

В. Ю. ЩУКО, С. И. РОЩИНА

КЛЕЕННЫЕ АРМИРОВАННЫЕ ДЕРЕВЯННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Рекомендовано Учебно-методическим объединением вузов
РФ по образованию в области строительства в качестве
учебного пособия для студентов, обучающихся
по направлению 270100 «Строительство»

Санкт-Петербург
ГИОРД
2009

УДК 624.011.17
ББК 38.55я73
Щ95

Щ95 Шуко В. Ю.
Клееные армированные деревянные конструкции :
Учебное пособие / В. Ю. Шуко, С. И. Рощина — СПб. :
ГИОРД, 2009. — 128 с.

ISBN 978-5-98879-102-7

В учебном пособии изложены основы проектирования деревянных конструкций, рассматриваются возможности применения клееных армированных стальными стержнями деревянных конструкций в строительстве, приведены методы их расчета и конструирования.

Книга помогает освоить методологию разработки и расчета деревянных конструкций и их элементов и рассчитана на специалистов предприятий, производящих клееные деревянные конструкции. Будет полезна архитекторам и проектировщикам, работающим в области промышленного и гражданского строительства, а также студентам архитектурно-строительных специальностей вузов, обучающихся по направлению 270100 — «Строительство», выполняющих курсовые и дипломные проекты, а также для строителей, занимающихся проектированием деревянных конструкций.

УДК 624.011.17
ББК 38.55я73

ISBN 978-5-98879-102-7 © ООО «Издательство «ГИОРД»», 2009

Оглавление

ПРЕДИСЛОВИЕ	5
ГЛАВА 1. АРМИРОВАННЫЕ ДЕРЕВЯННЫЕ КОНСТРУКЦИИ ...7	
1.1. Применение в строительстве	7
1.2. Материалы для армированных деревянных конструкций	15
ГЛАВА 2. ПРОЕКТИРОВАНИЕ АРМИРОВАННЫХ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ.....	18
2.1. Особенности расчета по предельным состояниям	18
2.2. Расчет АДК при поперечном изгибе.....	22
2.3. Порядок расчета конструкций при изгибе	25
2.4. Пример расчета балки с двойным симметричным армированием	27
2.5. Особенности проектирования балок с групповым армированием.....	30
2.6. Пример расчета балки с групповым армированием.....	31
2.7. Балки с обрывом арматуры в пролете.....	32
2.8. Пример расчета балки переменной жесткости (с обрывом стержней сжатой арматуры в пролете)	33
2.9. Двускатные армированные балки	34
2.10. Пример расчета двускатной армированной балки	35
2.11. Расчет изгибаемых АДК с учетом длительного действия нагрузок	38
2.11.1. Основные положения расчета	38
2.11.2. Метод расчета изгибаемых АДК с учетом длительного действия нагрузки на основе теории упругой наследственности	42
2.11.3. Метод расчета изгибаемых деревянных элементов с учетом длительного действия нагрузки на основе теории упруго-ползучего тела	52

2.11.4. Расчет АДК по предельным состояниям	62
2.11.5. Расчет предельной прочности армированных деревянных изгибаемых элементов при длительном действии нагрузки	67
2.12. Расчет сжато-изгибаемых АДК	70
2.13. Расчет сжато-изгибаемых АДК при длительном действии нагрузки	72
2.13.1. Основные положения расчета изгибаемого армированного элемента при длительном действии нагрузки	72
2.13.2. Метод расчета на основе теории упругой наследственности	74
2.13.3. Расчет сжато-изгибаемых армированных элементов по предельным состояниям длительном действии нагрузки	86
2.14. Расчет сжато-изгибаемых АДК по предельным состояниям	93
2.15. Порядок расчета армированного деревянного элемента при сжатии с изгибом	94
2.16. Пример расчета треугольного армированного верхнего пояса арки	94
ГЛАВА 3. НЕСУЩИЕ КЛЕЕННЫЕ АРМИРОВАННЫЕ КОНСТРУКЦИИ	103
3.1. Номенклатура клееных армированных конструкций для производственных и складских зданий	103
3.2. Клееные армированные деревянные балки	106
3.3. Клееные армированные арки	107
3.4. Клееные армированные деревянные рамы	109
3.5. Клееные армированные колонны и стойки	111
ГЛАВА 4. ТЕХНОЛОГИЯ ИЗГОТОВЛЕНИЯ АДК	113
4.1. Особенности технологии изготовления армированных деревянных конструкций	113
4.2. Склеивание арматуры с древесиной в конструкциях	118
Список рекомендуемой литературы	122

ПРЕДИСЛОВИЕ

Высокие темпы и уровень современного строительства предъявляют качественно новые требования к строительным материалам и конструкциям. При этом большое внимание уделяется производству клееных деревянных конструкций.

Такие конструкции по ряду технико-экономических показателей превосходят металлические и железобетонные: имеют малую монтажную массу, относительно высокую прочность и жесткость при достаточной надежности и долговечности. В то же время отрицательные свойства древесины (зависимость свойств от ее строения, пороков, необходимости применения и значительного расхода качественного пиломатериала, излишней массивности сечений, ползучести при длительном нагружении и др.) ограничивают область применения и ухудшают показатели клееных деревянных конструкций.

Один из путей устранения указанных недостатков и повышения технико-экономической эффективности — армирование сечений клееных деревянных конструкций и элементов стальной или стеклопластиковой арматурой. Это позволяет существенно сократить расход древесины, уменьшить монтажную массу, повысить качество и надежность деревянных конструкций, работающих в основном на изгиб и сжатие с изгибом.

Высокая прочность и жесткость в сочетании с малой монтажной массой делают эти конструкции незаменимыми в рассредоточенном сельскохозяйственном строительстве, труднодоступных и отдаленных от магистральных путей районах, для большепролетных конструкций и значительных нагрузок в узловых соединениях, позволяющих производить укрупненную сборку.

Легкие несущие клееные армированные конструкции находят применение в самых различных областях строительства: при возведении зрелищно-спортивных, сельскохозяйственных и складских зданий, пролетных строений мостов и эстакад, зданий химических

производств и др., что предъявляет к ним весьма высокие требования, поскольку в процессе эксплуатации возможны воздействия перепадов температуры и влажности, агрессивных сред, повторной кратковременной и длительной нагрузок и др.

Разработка и исследования клееных армированных деревянных конструкций для строительства — часть важной народнохозяйственной задачи по созданию новых видов эффективных несущих конструкций на основе древесины.

В пособии рассматриваются основные проблемы клееных армированных стальными стержнями деревянных конструкций в строительстве.

В работе использованы результаты исследований авторов и научных коллективов ряда учебных, научно-исследовательских и проектных институтов (МИСИ им. В. В. Куйбышева, НИСИ, ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко, ЦНИИ-промзданий, Оргэнергостроя), а также сведения из отечественных и зарубежных источников.

ГЛАВА 1 АРМИРОВАННЫЕ ДЕРЕВЯННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

1.1. Применение в строительстве

В центре внимания конструкторов и исследователей с конца XIX в. постоянно находится проблема повышения надежности деревянных конструкций и элементов, работающих на растяжение и поперечный изгиб. Наиболее эффективным способом повышения прочности и надежности таких конструкций оказался способ подкрепления деревянных элементов стальными. В дальнейшем на этой основе были разработаны металлодеревянные конструкции, в которых расчетные деревянные растянутые элементы заменялись стальными.

Идея использования в конструкциях совместной работы древесины и металла нашла дальнейшее развитие в армированных деревянных конструкциях и элементах. В 1921 г. А. Клайтила (США) предложил использовать в конструкциях аэропланов и дирижаблей несущий деревянный элемент коробчатого сечения с запрессованной в полки стальной проволокой (рис. 1.1) [21].

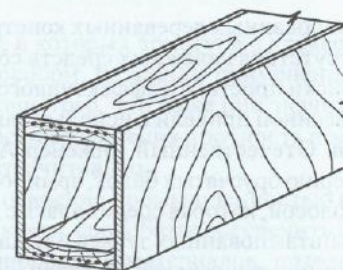


Рис. 1.1. Балка коробчатого сечения, армированная стальной проволокой

Этот элемент можно считать прообразом современных армированных деревянных конструкций. Однако трудности, связанные с изготовлением таких конструкций, и отсутствие надежных средств соединения стальной проволоки с древесиной не позволили реализовать это предложение.

Армировать стальными прутками деревянные брусчатые балки и колонны в несущих строительных конструкциях впервые предложил А. Фишер (Германия) в 1926 г. [21]. Стальные прутки должны были укладываться в пазы квадратного сечения и заливаться специальной мастикой, состав которой автор не приводит (рис. 1.2).

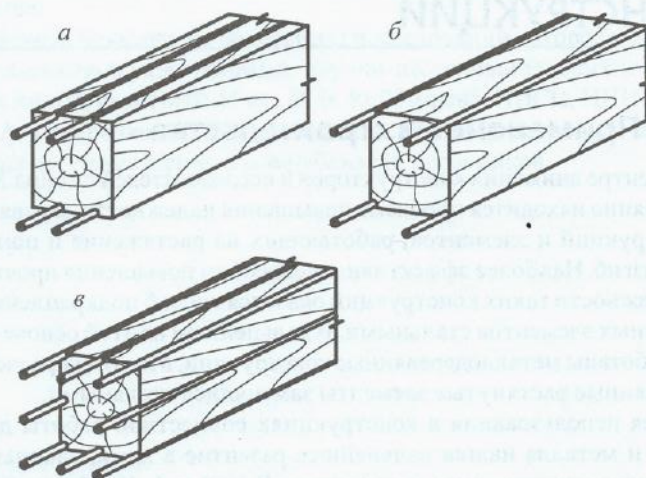


Рис. 1.2. Армированные элементы из цельной древесины:

а – армирование части сечения, *б* – армирование по углам сечения, *в* – армирование по всему сечению

Первые проекты армированных деревянных конструкций не были осуществлены из-за отсутствия надежных средств соединения арматуры с древесиной. Поиски простого и эффективного способа соединения арматуры с древесиной привели к использованию различных механических средств. Отечественный инженер А. Л. Монасевич изготовил и испытал серию брусчатых балок, армированных в растянутой зоне стальной полосой, которая соединялась с древесиной при помощи специально выштампованных зубьев или анкерных башмаков (рис. 1.3) [14]. Испытания таких балок показали их более высокую

прочность и надежность по сравнению с обычными, особенно при действии ударных нагрузок, поскольку арматура предотвращала возможность хрупкого разрушения балок. В дальнейшем это решение нашло применение при усилении деревянных конструкций. Однако рассмотренный способ соединения арматуры с древесиной позволял армировать только растянутую зону конструкций, в то время как расчеты показали, что наиболее эффективно двойное армирование. Для решения этой проблемы в 1944 г. Х. Гранхольм (Швеция) предложил применять специальные стержни с кольцевыми выступами по длине (рис. 1.4). В этом случае совместная работа арматуры с древесиной обеспечивалась зацеплением кольцевых выступов, которые врезались в стенки паза при запрессовке стержня.

