного армирования по формуле (4.49)

$$\mu_f = 6.52 / 0.19 * 1.0 * 2375 = 0.0114.$$

Требуемая площадь сечения композитной арматуры

$$A_f = \mu_f A_b = 0.0144 * 1296 = 18.72 \text{ см}^2 = 1872 \text{ мм}^2.$$

Число слоев углеткани $n_f = A_f / U_{ft} = 1872 / (1440 * 0.293) = 4.44$; принимаем 5 слоев.

Фактическая расчетная площадь сечения обоймы

$$A_f^{\text{факт}} = 1440 * 0.293 * 5 = 2109.6 \text{ мм}^2.$$

Фактический коэффициент поперечного армирования

$$\mu_f = A_f^{\text{факт}} / A_b = 2109.6 / 129600 = 0.0163.$$

Приращение прочности бетона в обойме по формуле (4.48).

$$R_{bf} = 0.19 * 1 * 2375 * 0.0163 = 7.35 \text{ МПа.}$$

Полная прочность бетона $R_{b3} = 15 + 7.35 = 22.35 \text{ МПа.}$

Уточняем высоту сжатой зоны бетона во втором приближении, используя формулы (4.40) и (4.37)

$$\xi_{R_3} = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{(700 + 2\alpha\mu_f R_{f,n})}} = \frac{0.8}{1 + \frac{350}{(700 + 2 * 7.27 * 0.0163 * 3000)}} = 0.641;$$
$$x = \frac{3100 * 10^3 + 350(100) * 6.28 \frac{1+0.641}{1-0.641} - 350(100) * 6.28}{22.35(100) * 40 + \frac{2 * 350(100) * 6.28}{37(1-0.641)}} = \frac{3884.9 * 10^3}{122.5 * 10^3} =$$
$$= 31.71 \text{ см.}$$

Несущая способность сечения

$$N_e = 3100 * 10^3 * 21.33 = 66123 * 10^5 < 22.35(100) * 40 * 31.71(37 - 0.5 * 31.71) + 350(100) * 6.28(37 - 3) = (599.43 + 74.73) * 10^5 = 674.16 * 10^5$$

Следовательно несущая способность обеспечивается. Погрешность расчета +1,02%.

Библиографический список

1. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. М.: Стройиздат, 1991.
2. Маилян Р.Л., Маилян Д.Р., Веселев Ю.А. Строительные конструкции. Ростов н/Д.: Феникс, 2005, 2008.
3. Руководство по усилению железобетонных конструкций композитными материалами. / Клевцов В.А. и [др]. М.: Стройиздат, 2006
4. Костенко А. Н. Прочность и деформативность центрально и внецентренно сжатых кирпичных и железобетонных колонн, усиленных угле и стекловолокном: автореф. дис. канд. техн. наук. М.:, 2010. 26с.
5. Онуфриев Н.М. Усиление железобетонных промышленных зданий и сооружений. Л. – М.: ВШ, 1965.
6. Польской П.П. Проектирование и расчет железобетонных конструкций, усиленных наращиванием сечения: учебное пособие. Ростов-на-Дону: РГСУ, 2011.
7. Польской П.П. , Михуб Ахмад, Маилян Д.Р., Георгиев С.В. Проектирование изгибаемых железобетонных элементов, усиленных композитными материалами: монография. Ростов-на-Дону: РГСУ, 2014.
8. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003). М.: ОАО «ЦНИИПромзданий», 2005.
9. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры. М.: ЦИТП, 1989.
10. Реконструкция зданий и сооружений /А.Л.Шагин [и др.]. М.: ВШ, 1991.
11. Рекомендации по оценке состояния и усилению строительных конструкций промышленных зданий и сооружений – НИИСК Госстроя СССР. М.: СИ, 1989.

12. Рекомендации по проектированию усиления железобетонных конструкций зданий и сооружений реконструируемых предприятий. Надземные конструкции и сооружения. М.: СИ, 1992.
13. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции. М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989.
14. СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия. М.: Госстрой России, ФГУП ЦПП, 2004.
15. СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. М.: ФГУП ЦПП, 2004.
16. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. М.: ФГУП ЦПП, 2004.
17. СП 16.13330.2011 Стальные конструкции. Нормы проектирования, актуализированная версия СНиП II-23-81*. М.: ФГУП ЦПП, 2011.
18. 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. М.: Минрегион России, ФАУ «ФЦС», 2011.
19. СП 164.1325800.2014 Усиление железобетонных конструкций композитными материалами. Правила проектирования. М.: Минстрой России, 2015.
20. Внешнее армирование железобетонных конструкций композитными материалами. / Шилин А.А. [и др]. М.: Стройиздат, 2007.
21. Hegemier G., Seible F., Karbhari V. the use of fiber reinforced polymers to mitigate natural and man-made hazards// FRPRCS-8 Symposium, Patras, 2007.CD.

