

ИННОВАЦИОННАЯ ОБРАЗОВАТЕЛЬНАЯ ПРОГРАММА



Проект 4: развитие инфраструктуры и систем жизнеобеспечения

Цель: обеспечение профессиональных компетенций выпускников университета в области строительства, реставрации и экспертизы памятников архитектуры, жилищно-коммунального хозяйства и ресурсо-энергосберегающих технологий функционирования безопасной и комфортной среды жизнедеятельности.

Федеральное агентство по образованию
Государственное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
Владимирский государственный университет

В.Ю. ЩУКО

С.И. РОЩИНА

КЛЕЕНЫЕ АРМИРОВАННЫЕ ДЕРЕВЯННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Учебное пособие к курсовому
и дипломному проектированию

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

Владимир 2008

УДК 624.072.2.011 (075.8)

ББК 38.55.2

Щ94

Рецензенты:

Доктор технических наук, профессор кафедры
конструкций из дерева и пластмасс
Московского государственного строительного университета

Д.К. Арлеинов

Кандидат технических наук,
профессор кафедры строительных конструкций
Владимирского государственного университета

В.В. Михайлов

Печатается по решению редакционного совета
Владимирского государственного университета

Щуко, В. Ю.

Щ94 Клееные армированные деревянные конструкции : учеб. пособие к курсовому и дипломному проектированию / В. Ю. Щуко, С. И. Рощина ; Владим. гос. ун-т. – Владимир : Изд-во Владим. гос. ун-та, 2008. – 68 с.

ISBN 978-5-89368-877-1

Приведены основные положения по расчету и проектированию армированных деревянных изгибаемых несущих и ограждающих конструкций.

Составлено на основе научных исследований и проектных разработок Владимирского государственного университета, ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, ЦНИИпромзданий и других ведущих организаций. Примеры расчетов выполнены с учетом длительного действия нагрузки и реологических свойств древесины.

Предназначено для студентов старших курсов специальностей 270105 – городское строительство и хозяйство, 270102 – промышленное и гражданское строительство, 270115 – экспертиза и управление недвижимостью всех форм обучения при выполнении курсового и дипломного проектирования, а также для преподавателей, аспирантов и инженерно-технических работников научно-исследовательских, проектных, строительных организаций.

Табл. 2. Ил. 30. Библиогр.: 26 назв.

УДК 624.072.2.011 (075.8)

ББК 38.55.2

ISBN 978-5-89368-877-1

©Владимирский государственный
университет, 2008

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 строе-

ний мостов и эстакад, зданий химических производств и других, 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 т.д.

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

Предлагаемая вниманию работа рассматривает 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.

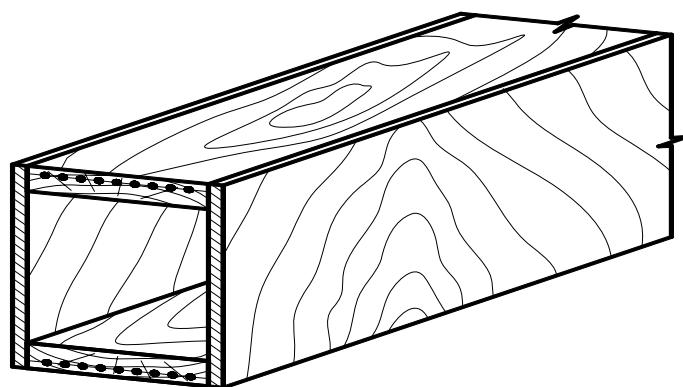
Идея использования в конструкциях совместной работы древесины и металла нашла дальнейшее развитие в армированных деревянных конструкциях и элементах. В 1921 г. А. Клайтила (США) предложил использовать в конструкциях аэропланов и дирижаблей несущий деревянный элемент коробчатого сечения с запрессованной в полки стальной проволокой (рис. 1) [21].

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. 2).

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. 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. 4). В этом случае совместная работа арматуры с древесиной обеспечивалась зацеплением кольцевых выступов, которые врезались в стенки паза при запрессовке стержня.



*Рис. 1. Балка коробчатого сечения,
армированная стальной проволокой*

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.