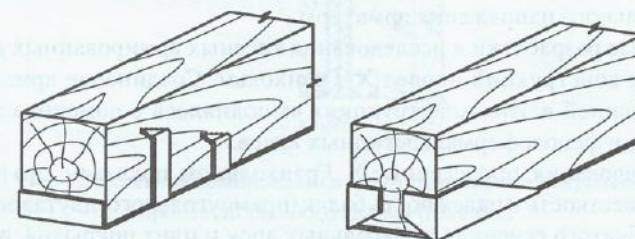


Рис. 1.3. Брусчатые балки с усиленной растянутой зоной

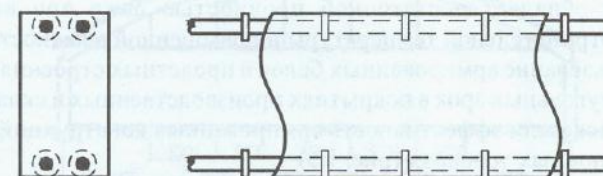


Рис. 1.4. Конструкция армированной балки Х. Гранхольма

Конструкции, в которых арматура с древесиной соединялись механическим способом, не нашли применения именно как армированные вследствие того, что даже при значительном расходе стали из-за податливости соединения прочность и жесткость конструкции повышались незначительно.

Разработка и освоение промышленностью выпуска эффективных синтетических клеев, способных обеспечить прочное и долговечное соединение разнородных материалов, позволили реально подойти к созданию клееных армированных деревянных конструкций.

Применение армирования позволяет совершенно по-новому и более эффективно решать узловые соединения и стыки деревянных конструкций, что повышает их сборность, облегчает транспортировку и монтаж [15, 17, 18, 20, 22, 25], а также вопросы ремонта и реконструкции действующих предприятий [22, 24].

В современном строительстве более перспективными являются конструкции, армированные стальными стержнями без предварительного напряжения, как наиболее надежные и простые в изготовлении, поскольку они не требуют сложного и дефицитного оборудования.

В настоящем пособии основное внимание уделяется деревянным конструкциям, армированным обычным способом, то есть без предварительного напряжения арматуры.

Первые разработки и исследования клееных армированных деревянных конструкций провел Х. Гранхольм. Соединение арматуры с древесиной в этих конструкциях выполнялось с помощью эпоксидных и фенолоформальдегидных клеев.

Исследования, проведенные Х. Гранхольмом, показали, что прочность, жесткость и надежность балок (прямоугольного, двутаврового и коробчатого сечений), треугольных арок и плит покрытия, армированных гладкими стальными стержнями и полосами, значительно выше, чем у неармированных, а клеевое соединение арматуры с древесиной обладает достаточной прочностью даже при воздействиях отрицательной температуры и повышенной влажности.

Использование армированных балок в пролетных строениях мостов и треугольных арок в покрытиях производственных и складских зданий показали эффективность армированных конструкций в эксплуатационных условиях (рис. 1.5).

Так, фирма АВН Тохнсон (Швеция) освоила выпуск широкого ассортимента клееных армированных конструкций: балок 42 типовых размеров пролетом до 23 м, арок и рам пролетом до 30 м.

В 60-х гг. XX века в Чехословакии был налажен выпуск клееных армированных арок кругового очертания. Такие арки пролетом 36,2 м были применены в покрытии цехов химических комбинатов (рис. 1.6). Клееный верхний пояс арки сечением $0,6 \times 0,175$ м имел армирование из шести стержней периодического профиля «Роскор» диаметром 16 мм, вклеенных при помощи клея «Эпокси-1200». В отличие от армированных деревянных конструкций, применяемых в Швеции, арматура арок для защиты от агрессивных воздействий и для повышения огнестойкости имела покрытие в виде слоя досок толщиной 25 мм.

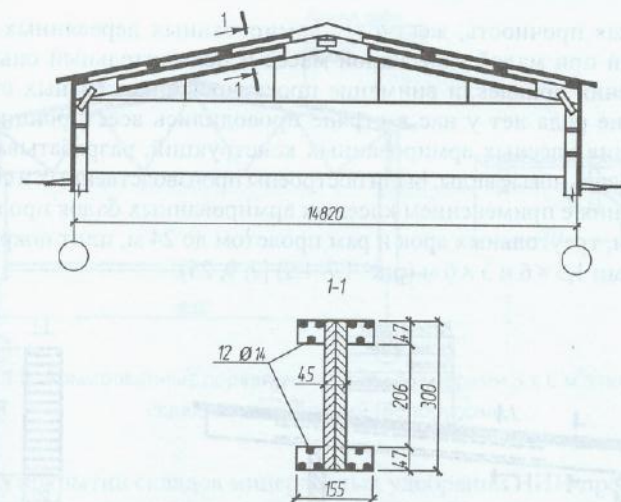


Рис. 1.5. Клееная армированная треугольная арка в покрытии производственного здания (Швеция)

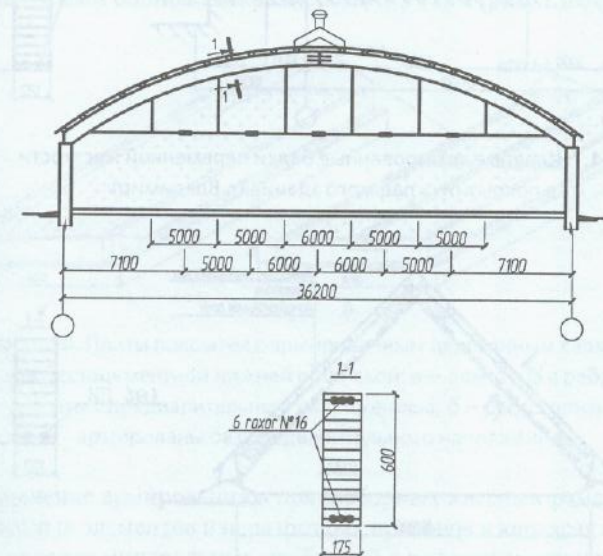


Рис. 1.6. Клееная армированная арка в покрытии цеха химического завода (Чехословакия)

Высокая прочность, жесткость армированных деревянных конструкций при малой монтажной массе и положительный опыт их применения привлекли внимание проектировщиков разных стран. В течение ряда лет у нас в стране проводились всесторонние исследования клееных армированных конструкций, разрабатывались и внедрялись новые виды. Были построены производственных и складские здания с применением клееных армированных балок пролетом 12 и 18 м, треугольных арок и рам пролетом до 24 м, плит покрытия размерами 1,5 × 6 и 3 × 6 м (рис. 1.7–1.9) [7, 9, 25].

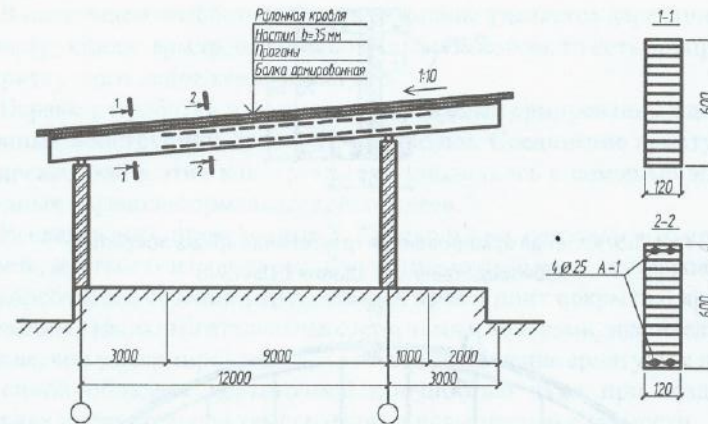


Рис. 1.7. Клееные армированные балки переменной жесткости в покрытии складского здания (г. Владимир)

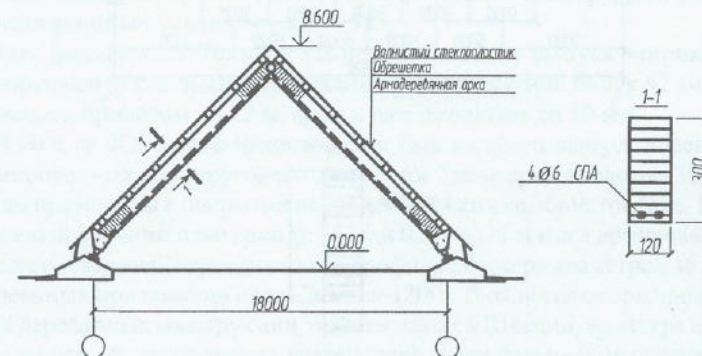


Рис. 1.8. Клееные арки с предварительно напряженной стеклопластиковой арматурой в покрытии склада химудобрений (Белоруссия)

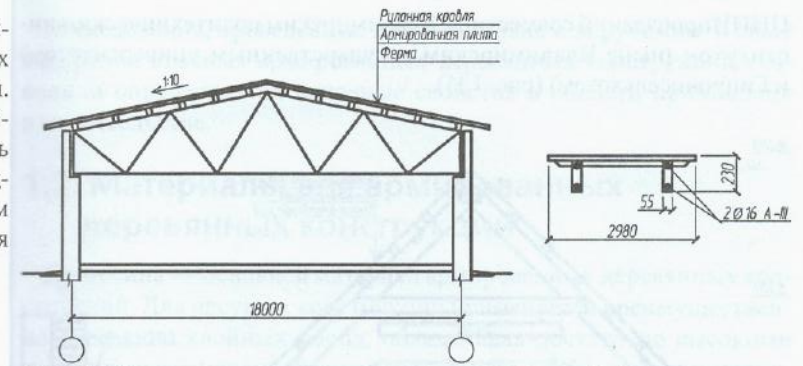


Рис. 1.9. Армированные деревянные плиты размерами 3 × 6 м в покрытии склада химудобрений (Белоруссия)

Для покрытий складов минеральных удобрений НИИ-промстройем (г. Уфа) разработаны и внедрены в строительство балки и арки, армированные предварительно напряженными стальными стержнями [13], а также плиты с армированным деревянным каркасом и асбестоцементными обшивками размерами 1,5 × 6 м (рис. 1.10) [5, 9, 25].