Приложение 1

Основные сведения о бетонах

Таблица П.1.1

Нормативные и расчетные значения сопротивления тяжелого бетона на осевое сжатие и растяжение в МПа

Вид сопро- тивле- ния	Коэф- фи- циент γ_{b2}	Класс бетона по прочности на сжатие										
		B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Сжатие осевое, R_{cm}/R_b	0,9	6,75/5,4	9,9/7,7	13,5/10,5	16,6/13,0	19,8/15,5	22,95/17,5	26,1/20,0	28,8/22,5	32,4/25,0	35,5/27,0	38,7/29,5
	1,0	7,5/6,0	11/8,5	15/11,5	18,5/14,5	22/17,0	25,5/19,5	29/22,0	32/25,0	36/27,5	39,5/30,0	43/33,0
Растя- жение осевое, $R_{ct,y}/R_{ct}$	0,9	0,76/0,51	1,0/0,67	1,2/0,80	1,4/0,95	1,57/1,05	1,75/1,15	1,9/1,25	2,0/1,35	2,2/1,45	2,34/1,50	2,5/1,60
	1,0	0,85/0,56	1,1/0,75	1,35/0,90	1,55/1,05	1,75/1,15	1,95/1,30	2,1/1,40	2,25/1,50	2,45/1,60	2,6/1,70	2,75/1,80

Примечание. В числителе приведены нормативные сопротивления бетона, в знаменателе – расчетные.

Таблица П.1.2

Значения начального модуля упругости бетона при сжатии и растяжении $E_b \cdot 10^{-3}$, МПа

Класс бетона по прочности на сжатие											
B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60	
19,0	24,0	27,5	30,0	32,5	34,5	36,0	37,0	38,0	39,0	39,5	

Приложение 2

Основные сведения об арматуре и стальном прокате

Таблица П.2.1

Прочностные характеристики ненапрягаемой арматуры

Класс арматуры	Расчетные сопротивления для предельных состояний первой группы, МПа		
	растяжению		сжатию R_{sc}
	продольной R_s	поперечной R_{sw}	
A240 (A-I)	215 (225)	170 (175)	215 (225)
A300 (A-II)	270 (280)	215 (225)	270 (280)
A400 (A-III)	355 (365)	285 (290)	355 (365)
A500 -	435 -	300 -	435 [400] -
B500 (B_p - I,d=5мм)	415 (360)	300 (260)	415 [360] (360)

Примечание. Значения R_{sc} в квадратных скобках используют только при расчетах на кратковременное действие нагрузки.

Холоднодеформированная арматура периодического профиля класса B500 изготавливается номинальным диаметром 3 – 12 мм.

Таблица П.2.2

Расчетные сопротивления стального проката для усиления железобетонных конструкций

Марка стали	ГОСТ или ТУ	Толщина проката, мм	Расчетное сопротивление, МПа	
			по пределу текучести R_y	по временному сопротивлению R_u
ВСт3кп2	380-71*	Лист 4 - 20	215	350
		Фасон 4 - 20	225	350
ВСт3пс6	380-71*	Лист 4 – 20	225	350
ВСт3сп5		Фасон 4 – 20	235	350

Примечание. За толщину фасона принимается толщина полки

Сортамент горячекатаных арматурных стержней **Таблица П.2.3**

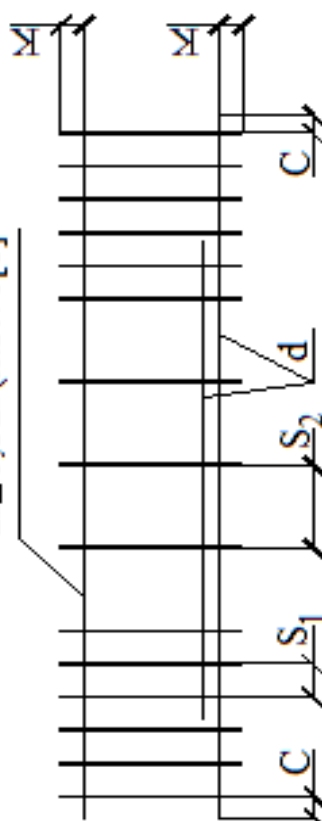
Диаметр, мм	Расчетные площади поперечного сечения, см ² , при числе стержней									Масса, кг/м	Прокатываемые диаметры арматуры классов			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		A240 A400 A500	A300	A540	B500
3	0,071	0,141	0,212	0,283	0,353	0,424	0,495	0,565	0,636	0,052	-	-	-	+
4	0,126	0,251	0,377	0,502	0,628	0,754	0,879	1,005	1,13	0,092	-	-	-	+
5	0,196	0,393	0,589	0,785	0,982	1,178	1,375	1,571	1,767	0,144	-	-	-	+
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	0,222	+	-	-	+
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	0,395	+	-	-	+
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	0,617	+	+	-	+
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	0,888	+	+	-	+
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	1,208	+	+	-	-
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	1,578	+	+	-	-
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	1,998	+	+	-	-
20	3,142	6,28	9,42	12,56	15,71	18,85	21,99	25,13	28,28	2,466	+	+	+	-
22	3,801	7,60	11,40	15,20	19,00	22,81	26,61	30,41	34,21	2,984	+	+	+	-
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	3,840	+	+	+	-
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	4,830	+	+	+	-
32	8,043	16,09	24,13	32,17	40,21	48,26	56,30	64,34	72,38	6,310	+	+	+	-
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,90	61,07	71,25	81,43	91,61	7,990	+	+	+	-
40	12,57	25,13	37,70	50,27	62,83	75,40	87,96	100,53	113,10	9,865	+	+	+	-