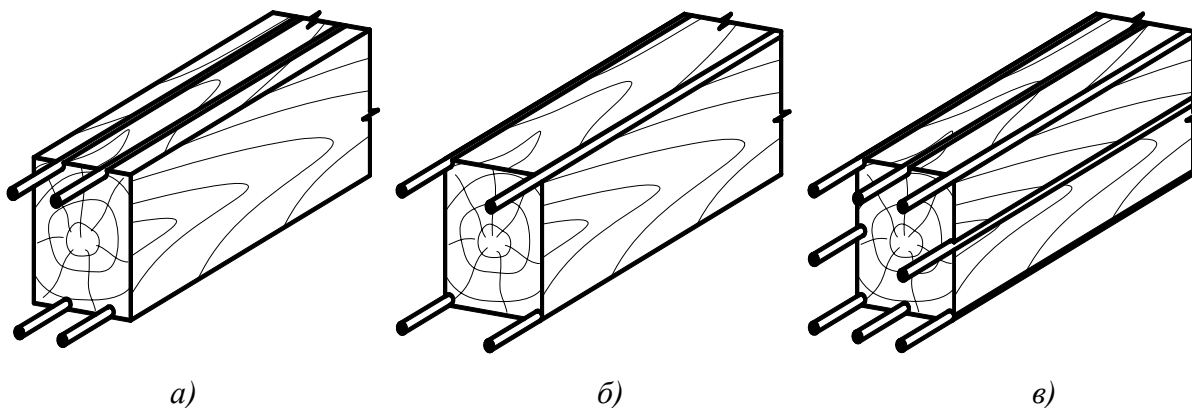


Рис. 2. Армированные элементы из цельной древесины: а – армирование части сечения; б – армирование по углам сечения; в – армирование по всему сечению

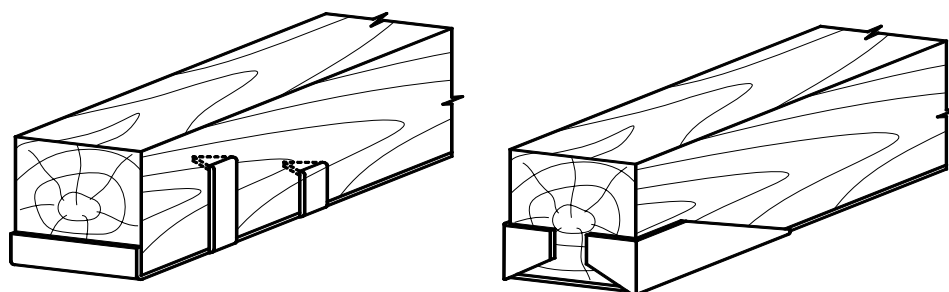


Рис. 3. Брусчатые балки с усиленной растянутой зоной

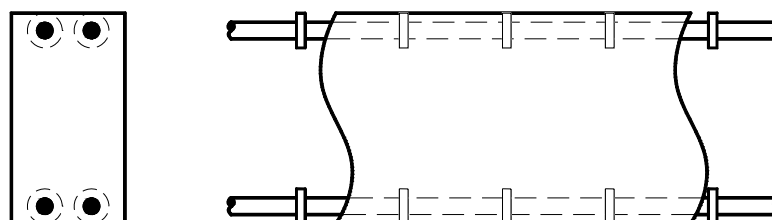


Рис. 4. Конструкция армированной балки Х. Гранхольма

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 перспективны 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, т.е. 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. 5).

Так, фирма *ABH* Тохнсон (Швеция) освоила выпуск широкого ассортимента клееных армированных конструкций: балок 42 типоразмеров пролетом до 23 м, арок и рам пролетом до 30 м [27].

В 60-х гг. XX в. был налажен выпуск клееных армированных арок кругового очертания в ЧССР. Такие арки пролетом 36,2 были применены в покрытии цехов химических комбинатов (рис. 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.