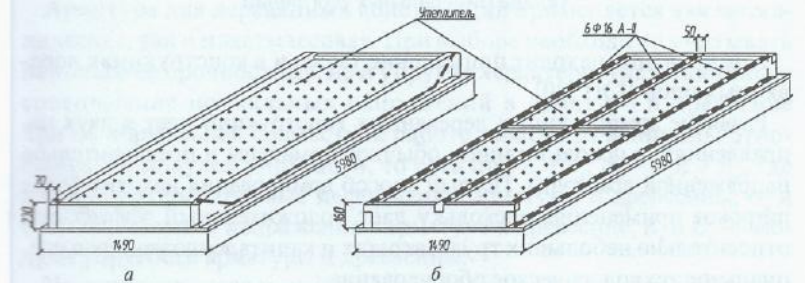


Рис. 1.10. Плиты покрытия с армированным деревянным каркасом и асбестоцементной нижней обшивкой: а – арматура в ребрах плиты с предварительным напряжением; б – ребра плиты армированы без предварительного напряжения

Применение армирования в полносборных клееных рамах из прямолинейных элементов и неразрезных прогонов в каркасах прирельсовых складов минеральных удобрений с подвесным крановым оборудованием позволило эффективно решить вопросы изготовления, транспортировки и монтажа конструкций (проект склада разработан

ЦНИИ производаний совместно с Владимирским политехническим институтом (ныне Владимирским государственным университетом) и Гипронисельхозом) (рис. 1.11).

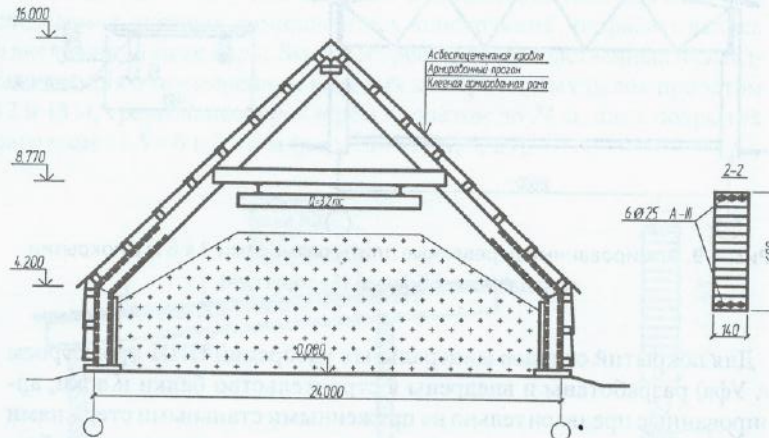


Рис. 1.11. Клееные армированные конструкции здания прирельсового склада минеральных удобрений

Армирование находит применение также и в конструкциях деревянных опор ЛЭП [20].

Развитие армированных деревянных конструкций идет в двух направлениях: с использованием обычной арматуры и предварительно напряженной арматуры. Первый способ армирования находит более широкое применение, поскольку дает положительный эффект при относительно небольших трудозатратах и капиталовложениях в специальное технологическое оборудование.

Интересный и важный вопрос проектирования, изготовления и применения предварительно напряженных деревянных конструкций заслуживает отдельного изучения и в настоящей работе не рассматривается.

Для армирования деревянных элементов и конструкций используют стержни квадратного или круглого сечения, гладкие или периодического профиля, пластины и полосы из металла (сталь, алюминиевые сплавы) или стеклопластика. Арматура соединяется с древесиной преимущественно склеиванием.

Исследования, проведенные в нашей стране и за рубежом, и опыт внедрения клееных армированных деревянных конструкций позволили определить их основные свойства и области применения в строительстве.

1.2. Материалы для армированных деревянных конструкций

Древесина — основной материал армированных деревянных конструкций. Для несущих конструкций применяется преимущественно древесина хвойных пород, обладающая достаточно высокими и стабильными механическими свойствами, стойкая к эксплуатационным воздействиям.

Для обеспечения необходимых технологических параметров и долговечности при эксплуатации влажность древесины армированных конструкций не должна превышать 15% при нормальном значении $10 \pm 2\%$.

Для указанных конструкций допускается применять древесину 2-го и 3-го сорта по ГОСТ 8486–86* для цельных и клееных сечений [3, 18].

Арматура для деревянных конструкций применяется как металлическая, так и пластмассовая. При выборе необходимо учитывать не только ее прочностные, но и упругие характеристики, поскольку соотношение нормальных напряжений в арматуре и древесине при их нормальной совместной работе зависит от величины отношения их модулей упругости, то есть при $\epsilon_a = \epsilon_d$; $\sigma_a = \sigma_d E_a / E_d$, где ϵ_a и ϵ_d — относительные деформации арматуры и древесины; σ_a и σ_d — нормальные напряжения в арматуре и древесине; E_a и E_d — модули упругости арматуры и древесины.

Из металлов, используемых в строительстве, таким требованиям отвечают стальные и алюминиевые сплавы, причем более эффективно и целесообразно применение стальной арматуры. Наиболее рационально армирование выполнять стальными стержнями периодического профиля. Такая арматура имеет развитую поверхность (площадь) сцепления с древесиной по сравнению с гладкой, что обеспечивает более высокую прочность и надежность соединения.

Прочностные свойства арматуры влияют на несущую способность конструкции и также должны учитываться при проектировании.

Рассматривая армированные деревянные конструкции как комплексные, следует выбирать арматуру с учетом полного исполь-

зования ее свойств в зависимости от механических свойств древесины. Учитывая, что предельные деформации волокон древесины при механических испытаниях на растяжение и сжатие в среднем составляют 1,15 и 0,84%, а у арматуры — 6–16% (деформации, соответствующие пределу текучести равны 0,15–0,35%) (рис. 1.12), можно сделать вывод, что во всех случаях при совместной работе арматуры с древесиной несущая способность арматуры будет использована, то есть напряжения в арматуре достигнут предела текучести прежде, чем будет исчерпана прочность древесины.

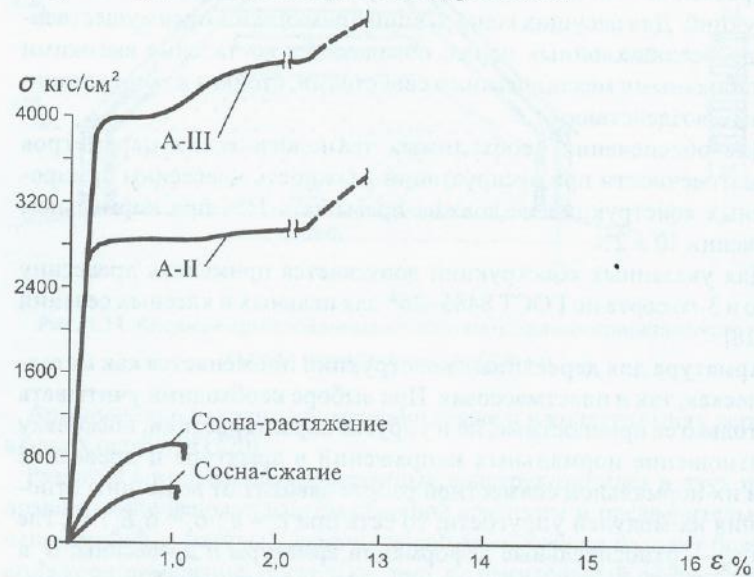


Рис. 1.12. Диаграммы растяжения арматурных сталей и диаграммы работы древесины

В то же время арматура предотвратит хрупкое разрушение конструкции вследствие того, что даже после полного разрушения древесины в растянутой зоне арматура частично сохраняет несущую способность, хотя и будет работать за пределами текучести. Иными словами, создается эффект подпружинной тяги или шпренгеля. Экспериментальные исследования полностью подтверждают этот вывод и показывают, что после разрушения древесины растянутой зоны балки выдерживают нагрузку, составляющую 60–75% величины разрушающей нагрузки [22–24]. Это повышает надежность конструкций (без предварительного напряжения) и позволяет использовать в них

стали, прочностные древесины, то есть стали класса А-II и А-III по ГОСТу 5781–82 [4].

Армирование деревянных конструкций может выполняться как отдельными стержнями прямолинейными и с отгибами, так и полукаркасами, представляющими собой продольные стержни рабочей арматуры с приваренными к ним под углом 45 и 90° стержнями поперечной арматуры, диаметр которых не превышает 0,4–0,6 диаметра рабочей арматуры. Поперечные стержни (не менее 2–3 с каждой стороны) в полукаркасах располагаются на концевых участках рабочей арматуры с шагом, равным 20–25 диаметрам. Поперечные стержни повышают надежность сцепления арматуры с древесиной, исключают возможность хрупкого разрушения конструкций от скалывания клеевого шва или древесины в зоне расположения арматуры. Длина поперечных стержней (глубина заделки) должна быть не менее $0,55 h$ или 20–25 d .

В ряде случаев («высокие» балки с $h/L = 1/12 - 1/15$ или при больших значениях поперечных усилий и т. п.) поперечное армирование может выполняться в виде вертикально вклеенных стальных пластин толщиной 2–5 мм, которые соединяются сваркой с рабочей арматурой после вклеивания стержней. Длина пластин принимается равной 15–20 диаметрам рабочей арматуры, но не более $0,5-1,0 h$. С целью облегчения конструкции, снижения расхода металла и повышения качества склеивания пластины могут иметь сквозную перфорацию.

ГЛАВА 2 ПРОЕКТИРОВАНИЕ АРМИРОВАННЫХ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

2.1. Особенности расчета по предельным состояниям

Эффективность и долговечность строительных конструкций во многом зависит от применяемых методов расчета прочности, устойчивости и деформативности. Применяемые в последнее время численные методы расчета не могут полностью заменить классические инженерные методы расчета конструкций, особенно при расчете по предельным состояниям.

В основе расчета строительных конструкций лежат основные положения теории упругости, и в первую очередь гипотеза о сложности строения упругого тела, по которой тело, непрерывное до деформации, остается непрерывным и после деформации.

Согласно действующим СНиП, расчет деревянных конструкций (а армированные деревянные конструкции (АДК) — это разновидность таких конструкций) ведется в предположении упругой работы древесины. При этом учитывается, что АДК — сложные комплексные конструкции, в которых, особенно при длительной эксплуатации, сказывается влияние ползучести древесины. Учет влияния длительного действия нагрузки производится с использованием математического аппарата упругой наследственности материалов.

При нагружении до разрушения в АДК отчетливо проявляются три характерные последовательные стадии напряженно-деформированного состояния: упругая (точнее условно-упругая); упруго-пластическая и стадия разрушения (рис. 2.1).

На всех стадиях нагружения связь между арматурой и древесиной не нарушается вплоть до разрушения, которое в основном проис-

2.1. Особенности расчета по предельным состояниям

ходит из-за разрыва растянутых волокон древесины и текучести арматуры в зоне наибольших усилий или скалывания (раскалывания поперек волокон) древесины в приопорных зонах от действия главных растягивающих напряжений [22].