Примечание. Знак «+» определяет наличие диаметра в сортаменте для арматуры данного класса.

Данные для конструирования сварных каркасов

1. Диаметр рабочих стержней d , мм	3; 4; 5	6	8, 10	12	14, 16	18	20	22	25	28	32	36, 40
2. Наименьший диаметр распределительной (или поперечной) арматуры d_w , мм	3	3	3	4	5	6	6	8	8	10	10	12
3. Наименьший шаг поперечных стержней S_{min} , мм	50	50	75	75	75	100	100	100	150	150	150	200
4. Наименьший шаг продольных стержней V_1 , мм	-	30	30	40	40	40	50	50	50	60	70	80

$d_m \geq 0,8d_w$ (п. 5.70[8])



Если поперечная арматура требуется по расчету:

$$S_1 \begin{cases} \leq h_0/2 \\ \leq 300 \text{ мм} \\ \leq S_{max} \end{cases}$$

Если поперечная арматура по расчету не требуется:

$$S_2 \begin{cases} \leq 0,75h_0 \\ \leq 500 \text{ мм} \end{cases}$$

Примечания: 1. Расстояния C и K откладываются от оси соответствующего крайнего стержня. Их значения принимают не менее 20 мм и не менее диаметра выступающего стержня.

2. В каркасе допускается не более двух шагов поперечных стержней (хомутов). Оба должны быть кратны 50 мм . Все поперечные стержни должны быть одного диаметра. $\xi = x/h_0$; $\alpha_w = \xi(1 - 0,5\xi)$; $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_w}$.

Данные для конструирования сварных сеток

Таблица П.3.2

Площадь поперечного сечения стержней продольной растянутой рабочей арматуры на 1 м ширины сеток, см²

Число стержней на 1 пог.м, шт	Шаг стержней, мм	Диаметр стержней, мм						
		5	6	8	10	12	14	16
10	100	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11
8	125	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,31	16,08
7	150	1,31	1,89	3,35	5,23	7,54	10,26	13,40
5	200	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,69	10,05

Таблица П.3.3

Диаметр и шаг стержней распределительной арматуры

Диаметр стержней рабочей арматуры, мм	Шаг стержней рабочей арматуры, мм			
	100	125	150	200
5	$\frac{3}{350}$	$\frac{3}{350}$	$\frac{3}{350}$	$\frac{3}{350}$
6	$\frac{4}{350}$	$\frac{4}{350}$	$\frac{4}{350}$	$\frac{4}{350}$
8	$\frac{5}{350}$	$\frac{5}{350}$	$\frac{4}{350}$	$\frac{4}{350}$
10	$\frac{6}{350}$	$\frac{6}{350}$	$\frac{5}{350}$	$\frac{5}{350}$
12	$\frac{6}{250}$	$\frac{6}{300}$	$\frac{6}{350}$	$\frac{6}{350}$
14	$\frac{8}{300}$	$\frac{8}{300}$	$\frac{8}{350}$	$\frac{6}{300}$
16	$\frac{8}{250}$	$\frac{8}{300}$	$\frac{8}{350}$	$\frac{8}{350}$
18	$\frac{10}{300}$	$\frac{10}{350}$	$\frac{10}{350}$	$\frac{8}{350}$

Примечание. Над чертой указан диаметр стержней распределительной арматуры, под чертой – их шаг.