Высокая прочность, жесткость армированных деревянных конструкций при малой монтажной массе и положительный опыт их применения в Швеции, США и ЧССР привлекли внимание проектировщиков разных стран. В течение ряда лет у нас в стране проводились и проводятся всесторонние исследования клееных армированных конструкций, разрабатываются и внедряются новые виды. Построены производственные и складские здания с применением клееных армированных балок пролетом 12 и 18 м, треугольных арок и рам пролетом до 24 м, плит покрытия размерами $1,5 \times 6$ и 3×6 м (рис. 7, 8 и 9) [7, 9, 25].

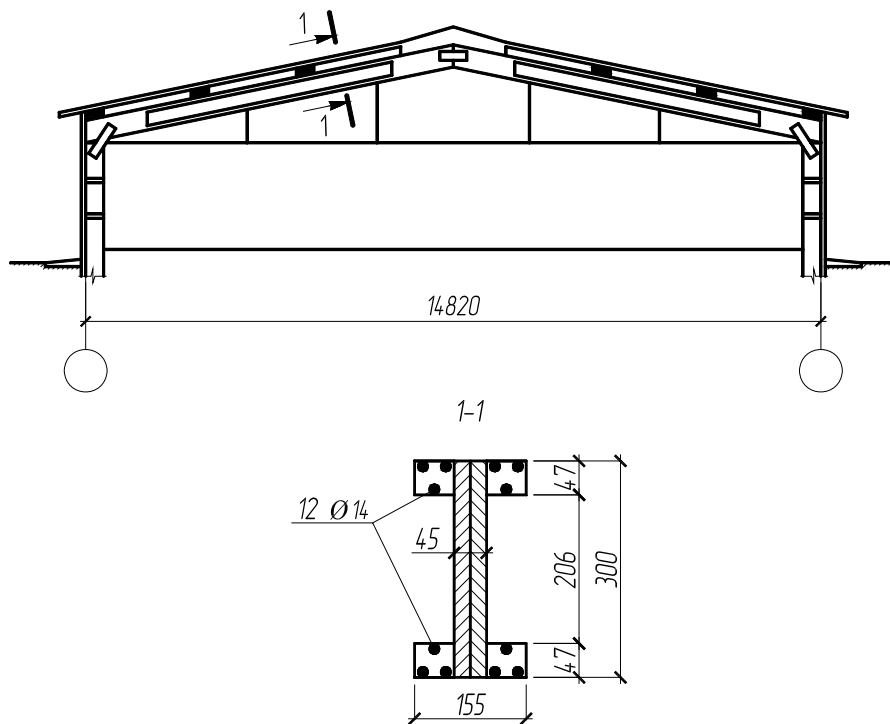


Рис. 5. Клееная армированная треугольная арка в покрытии производственного здания (Швеция)