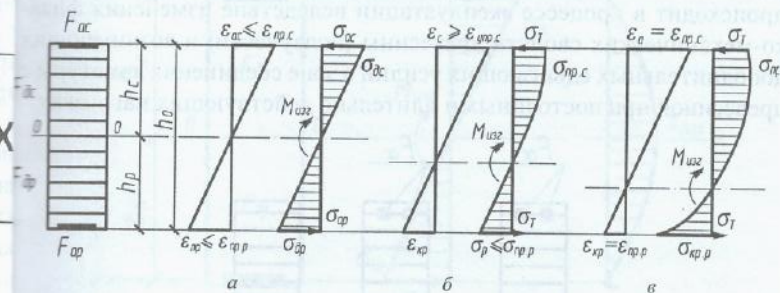


Рис. 2.1. Стадия напряженно-деформированного состояния армированного деревянного элемента при изгибе: а — 1-я стадия (условно упругая); б — 2-я стадия (упруго-пластическая); в — 3-я стадия (разрушения)

Таким образом, в основу расчета АДК положена первая стадия напряженно-деформированного состояния (рис. 2.1). При этом считается, что связь между арматурой и древесиной непрерывна по длине конструкции и обеспечивает их полную совместную работу на весь срок эксплуатации [2, 8, 24].

В расчете элементов АДК на прочность по деформированной схеме на устойчивость используются параметры жесткости и безразмерный параметр в виде отношения модуля упругости древесины к расчетному сопротивлению сжатия E_d / R_c . Это отношение принято за константу, равную $E_d / R_c = 300$ [18]. Также за константу приняты безразмерный параметр в виде отношения модулей упругости древесины и арматурной стали $n = E_a / E_d = 2 \times 10^6 / 10^5 = 20$. Такой подход можно рассматривать как известное допущение, которое корректируется при расчетах по первой и второй группам предельных состояний введением коэффициентов влияния, учитывающих нераспределение усилий между арматурой и древесиной при постоянных и длительно действующих нагрузках.

Армирование сечений деревянных конструкций в основном бывает трех видов: двойным симметричным (с равномерным распределением арматуры по наиболее напряженным зонам сечения), двойным несимметричным (с большим количеством арматуры в сжатой зоне сечения) и одиночным (с размещением арматуры только в растянутой зоне)

(рис. 2.2) с расположением по всей длине, на части и по траектории главных деформаций.

Особенностью расчета АДК является необходимость учета перераспределения усилий между арматурой и древесиной, которое происходит в процессе эксплуатации вследствие изменения физико-механических свойств древесины (ползучести) и возникающих дополнительных сдвигающих усилий в зоне соединения арматуры с древесиной при постоянных и длительно действующих нагрузках.

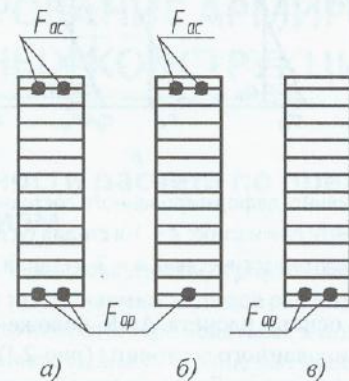


Рис. 2.2. Вид армирования: а — двойное симметричное; б — двойное несимметричное; в — одиночное

В результате перераспределения усилий нормальные напряжения в древесине уменьшаются пропорционально величине постоянной или длительно действующей нагрузке, а в арматуре и клеевом шве, соединяющем арматуру с древесиной, соответственно увеличиваются. Этот процесс в целом положительно влияет на несущую способность и долговечность конструкций, так как со временем происходит разгрузка более «слабого» и неоднородного материала — древесины и догрузка более прочного и однородного материала — арматуры.

Расчет армированных конструкций ведется по двум группам предельных состояний в соответствии с действующими нормами проектирования строительных конструкций. Основы расчета рассмотрим на примере расчета изгибаемых армированных деревянных элементов. К конструкциям, работающим на поперечный изгиб, относятся балки стропильные, подстропильные и подкрановые, прогоны, плиты покрытий и др. Расчетные эпюры нормальных

и касательных напряжений изгибаемых армированных деревянных элементов приведены на рис. 2.3.

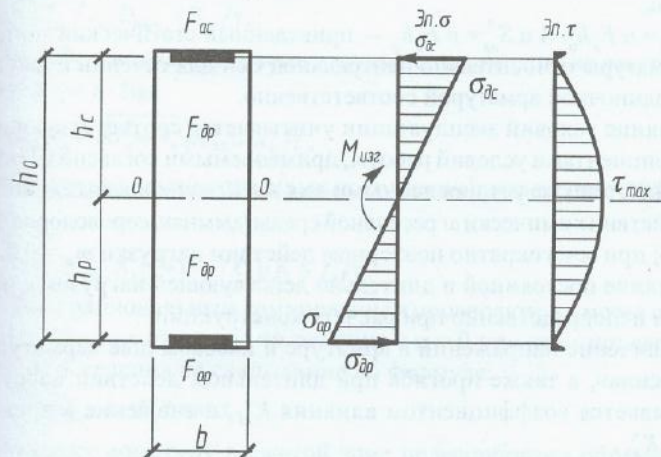


Рис. 2.3. Эпюры нормальных и касательных напряжений изгибаемого элемента с двойным симметричным армированием

В расчете используются приведенные к основному материалу конструкции — древесине — геометрические характеристики сечений:

- $J_{np} = J_a + nJ_n$ — приведенный момент инерции сечения относительно нейтральной оси, равный для прямоугольного сечения $J_{np} = bh^3/12 + nF_a \times (h_0/2)^2$, или приняв в запас прочности $h = h_0$, $J_{np} = \beta J_n$, где h и h_0 — полная и расчетная высота сечения, равная расстоянию между центрами масс арматуры растянутой и сжатой зон;
- $\beta = 1 + 3n\mu$ — для сечения с двойной симметричной арматурой;
- $\beta = 1 + 4n\mu / (1 + n\mu)$ — для сечения с одиночной арматурой;
- J_a и J_n — моменты инерции арматуры и древесины относительно нейтральной оси;
- $\mu = F_a / bh_0$ — коэффициент армирования поперечного сечения конструкции; F_a — площадь сечения арматуры; h_0 и b — соответственно, расчетная высота и ширина сечения;
- $W_{np} = 2J_{np}/h_0$ — приведенный момент сопротивления с двойной симметричной арматурой;
- $W_{np}^c = J_{np}^c/h_c$ и $W_{np}^p = J_{np}^p/h_p$ — приведенный момент сопротивления соответственно сжатой и растянутой зон сечения с одиночной арматурой, где $h_p = h_0/2(1 + n\mu)$ и $h_c = h_0(1 + 2n\mu)/2(1 + n\mu)$;

- $S_{пр} = S_a (1 + 2n\mu)$ — приведенный статический момент сдвигаемой части сечения с двойной арматурой относительно нейтральной оси;
- $S_{пр}^a = n F_a h_0 / 4$ и $S_{пр}^b = n F_a h_p$ — приведенный статический момент арматуры относительно нейтральной оси для сечений с двойной и одиночной арматурой соответственно.

Влияние условий эксплуатации учитывается соответствующими коэффициентами условий работы, применяемыми согласно СНиПам II-25-80*, а также установленными для АДК экспериментально: при воздействии химически агрессивной среды (аммиак, сероводород) $m_x = 0,85$; при многократно повторном действии нагрузки $m_u = 0,8$.

Влияние постоянной и длительно действующей нагрузок учитывается непосредственно при расчете конструкций.

Увеличение напряжений в арматуре и клеевом шве «арматура—древесина», а также прогиба при длительном действии нагрузки учитывается коэффициентом влияния $K_{дл}^a$, а снижение в древесине — $K_{дл}^b$,

$$\text{где } K_{дл}^a = \frac{m_{дл}(1+3n\mu)}{m_{дл}+3n\mu}; \quad K_{дл}^b = \frac{1+3n\mu}{m_{дл}+3n\mu};$$

$$m_{дл} = \frac{E_d(t)}{E_d}; \quad m_{дл} = 0,5-0,7 \text{ в зависимости от вида нагрузки; } 0,5 -$$

при постоянной, 0,7 — при временной длительной.

2.2. Расчет АДК при поперечном изгибе

1. По первой группе предельных состояний рассчитывается прочность и устойчивость изгибаемых элементов:

а) на действие нормальных напряжений в древесине:

$$M \cdot K_{дл}^a / W_{пр} \leq R_n / \gamma_n; \quad (1)$$

б) на действие нормальных напряжений в арматуре:

$$M_n K_{дл}^a / W_{пр} \leq R_a / \gamma_n; \quad (2)$$

в) устойчивость плоской формы деформирования проверяется если шаг связей по верхнему сжатому поясу $\ell_p > 70 b^2 / h$:

$$MK_{дл}^a / \phi_m W_{пр} \leq R_n / \gamma_n; \quad (3)$$

г) на действие касательных напряжений в древесине:

$$QS_{пр} K_{дл}^a / J_{пр} b_{расч} \leq R_{ск} / \gamma_n; \quad (4)$$

д) на действие касательных напряжений в клеевом шве, соединяющем арматуру с древесиной:

$$QS_{пр}^a K_{дл}^a / J_{пр} D_{расч} \leq R_{ск} / \gamma_n; \quad (5)$$

е) на действие главных растягивающих напряжений на расстоянии от опор $x_1 = h/2 \operatorname{tg} \alpha$

$$\sigma_p^a = \left(\sigma_x + \sqrt{\sigma_x^2 + 4\tau_x^2} \right) K_{дл}^a \leq R_p / \gamma_n; \quad (6)$$

2. По второй группе предельных состояний определяется прогиб балки:

$$f = f_0 K_{дл}^a \cdot K_1 (1 + Ch^2 / \ell^2) / K \leq f_n / \gamma_n. \quad (7)$$

Балки с рациональным армированием проверяются в месте отгиба на расстоянии x от опоры по сечению с $\mu = 0$ при этом проверяется прочность сечения на скалывание по формуле:

$$Q \leq 2bhR_{ск} / 3 + F_a' R_a \sin \alpha, \quad (8)$$

поскольку арматуру в сжатой зоне целесообразно обрывать на расстоянии x от опор.

В формулах (1)–(7) использованы следующие обозначения:

M и Q — расчетный изгибающий момент и поперечная сила;

R_a и $R_{ск}$ — расчетное сопротивление древесины изгибу и скалыванию;

R_a — расчетное сопротивление арматуры;

F_a' — площадь отогнутой арматуры;

f — полный прогиб;

f_0 — прогиб от поперечной нагрузки;

K — коэффициент, учитывающий изменение жесткости по длине;

для двускатной балки $K = 0,15 + 0,85 \cdot \frac{h_{оп}}{h}$;

K_1 — коэффициент, учитывающий упругую податливость клеевого соединения арматуры с древесиной в зоне анкеровки, $K = 1,10$;

$h_{оп}$ — высота балки на опоре;

C — коэффициент принимается по табл. 3, прил. 4 СНиП II-25-80*;

f_n — предельный прогиб, принимаемый по табл. 16 СНиП 2.01.07-85;

$D_{расч}$ — расчетный периметр сдвига арматуры, равный 0,9 суммы периметров клеевого шва D , соединяющего древесину с арматурой,

то есть $D_{расч} = 0,9D$;

γ_n — коэффициент надежности по назначению, учитывающий класс ответственности конструкций зданий, принимается

по СНиП 2.01.07-85;

σ_x — нормальные напряжения вдоль волокон древесины по оси арматурных стержней в рассматриваемом сечении, равные $\sigma_x = M_x / W_{np}^x$;
 M_x — изгибающий момент на расстоянии от опоры $x_1 = h/2 \operatorname{tg} \alpha$;
 W_{np}^x — приведенный момент сопротивления в рассматриваемом сечении;

τ_x — скалывающее напряжение на уровне нейтральной оси, равно $\tau_x = Q_x S_{np} / J_{np} b$;

Q_x — поперечная сила в рассматриваемом сечении;
 α — угол, определяющий направление главных растягивающих напряжений и направленное отгиба стержней, равный $36 \pm 2^\circ$;

R_p^α — расчетное сопротивление древесины растяжению под углом α , принимается по графику (рис. 2.4) $\varphi_m = 160b^2 / \ell_p h$.