Приложение 4

Данные для проектирования сжатых элементов

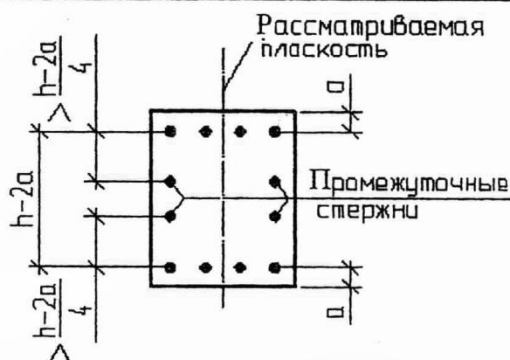
Таблица П 4.1

Коэффициенты φ_b и φ_{sb} для расчета элементов из тяжелого бетона на действие продольной силы со случайным эксцентриситетом

$\frac{N_L}{N}$	Коэффициент φ_b при l_0/h							
	6	8	10	12	14	16	18	20
0	0,93	0,92	0,91	0,90	0,89	0,88	0,86	0,84
0,5	0,92	0,91	0,90	0,89	0,86	0,82	0,77	0,71
1,0	0,92	0,91	0,89	0,87	0,83	0,76	0,68	0,60

Таблица П 4.2

$\frac{N_L}{N}$	Коэффициент φ_{sb} при l_0/h							
	6	8	10	12	14	16		20
А. При $a = a' < 0,15h$ и при отсутствии промежуточных стержней (см. эскиз) или площади сечения этих стержней менее $A_{s,tor}/3$								
0	0,93	0,92	0,91	0,90	0,89	0,88	0,86	0,83
0,5	0,92	0,91	0,91	0,90	0,88	0,87	0,83	0,79
1,0	0,92	0,91	0,90	0,90	0,88	0,85	0,80	0,74
Б. При $0,25h > a = a' \geq 0,15h$ или при площади промежуточных стержней (см. эскиз), равной или более $A_{s,tor}/3$ независимо от a								
0	0,92	0,92	0,91	0,89	0,87	0,85	0,82	0,79
0,5	0,92	0,91	0,90	0,88	0,85	0,81	0,76	0,71
1,0	0,92	0,91	0,89	0,87	0,83	0,77	0,70	0,62



Обозначения, принятые в табл. П 4.1 и П 4.2

N_L – продольная сила от действия постоянных и длительных нагрузок;

N – продольная сила от действия всех нагрузок.

Таблица П. 4.3

Минимальные значения площади сечения продольной растянутой рабочей арматуры

Условия работы арматуры	$\mu_{s,min}, \%$
1. Арматура S в изгибаемых и во внецентренно растянутых элементах при расположении продольной силы за пределами рабочей высоты сечения	0,10
2. Арматура S и S' во внецентренно растянутых элементах при расположении продольной силы между арматурой S и S'	0,10
3. Арматура во внецентренно сжатых элементах при: $l_0/i \leq 17$ (для прямоугольных сечений – при $l_0/i \leq 5$)	0,10
$17 < l_0/i \leq 35$ ($5 < l_0/h \leq 10$)	0,15
$35 < l_0/i < 83$ ($10 < l_0/h < 25$)	0,20
$l_0/i \geq 83$ ($l_0/h \geq 25$)	0,25
Примечания: 1. $\mu_s = (A_s / b \times h_0) \times 100\%$. 2. Для внецентренно сжатых элементов при $17 \leq l_0/i \leq 83$ значение $\mu_{s,min}, (\%)$ можно также определять линейной интерполяцией между значениями 0,10 и 0,25. 3. Элементы, не удовлетворяющие требованиям минимального процента армирования, относятся к бетонным.	

Приложение 5

Таблица П.5.1

Усредненные характеристики холстов и ламинатов на основе углепластика фирмы
BASF

Вид углепластика	Наименование материала (Производитель)	Характеристика композитного материала					
		E_{fn} 10^{-5}	Ширина ленты (полосы)	Толщина t_f , мм	Прочность, МПа		
					1 слой	2 слой	3 слой
Холсты из ткани (BASF)	MBraceFibCF 230/4900/150	2,3	500	0,086	3200	3100	3000
	MBraceFibCF 230/4900/230	2,3	500	0,131	3200	3100	3000
	MBraceFibCF 300/4900/300	2,3	500	0,166	3200	3100	3000
	MBraceFibCF 500/4900/530	2,3	500	0,293	3200	3100	3000
Ламинаты (BASF)	MBrace Fib LAMCF 210/2800/50x14, 100	2,1	50	1,2;1.4	2800	-	-
	MBrace Fib LAMCF 210/2800/100x1.4, 100	2,1	100	1.2;1.4	2800	-	-

Примечание. Прочностные показатели получены по результатам испытания образцов - восьмерок при различном количестве слоев в холсте.