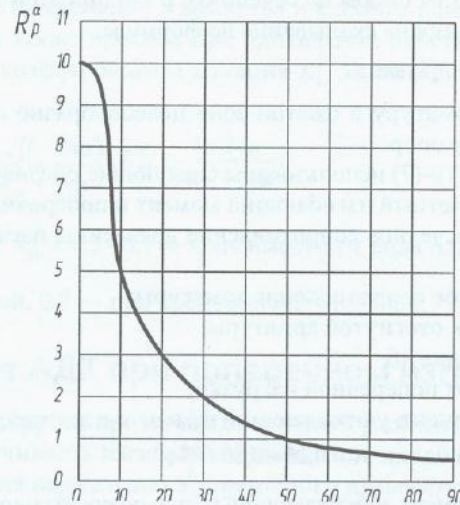


Рис. 2.4. Расчетное сопротивление R_p^α (МПа) древесины сосны и ели растяжению под углом α к направлению волокон

В случае если условие (6) не выполняется, то есть необходимо поперечное армирование приопорной зоны на длине X от опор, такое армирование целесообразно проводить наклонно вклеенными ($\alpha = 36^\circ$) или поперечными стержнями (рис. 2.5). Если поперечные стержни ставятся конструктивно (см. п. 1.2), то площадь сечения наклонных стержней приближенно можно определить по формуле:

$$F_a^x = (Q - 0,75hb_{расч}R_{ск}) / R_a \sin \alpha, \quad (9)$$

При расчете сечений с одиночным армированием (стержни расположены в растянутой зоне) проверяется прочность древесины сжатой зоны и арматуры растянутой зоны. В этом случае формулы (1) и (2) имеют вид:

$$MK_{эл}^a / W_{np}^c \leq R_u / \gamma_n ; M_n K_{эл}^a / W_{np}^p \leq R_a / \gamma_n . \quad (10)$$

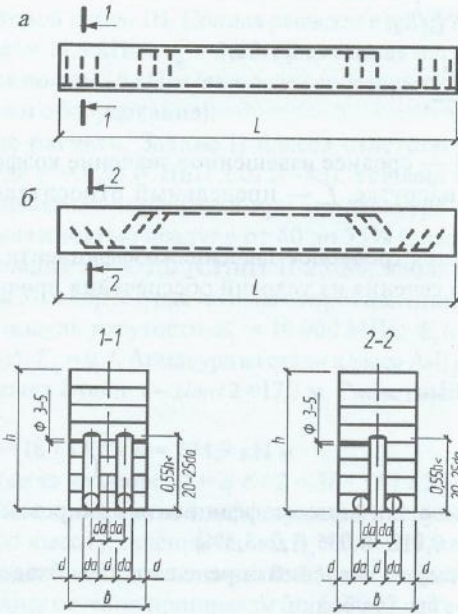


Рис. 2.5. Армирование балок полукаркасами: а — каркас с поперечными стержнями, приваренными перпендикулярно к продольной арматуре; б — каркас с наклонными стержнями под углом

2.3. Порядок расчета конструкций при изгибе

Порядок расчета рассмотрим на примере расчета балки с двойной симметричной арматурой.

Задание. Спроектировать балку с параллельными поясами прямоугольного сечения, армированную симметрично.

Выполнение расчета.

1. Конструктивно принимается высота сечения балки $h / \ell = 1/15 - 1/22$ и нагрузка в интервале от 24 до 6 кН/м и ширина $h / \ell \leq 6$.

2. Определяются геометрические характеристики принятого сечения без арматуры $J_d; W_d; S_d; F_d$.

3. Из условий прочности сечения по древесине, арматуре и жесткости балки определяются требуемые моменты сопротивления $W_{тр}$ и инерции $J_{тр}$ проектируемой балки с учетом принятых размеров сечения:

$$W_{тр} = M \gamma_n K_{дл} / R_n$$

$$J_{тр} = \frac{5 M l^2 \gamma_n K_{дл}^a}{48 E_n \gamma_q^{cp}},$$

где $\gamma_q^{cp} = 1,25$ — среднее взвешенное значение коэффициента надежности по нагрузке, f_n — предельный относительный прогиб балки.

4. Определяется требуемое значение коэффициента армирования для принятого сечения из условий обеспечения прочности и жесткости балки:

$$\mu_{тр}^W = \frac{W_{тр} - W_d}{3nW_d};$$

$$\mu_{тр}^J = \frac{J_{тр} - J_d}{3nJ_d}.$$

Рекомендуемое значение коэффициента армирования находится в пределах $\mu = 0,012-0,035$ (1,2–3,5%).

5. По большему из значений определяется необходимая площадь сечения арматуры для балки:

$$F_{тр}^a = \mu_{тр}^{max} b h.$$

6. По $F_{тр}^a$ подбирается необходимое количество стержней арматуры (как правило, одного диаметра) с учетом условий размещения их в один ряд по ширине сечения в каждой из зон (сжатой и растянутой), т. е. при условии $F_a^c = F_a^p = F_a / 2$. При одиночном армировании все стержни размещаются в одном ряду растянутой зоны.

7. Определяются приведенные геометрические характеристики армированного сечения и проверяется несущая способность и прогиб балки по формулам (1)–(7).

2.4. Пример расчета балки с двойным симметричным армированием

Задание. Спроектировать однопролетную клееную армированную балку покрытия с параллельными поясами пролетом 18 м под вальцованную кровлю по плитам с деревянным каркасом размером 11,5 × 6 м. Снеговой район III. Полная расчетная нагрузка $q = 18$ кН/м, нормативная $q^н = 14,4$ кН/м, $\gamma_q^{cp} = 1,25$. Постоянная нагрузка на балку (составляющая полной) 6 кН/м (включает собственный вес конструкции, покрытия и оборудования).

Выполнение расчета. Здание II класса ответственности по назначению, тогда $\gamma_n = 0,95$ (СНиП 2.01.07-85). Условия эксплуатации: внутри отапливаемых помещений при температуре до 35 °С, с относительной влажностью воздуха от 60 до 75% (класс зданий А-2). При этих условиях $m_b = 1,0$ (СНиП II-25-80, табл. 5). Древесина балки — сосна 3-го сорта с расчетным сопротивлением $R_n = 11$ МПа; $R_{дл} = 1,5$ МПа, модуль упругости $E_d = 10\,000$ МПа; $E_d(t) = 7000$ МПа. Тогда $m_{дл} = E_d(t) / E_d = 0,7$. Арматура из стали класса А-II с $R_a = 280$ МПа. Расчетный пролет балки $\ell = 2l_{оп} / 2 = 17,7$ м. Расчетный изгибающий момент:

$$M = q \ell^2 / 8 = 18 \cdot 17,7^2 / 8 = 704,9 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

$$\text{Поперечная сила на опоре } Q = q \ell / 2 = 18 \cdot 17,7 / 2 = 159,3 \text{ кН}.$$

В соответствии с величиной действующей нагрузки принимаем относительную высоту сечения балки $h_0 / \ell = 1/17$ или $h_0 = 1,06$ м. Подбираем сечение из 33 досок толщиной 33 мм, тогда $h_0 = 33 \cdot 0,033 = 1,089$ м. Ширину сечения принимаем $h_0 / 6 \approx 0,17$ м. Геометрические характеристики принятого сечения равны:

$$J_d = 17 \cdot 108,9^3 / 12 = 1\,829\,579 \text{ см}^4;$$

$$W_d = 2 \cdot 1\,829\,579 / 108,9 = 33\,601 \text{ см}^3;$$

$$S_d = 17 \cdot 108,9^2 / 8 = 25\,201 \text{ см}^3.$$

Определяются значения требуемых моментов сопротивления и инерции:

$$W_{тр} = M \gamma_n / R_n = 704,9 \cdot 0,95 \cdot 10^3 / 9,02 = 74\,241 \text{ см}^3;$$

$$R_n = 11 \text{ м}_n \text{ м}_g \text{ м}_{сн} = 11 \cdot 1 \cdot 0,82 \cdot 1 = 9,02 \text{ МПа};$$

$$J_{тр} = 5 \cdot 704,9 \cdot 10^3 \cdot 1770^2 \cdot 0,95 / 48 \cdot 1,25 \cdot 10^4 (1/300) = 3\,814\,760 \text{ см}^4.$$

Тогда требуемое значение коэффициентов армирования равно [по формулам (13) и (14)]:

$$\mu_{тр}^W = (74\,241 - 33\,601) / 3 \cdot 20 \cdot 33\,601 = 0,02;$$

$$\mu_{тр}^J = (3\,814\,760 - 1\,829\,579) / 3 \cdot 20 \cdot 1\,829\,579 = 0,018.$$

Определяется требуемая площадь арматуры:

$$F_a^{тp} = 0,02 \cdot 17 \cdot 108,9 = 37,026 \text{ см}^2.$$

Принимаем в качестве арматуры 4 Ø 36 А-II с $F_a = 40,716 \text{ см}^2 > F_a^{тp}$.

Арматурные стержни размещаются по сечению балки симметрично по 2 Ø 36 в сжатой и растянутой зонах в раздельных пазах.

Геометрические характеристики сечений балки, армированной 4 Ø 36 А-II, следующие:

$$\mu = 40,716 / 17 \cdot 108,9 = 0,022;$$

$$J_{np} = bh_0^3(1 + 3n\mu) / 12 = 17 \cdot 108,9^3(1 + 3 \cdot 20 \cdot 0,022) / 12 = 4\,344\,624 \text{ см}^4;$$

$$W_{np} = 2J_{np} / h_0 = 2 \cdot 4\,344\,624 / 108,9 = 77\,954 \text{ см}^3;$$

$$S_{np} = bh_0^2(1 + 2n\mu) / 8 = 17 \cdot 108,9^2(1 + 2 \cdot 20 \cdot 0,022) / 8 = 47\,377 \text{ см}^3;$$

$$S_a = nF_a h_0 / 4 = 20 \cdot 40,716 \cdot 108,9 / 4 = 22\,170 \text{ см}^3;$$

$$D_{расч} = 0,9 m_a 2\pi(d_a + 0,5) / 3 = 0,9 \cdot 2 \cdot 2 \cdot 3,14(3,6 + 0,5) / 3 = 15,46 \text{ см},$$

где 0,9 — коэффициент условий работы одиночно вклеенных стержней; m_a — количество стержней в ряду;

$$D = 2\pi(d_a + 0,5) / 3 — \text{периметр клеевого шва};$$

$$K_{дл}^a = 1,154, K_{дл}^a = 0,796 \text{ (см. рис. 18)}. \text{ При } m_{дл} = 0,69.$$

Проверяется несущая способность балки по формулам (1)–(6):

1) по древесине:

$$704,9 \cdot 10^3 \cdot 0,796 / 77\,954 = 7,19 < 9,02 / 0,95 = 9,49 \text{ МПа};$$

2) по арматуре:

$$704,9 \cdot 10^3 \cdot 20 \cdot 1,154 / 77\,954 = 198,3 < R_a / \gamma_n = 280 / 0,95 = 294,7 \text{ МПа};$$

3) по древесине на действие касательных напряжений в опорных сечениях:

$$159,3 \cdot 10^6 \cdot 47\,377 \cdot 0,796 / 4\,344\,624 \cdot 17 = 0,84 < R_{ск} / \gamma_n = 1,5 / 0,95 = 1,58 \text{ МПа};$$

4) по клеевому шву, соединяющему арматуру с древесиной, на действие касательных напряжений:

$$159,3 \cdot 10^6 \cdot 22\,170 \cdot 1,154 / 4\,344\,624 \cdot 10^8 \cdot 15,46 = 0,59 < 1,58 \text{ МПа};$$

5) на действие главных растягивающих напряжений при $X = 0,65 \times 1,13 = 0,735 \text{ м}$:

$$\sigma_{рх} = \left(\frac{1,44}{2} + \sqrt{\left(\frac{1,44}{2} \right)^2 + 0,96^2} \right) \cdot 0,796 = 1,32 < \frac{R_p^a}{\gamma_n} = \frac{1,85}{0,95} = 1,95 \text{ МПа}.$$

Здесь $M = qx(\ell - x) / 2 = 18 \cdot 0,735(17,7 - 0,735) / 2 = 112,2 \text{ кНм}$;

$$\sigma_x = 112,2 \cdot 10^3 / 77\,954 = 1,44 \text{ МПа};$$

$$Q_x = q(\ell/2 - x) / 2 = 18(17,7/2 - 0,735) = 146,1 \text{ кН};$$

$$\tau_x = Q_x S_{np} / J_{np} b = 146,1 \cdot 47\,377 \cdot 10 / 4\,344\,624 \cdot 17 = 0,96 \text{ МПа};$$

$$\alpha = 0,5 \arctg 2\tau_x / \sigma_x = 0,5 \arctg 2 \cdot 0,96 / 1,44 = 26,6^\circ.$$

При $26,6^\circ$ для древесины третьего сорта

$$R_s = 1,85 \text{ МПа}.$$

Проверяется прогиб балки по формуле (7) при $K = 1$:

$$f = 4,34 \cdot 1,154 \cdot 1,1(1 + 19,2 \cdot 108,9^2 / 1770^2) = 5,81 < f_n = \frac{\ell}{300} / \gamma_n = 6,32 \text{ см};$$

$$f_a = 5 \cdot 14,4 \cdot 1770^4 / 384 \cdot 10^5 \cdot 4\,344\,624 = 4,34 \text{ см};$$

$$C = 19,2 \text{ (прил. 4, табл. 3 СНиП 11-25-80)}.$$

Следовательно, необходимая жесткость балки обеспечена.

Поскольку закрепление сжатой кромки осуществляется ребрами плит открытой через 1,5 м, то $\ell_p = 150 < 70 b^2 / h = 70 \cdot 17^2 / 113 = 179 \text{ см}$, следовательно, проверка устойчивости плоской формы деформирования не требуется.

Здесь $h = h_0 + (d_a + 5) = 108,9 + (3,6 + 0,5) = 113 \text{ см}$ — полная высота сечения балки.

Таким образом, проектируемая балка имеет параметры $h = 113$; $h_0 = 108,9 \text{ см}$, армирование 4 Ø 36 А-II, при расходе материалов: древесины 3,45 м³; арматуры 575 кг; клеевой композиции для соединения арматуры с древесиной — 57,6 кг.

Проверяется опорное сечение на смятие

Длина опорной площадки равна 15 см при ширине 17 см.

Напряжение смятия:

$$Q / S_{см} = 159,30 / 255 = 63 \text{ кгс/см} = 6,3 \text{ МПа} > R_{см} = 3,0 / 0,95 = 3,16 \text{ МПа}$$

В случае если это условие не удовлетворяется опорное сечение металлической балки может быть усилено стержнями вклеенными перпендикулярно оси балки на высоту 15–20 d_a .

При этом несущая способность стержня равна

$$T_{см} = \pi \cdot \ell_n R_{см}(d_a + 0,5) K_c.$$

Принимаем стержни $d_a = 14 \text{ мм}$, вклеенные на 20 d_a , тогда требуемое количество стержней

$$n = \frac{Q - Q_d}{T_{см}} = \frac{15\,930 - 255 \times 31,6}{3239} = 1,86,$$

$$\text{где } T_{см} = 3,14 \cdot 28 \times 31,6(1,4 + 0,5)0,8 = 4223 \text{ кгс},$$

$$K_c = 1,2 - 0,02 \ell_n / d_a = 1,2 - 0,02 \cdot 20 = 0,8.$$

Принимаем стержни 2 Ø 14 А III, которые привариваются к опорной пластине размером 150 × 170 мм.

2.5. Особенности проектирования балок с групповым армированием

В случае невозможности размещения принятого количества арматурных стержней по ширине сечения в отдельных (одиночных) пазах применяется групповое армирование, при котором группа арматурных стержней (обычно 2–3) вклеивается в общий паз, протрезерованный в крайних пластах балки (рис. 2.6).

При расчете таких балок в формуле (5) расчетная поверхность сдвига принимается $D_{расч} = 0,9 D = 0,9 (n_{ст} + 2)(d_a + 0,5)$, где $n_{ст}$ — количество стержней в пазу.

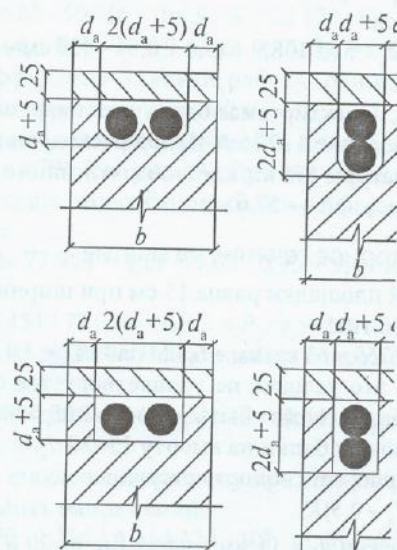


Рис. 2.6. Размещение пазов круглого и прямоугольного очертания, в сечении балок, групповым способом

При групповом расположении стержней в пазу, формулы (1) и (2) принимают вид:

$$M/W_{np} K_n K_{дн}^a \leq R_n / \gamma_n;$$

$$f = f_0 \cdot K_{дн}^a \cdot \frac{1+c \cdot (h/l)^2}{K_n} \leq \frac{f_n}{\gamma_n},$$

где $K_n = 0,85$ — коэффициент, учитывающий совместную работу стержней и сваренных между собой арматурных стержней, расположенных в общем пазу; при стержнях, сваренных в общий пакет, $K_n = 1,0$.

2.6. Пример расчета балки с групповым армированием

Задание. Спроектировать клееную балку с групповым армированием пролетом 18 м (см. п. 2.4).

Выполнение расчета. Взяв за основу основные положения примера расчета, приведенного в п. 2.4, примем для армирования стержни $\varnothing 28$ А-II с $F_a = 36,95 \text{ см}^2$. Стержни свариваются пунктирным швом в пакеты по 3 $\varnothing 28$ и вклеиваются в сжатую и растянутые зоны сечения балки, так как разместить арматуру в одиночных пазах по ширине сечения невозможно, не нарушив требуемого расстояния между стержнями, то есть

$b = 17 \text{ см} < 3(d_a + 0,5) + 4d_a = 3(2,8 + 0,5) + 4 \cdot 2,8 = 21,1 \text{ см}$, поэтому принимается групповое размещение стержней.

В этом случае $\mu = 36,95 / 17 \cdot 108,9 = 0,02$; $K_{дн}^a = 0,80$; $K_{дн}^a = 1,164$;

тогда $J_{np} = 17 \cdot 108,9^3 (1 + 3 \cdot 20 \cdot 0,02) / 12 = 4\,025\,074 \text{ см}^4$;

$W_{np} = 73\,922 \text{ см}^3$; $S_{np} = 17 \cdot 108,9^3 (1 + 2 \cdot 20 \cdot 0,02) / 8 = 45\,361 \text{ см}^3$;

$S_{сж}^a = 20 \cdot 36,95 \cdot 108,9 / 4 = 20\,119 \text{ см}^3$;

$D_{расч} = 0,9 (3 + 2)(2,8 + 0,5) = 14,85 \text{ см}$.

Так как порядок и основные положения расчета балки (см. п. 2.4) в целом сохраняются, в данном случае при стержнях, сваренных в пакет, отличием является проверка прочности клееного шва, соединяющего арматуру с древесиной по формуле (5), при $K_n = 1$.

$159,3 \cdot 20\,119 \cdot 10 \cdot 1,154 / 4\,025\,074 \cdot 14,85 = 0,63 < R_{ск} / \gamma_n = 1,58 \text{ МПа}$.

В случае группового армирования балки стержнями, не сваренными в общий пакет, в сечениях возрастают нормальные напряжения в древесине, клеевых швах между арматурой и древесиной, увеличивается деформативность. При расчете вводится коэффициент $\gamma_n = 0,85$.

На балку с групповым армированием 6 $\varnothing 28$ А-II, с высотой сечения $h = 108,9 + (2,8 + 0,5) = 112,2 \text{ см}$ расходуется древесины — 3,43 м³, арматуры — 522 кг; клеевой композиции — 64,8 кг.

Следовательно, при групповом армировании сокращается расход арматурной стали (примерно на 10%).

2.7. Балки с обрывом арматуры в пролете

С целью снижения расхода арматурной стали и клеевой композиции армирование балок с $h/\ell = 1/17 \div 1/25$ целесообразно выполнять с обрывом стержней в сжатой зоне. Координаты обрыва арматуры в пролете определяются по формуле:

$$X_{1,2} = \frac{\ell}{2} \mp \sqrt{\left(\frac{\ell}{2}\right)^2 - \frac{2 \cdot W_a \cdot R_n}{q \cdot \gamma_n}}$$

Геометрические характеристики сечения в зоне, где сжатая арматура оборвана, определяются как для сечения с одиночным армированием растянутой зоны.

В сжатой зоне сечения в месте обрыва стержней проверяется прочность древесины на совместное действие нормальных и касательных напряжений по формуле:

$$K_{дл}^a \cdot \sqrt{\sigma_x^2 + 4(\tau_{xy})^2} \leq R_p^a \cdot \gamma_n,$$

где $\sigma_x = M_x / W_{пр}^c = q x (\ell - x) / 2 W_{пр}^c$ — нормальные напряжения в древесине в месте обрыва арматуры;

$\tau_x = Q_x S_{пр}^x / J_{пр}^x b_{расч}$ — касательные напряжения в месте обрыва арматуры.

Прочность растянутой арматуры в месте обрыва сжатых стержней проверяется по формуле:

$$n K_{дл}^a \sqrt{\sigma_x^2 + 4(\tau_{xy})^2} \leq R_a / \gamma_n.$$

Приопорные сечения балки на действие касательных напряжений на уровне нейтральной оси проверяются по формуле:

$$Q S_{пр} \cdot K_{дл}^a / I_{пр}^a b_{расч} \leq R_{ск} \gamma_n.$$

Напряжение в клеевом шве растянутой арматуры:

$$Q S_{пр}^a K_{дл}^a / I_{пр}^a D_{расч} \leq R_{ск} \gamma_n.$$

Прогиб балки проверяется по формуле:

$$f = f_0 \cdot K_{дл}^a \cdot K_1 \frac{1 + C \cdot (h_{max}/\ell)^2}{k_x} \leq f_n / \gamma_n,$$

где $k_x = 0,7 + 0,3 (\ell - 2x) / \ell$ — коэффициент, учитывающий изменение жесткости по длине балки, при $0 \leq X \leq \ell / 2$.

3.8. Пример расчета балки переменной жесткости (с обрывом стержней сжатой арматуры в пролете)

Задание. Спроектировать балку пролетом 18 м с обрывом в пролете арматурных стержней в сжатой зоне (исходные данные см. п. 2.4). Расположение стержней групповое по 3 $\varnothing 28$ А-II в каждой зоне (см. разд. 2.6).

Выполнение расчета. Место обрыва арматурных стержней определяем по формуле (18):

$$X_{1,2} = 1770/2 \mp \sqrt{(1770/2)^2 - 2 \cdot 33601 \cdot 90,2 \cdot 1,223/18 \cdot 0,95} = 885 \pm 591 \text{ см,}$$

или $X_1 = 294$ см; $X_2 = 1476$ см. Геометрические характеристики сечения

в месте обрыва арматуры следующие: $\mu_x = 18,47 / 17 \cdot 108,9 = 0,01$;

$$J_{пр}^x = 17 \cdot 108,9^3 (1 + 4 \cdot 20 \cdot 0,01) / 12 (1 + 20 \cdot 0,01) = 2744369 \text{ см}^4;$$

$$k_x = h_0 / 2 (1 + 2 n \mu_x) = 108,9 / 2 (1 + 20 \cdot 0,01) = 45,375 \text{ см;}$$

$$k_x = h_0 (1 + 2 n \mu_x) / 2 (1 + n \mu_x) \text{ или } h_c = h_0 - h_p = 108,9 - 45,375 =$$

$$63,525 \text{ см;}$$

$$W_{пр}^c = J_{пр}^x / h_c = 2744369 / 63,525 = 43201 \text{ см}^3;$$

$$W_{пр}^x = J_{пр}^x / h_p = 2744369 / 45,375 = 60482 \text{ см}^3;$$

$$S_{пр}^x = b h_0^2 (1 + 2 n \mu_x) / 8 (1 + n \mu_x) = 17 \cdot 108,9^2 (1 + 2 \cdot 20 \cdot 0,01) / 8 (1 +$$

$$20 \cdot 0,01) = 29401 \text{ см}^3;$$

$$S_{пр}^a = n F_a h_p / 2 = 20 \cdot 36,95 \cdot 45,375 / 2 = 16766 \text{ см}^3.$$

Проверяется прочность сечений балки в месте обрыва арматуры:

1) по древесине сжатой зоны — с применением формулы (19):

$$\sigma_x = K_{дл}^a \sqrt{9,04^2 + 4 \cdot (0,438)^2} = 9,11 < 9,49 \text{ МПа,}$$

где $\sigma_x = 18 \cdot 2,94 (17,7 - 2,94) / (2 \cdot 43201 \cdot 10^3) = 9,04$ МПа,

$$\tau_x = 106,38 \cdot 16,766 \cdot 10^4 / (2744369 \cdot 14,85) = 0,438 \text{ МПа;}$$

$$K_{дл}^a = 1,154; K_{дл}^n = 0,796;$$

$$\text{здесь } Q = q (\ell - 2x) / 2 = 18 (17,7 - 5,883) / 2 = 106,38 \text{ кН;}$$

2) по арматуре растянутой зоны — по формуле (2):

$$\sigma_s = 9,04 \cdot 20 \cdot 1,154 = 213,1 < R_s / \gamma_n = 294,7 \text{ МПа;}$$

3) по древесине на действие касательных напряжений — по формуле (21):

$$\tau = 159,3 \cdot 29,401 \cdot 10^6 \cdot 0,796 / (274,4369 \cdot 10^8 \cdot 17) = 0,86 < R_{ск} / \gamma_n =$$

$$1,58 \text{ МПа;}$$

4) по клеевому шву «арматура-древесина» по формуле (22):

$$159,3 \cdot 16766 \cdot 10^6 \cdot 1,154 / (274436 \cdot 10^8 \cdot 14,85) = 0,77 < 1,58 \text{ МПа.}$$

Проверяется прогиб балки по формуле (23):
 $f = 4,34 \cdot 1,154 \cdot 1,1(1 + 19,2 \cdot 113^2 / 1770^2) / 0,9 = 6,300 \approx \ell / 300$
 = 6,316 см,

где $f_0 = 4,34$ см; $K_{дл}^a = 1,154$; $C = 19,2$ (см. п. 2.4);

$k_1 = 1,1$; $k_x = 0,7 + 0,3(1770 - 2 \cdot 293) / 1770 = 0,9$.

Необходимая жесткость балки обеспечена. По сравнению с балкой армированной по всей длине, прогиб увеличился на 11%, а расход матурной стали и клеевой композиции сократился на 85 кг и 10,55 т. е. на 8,4%.

2.9. Двускатные армированные балки

Двускатные армированные балки используются для перекрытия пролетов до 18–24 м (рис. 2.7).

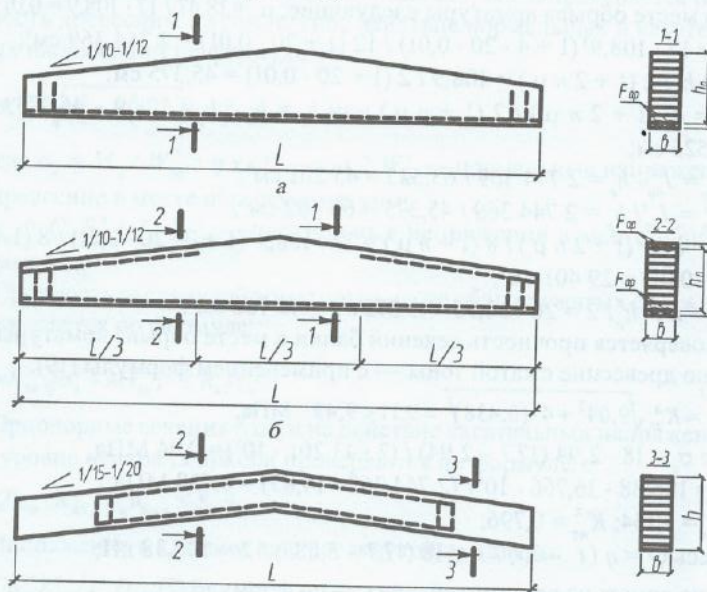


Рис. 2.7. Клееные армированные двускатные балки: а — с одиночным армированием; б — с двойным симметричным армированием; в — с двойным симметричным армированием на части пролета

Высота сечения балки в середине пролета принимается равной $h^{max} / \ell = 1/10-1/16$ при нагрузках, соответственно равных от 24 до 6 кН/м. При этом ширина сечения составляет $h^{max} / b = 6-8$.

Уклон верхнего пояса определяется в зависимости от условия $\geq 0,5 h^{max}$ и равен $i = 2(h^{max} - h_{он}) / \ell$.

Армирование балок может выполняться как двойным, так и одиночным (преимущественно) с арматурой, расположенной в растянутой зоне. Эффективным является армирование при $\mu \geq 0,01$.

Расчетные сечения с нормальными максимальными напряжениями в таких балках находятся на расстоянии $X = \ell h_{он} / 2 h^{max}$ от опор.

Требуемый коэффициент армирования подбирается для расчетных сечений по формуле:

$$\mu = \frac{(W_x^{tr} - W_x^a)}{3nW_x^a}, \quad (24)$$

где W_x^{tr} — требуемый момент сопротивления расчетного сечения, определяемый как $W_x^{tr} = M_x \gamma_n / R_n m_o m_{cn}$; W_x^a — момент сопротивления равнобедренного треугольника в расчетном сечении.

В основном расчет двускатной армированной балки аналогичен расчету балок постоянной высоты сечения и зависит лишь от вида применяемого армирования — двойного или одиночного. При этом необходимо учитывать повышенную деформативность таких балок, когда в знаменатель формулы (7) расчета прогиба коэффициент $\mu = 0,15 + 0,85 h_{он} / h$.

2.10. Пример расчета двускатной армированной балки

Задание. Спроектировать двускатную балку с одиночным армированием растянутой зоны.

Выполнение расчета. Исходные данные расчета принимаются в соответствии с примером п. 2.4. При заданной нагрузке требуемая высота сечения балки в середине пролета равна $h^{max} = \ell / 12 = 1,50$ м.

Принимаем сечение, состоящее в середине пролета из 46 досок шириной 3,3 см, шириной 17 см. Древесина — сосна 3-го сорта.

$W_x^a = 46 \cdot 3,3 = 151,8$ см; $h^{max} / b = 151,8 / 17 = 8,9$;

$h_{он} = 0,5 h^{max} = 0,5 \cdot 151,8 = 75,9$ см.

Расчетное сечение находится на расстоянии $X = (1770 \cdot 75,9) / (2 \cdot 151,8) = 442,5$ см от опор.

Применяется одиночное армирование, т. е. вся арматура расположена в растянутой зоне.

Расчетная высота сечения в зоне нормальных максимальных напряжений:

$$h_x = h_{он} + ix = 75,9 + 2(151,8 - 75,9) \cdot 442,5 / 1770 = 114 \text{ см.}$$

При этом $W_x^a = 17 \cdot 114^2 / 6 = 36\ 822 \text{ см}^3$.

Изгибающий момент в расчетном сечении:

$$M_x = qx(\ell - x) / 2 = 18 \cdot 4,425(17,7 - 4,425) / 2 = 528,68 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Требуемый момент сопротивления:

$$W_x = M_x \gamma_n / (R_n m_n m_o m_{сн}) = 528,68 \cdot 10^3 \cdot 0,95 / (11,0 \cdot 1 \cdot 0,813 \cdot 1) = 56\ 161 \text{ см}^3.$$

Тогда $\mu_{тр} = (56\ 161 - 36\ 822) / (3 \cdot 20 \cdot 36\ 822) = 0,0107 > 0,01$.

Требуемая площадь сечения арматуры:

$$F_a^{тр} = 0,0107 \cdot 17 \cdot 114 = 20,74 \text{ см}^2.$$

Принимаем стержни 3 $\varnothing 32$ А-II с $F_a = 24,18 \text{ см}^2 > F_a^{тр}$.

Проверяем возможность размещения стержней по ширине сечения:

$$m_{ст}(d_0 + 0,5) + (m_{ст} + 1)d_a = 3(3,2 + 0,5) + (3 + 1)3,2 = 23,9 > b = 17 \text{ см.}$$

Поскольку разместить стержни в отдельных пазах невозможно, принимаем групповое армирование.

Фактический коэффициент армирования:

$$\mu_a = 24,18 / (17 \cdot 114) = 0,0125; K_{дл}^a = 1,215; K_{дл}^n = 0,84.$$

Геометрические характеристики расчетных сечений:

$$J_{пр,x}^x = b h_0^3 (1 + 4 n \mu_x) / 12 (1 + n \mu_x) = 17 \cdot 114^3 (1 + 4 \cdot 20 \cdot 0,0125) / 12 (1 + 20 \cdot 0,0125) = 3\ 358\ 165 \text{ см}^4,$$

$$h_p^x = h_0^x / 2 (1 + n \mu_x) = 114 / 2 (1 + 20 \cdot 0,0125) = 45,6 \text{ см,}$$

$$h_c^x = h_0^x - h_p^x = 114 - 45,6 = 68,4 \text{ см,}$$

$$W_{пр,x}^c = J_{пр,x}^x / h_c^x = 3\ 358\ 165 / 68,4 = 49\ 096 \text{ см}^3,$$

$$W_{пр,x}^p = J_{пр,x}^x / h_p^x = 3\ 358\ 165 / 45,6 = 73\ 644 \text{ см}^3.$$

Для опорных сечений:

$$\mu_{он} = 24,18 / (17 \cdot 75,9) = 0,0187;$$

$$J_{пр,он} = 17 \cdot 75,9^3 (1 + 4 \cdot 20 \cdot 0,0187) / 12 (1 + 20 \cdot 0,0187) = 1\ 125\ 254 \text{ см}^4.$$

Расстояние от нейтральной оси до центра тяжести растянутой арматуры:

$$h_p^x = h_0^x / 2 (1 + n \mu_x) = 75,9 / 2 (1 + 20 \cdot 0,0187) = 27,62 \text{ см.}$$

Тогда статический момент сдвигаемой части опорного сечения арматурой:

$$S_{оп} = b h_{оп}^2 / 2 + n F_a h_{оп} = 17 \cdot 27,62^2 / 2 + 20 \cdot 24,18 \cdot 27,62 = 19\ 841 \text{ см}^3.$$

Статический момент арматуры в опорном сечении относительно центральной оси:

$$S_{оп}^a = n F_a h_{оп} = 20 \cdot 24,18 \cdot 27,62 = 13\ 357 \text{ см}^3.$$

Расчетная поверхность сдвига клеевого шва «арматура-древесина»:

$$S_{дл} = 0,9(3 + 2)(3,2 + 0,5) = 16,65 \text{ см.}$$

Момент инерции сечения балки в середине пролета:

$$J_{пр,x}^c = 17 \cdot 151,8^3 (1 + 4 \cdot 20 \cdot 0,0094) / 12 (1 + 20 \cdot 0,0094) = 7\ 308\ 031 \text{ см}^4,$$

где $\mu_{пр,x} = 24,18 / 17 \cdot 151,8 = 0,0094$ — коэффициент армирования сечения в середине пролета.

Проверяем прочность расчетного сечения:

1) по древесине:

$$M_x K_{дл}^x / W_{пр,x}^c = 528,68 \cdot 10^3 \cdot 0,84 / 49\ 096 = 9,05 < R_n m_n m_o m_{сн} = 9,41 \text{ МПа;}$$

2) по арматуре:

$$M_x = K_{дл}^a / W_{пр,x}^p = 528,68 \cdot 10^3 \cdot 20 \cdot 1,215 / 73\ 644 = 175,9 < R_a / \gamma_n = 294,7 \text{ МПа.}$$

Проверяем прочность опорных сечений:

1) по древесине на действие касательных напряжений:

$$Q_{оп} S_{оп} K_{дл}^a / (J_{пр,оп} b) = 159,3 \cdot 10 \cdot 19\ 841 \cdot 0,84 / (1\ 125\ 254 \cdot 17) = 1,39 < R_{ск} / \gamma_n = 1,58 \text{ МПа;}$$

2) по клеевому шву «арматура-древесина»:

$$Q_{оп} \cdot S_{оп}^a \cdot K_{дл}^a / J_{пр,оп} \cdot D_{расч} = 159,3 \cdot 10 \cdot 13\ 357 \cdot 1,215 / 1\ 125\ 254 \cdot 16,65 = 1,39 < 1,68 \text{ МПа.}$$

Проверяем прогиб балки по формуле (7):

$$f = f_0 \cdot K_{дл}^a \cdot K_1 \frac{1 + C \cdot (h_{max} / l)^2}{k_v} = 2,52 \cdot 1,215 \cdot 1,1 \frac{1 + 17,3 \cdot (151,8 / 1770)^2}{0,575} = 6,30 \text{ см, т. е. } f = 6,30 \cdot 1 / 300 \gamma_n = 6,32 \text{ см,}$$

$$f_0 = 5 \cdot 0,114 \cdot 1770^4 / (384 \cdot 7\ 308\ 035 \cdot 10^4) = 2,52 \text{ см;}$$

$$C = 15,4 + 3,8 \cdot h_{он} / h_{max} = 15,4 + 3,8 \cdot 75,9 / 151,8 = 17,3 \text{ (по СНиП 25-80);}$$

$$k = 0,15 + 0,85 \cdot h_{оп} / h_{max} = 0,15 + 0,85 \cdot 75,9 / 151,8 = 0,575.$$

Необходимая жесткость обеспечена.

Расход древесины на балку равен $3,52 \text{ м}^3$, арматурной стали — 341 кг , клеевой композиции — 43 кг .

2.11. Расчет изгибаемых АДК с учетом длительного действия нагрузки

2.11.1. Основные положения расчета

Расчет армированных деревянных конструкций является дополнением и развитием ранее разработанных методов расчета строительных конструкций с учетом влияния длительного действия нагрузки [8, 9, 12, 17, 18, 19].

При расчетах строительных конструкций часто применяется допущение об идеальной упругости материала. Представление об идеальной упругости материала, положенное в основу классической теории упругости и строительной механики, для многих материалов достаточно полно подтверждается опытами при кратковременном нагружении при невысоких уровнях напряжений. В то же время при длительном действии нагрузки даже при относительно небольшом уровне напряжений, характерных для нормальной эксплуатации конструкций, многие материалы, в том числе древесина, обнаруживают свойство деформативности во времени при постоянных напряжениях, то есть обладают ползучестью.

Действительная работа несущих деревянных конструкций, в том числе и АДК, связана с действием постоянных и длительно действующих эксплуатационных нагрузок. Особенностью эксплуатации (работы) таких конструкций во времени является повышенная деформативность, вызванная значительным снижением модуля упругости древесины, достигающим $0,5 E_d$ при постоянном действии нагрузки и $0,69 E_d$ — при действии временной длительно действующей нагрузки, где E_d — модуль упругости в момент загрузки [12, 13].

В реальных условиях эксплуатации строительные конструкции подвержены преимущественно длительно действующим нагрузкам, что сопровождается увеличением деформаций во времени (вследствие ползучести материалов), а в ряде случаев и изменением напряженного состояния конструкций (изменение расчетной схемы, перераспределение усилий и т. п.). Поэтому учет продолжительности действия нагрузки имеет важное практическое значение [4, 6, 12, 13, 17].

Древесина в сравнении с другими конструкционными строительными материалами (бетоном, сталью) обладает повышенной ползучестью. Это вызвано специфическими особенностями строения

свойствами древесины. Правильная оценка ползучести и связанных с ней процессов в АДК позволяет глубже понять работу таких конструкций и избежать ошибок при их расчете и проектировании [4, 6, 9, 18, 24].

Реологические свойства древесины, стальной арматуры и соединяющих их клеев в достаточной степени изучены. Низкие характеристики ползучести стальной арматуры, клеевых композиций (особенно оксидных) при нормальных температурах и малое время затухания деформационных процессов для этих материалов позволяют заключить, что основной причиной увеличения общих деформаций (прогибов) во времени деревянных конструкций со стальной арматурой является ползучесть древесины.

Учитывая вышеизложенное, для решения задачи определения напряженно-деформированного состояния армированных деревянных элементов с учетом продолжительности действия нагрузки в условиях нормальной эксплуатации введем допущения, что стальная арматура во времени работает упруго и жестко соединена с древесиной, то есть $\epsilon_a = \epsilon_d$; изменение деформаций по высоте сечения элемента во времени пропорционально расстоянию до нейтрального слоя, следовательно, справедлива гипотеза плоских сечений.

Для учета ползучести используем математический аппарат как теории упругой наследственности, так и теории упруго-ползучего процесса, применимость которых для древесины показана в работах [7, 9, 23].

Решение распространяется на область линейной ползучести, в которой деформации в любой фиксированный момент времени линейно связаны с длительно действующими напряжениями. Представление о линейности или нелинейности связи между напряжениями и деформациями дают изохронные кривые ползучести, строящиеся в координатах «напряжение—деформация ползучести». Древесина при напряжениях, не превышающих величину предела длительной ползучести, практически относится к линейно ползучим материалам [7, 24].

Таким образом, процесс деформирования армированных деревянных элементов может быть разделен на две области: 1) при действии напряжений $\sigma(\tau_1)$, не превышающих предела конструктивной прочности материалов $R_n(R_n)$ и 2) при напряжениях $\sigma(\tau_1) > R_{np}(R_r)$, где R_n — соответствующее расчетное сопротивление древесины; R_{np} — временное сопротивление древесины; R_r — предел текучести арматуры.