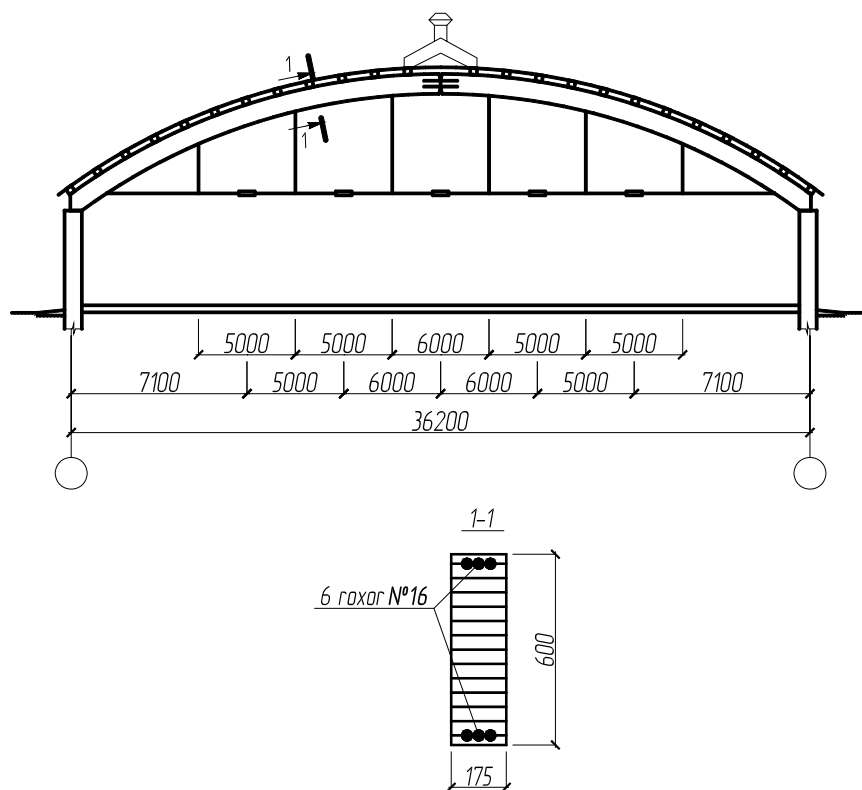


Рис. 6. Клееная армированная арка в покрытии цеха химического завода (ЧССР)

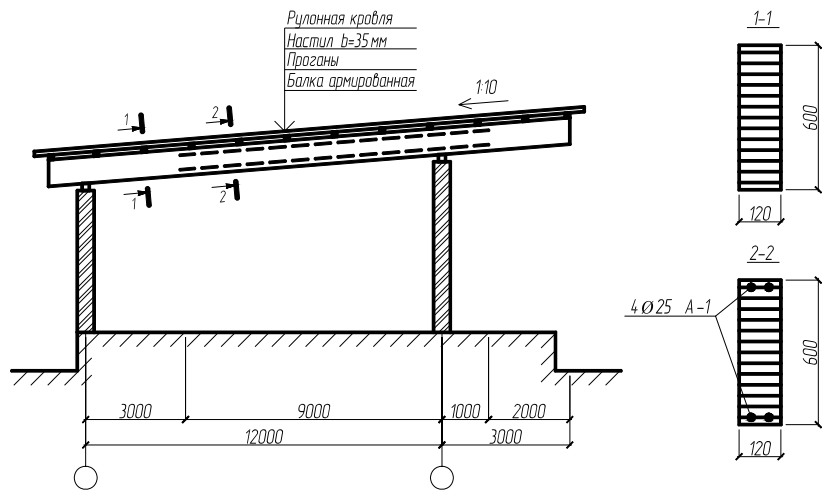


Рис. 7. Клееные армированные балки переменной жесткости в покрытии складского здания (г. Владимир)

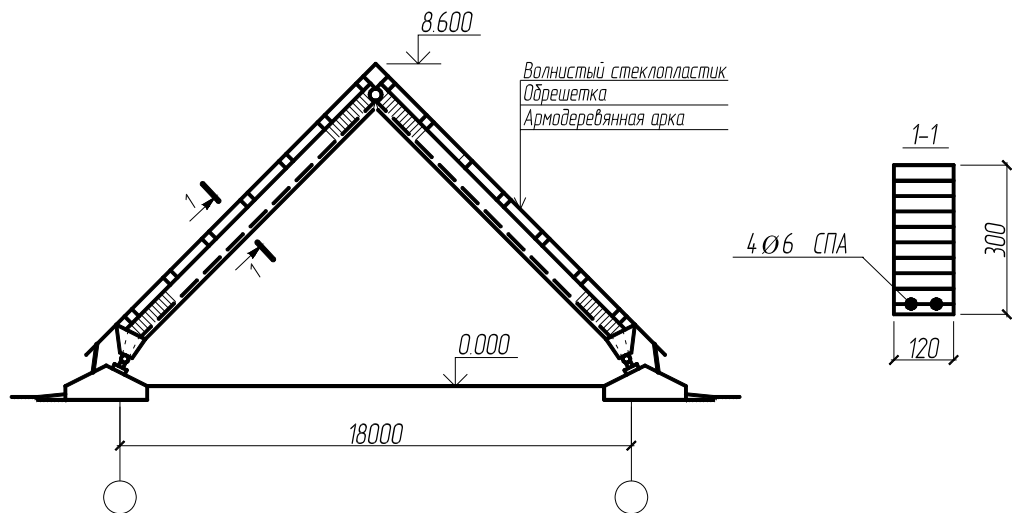


Рис. 8. Клееные арки с предварительно напряженной стеклопластиковой арматурой в покрытии склада химудобрений (Беларусь)

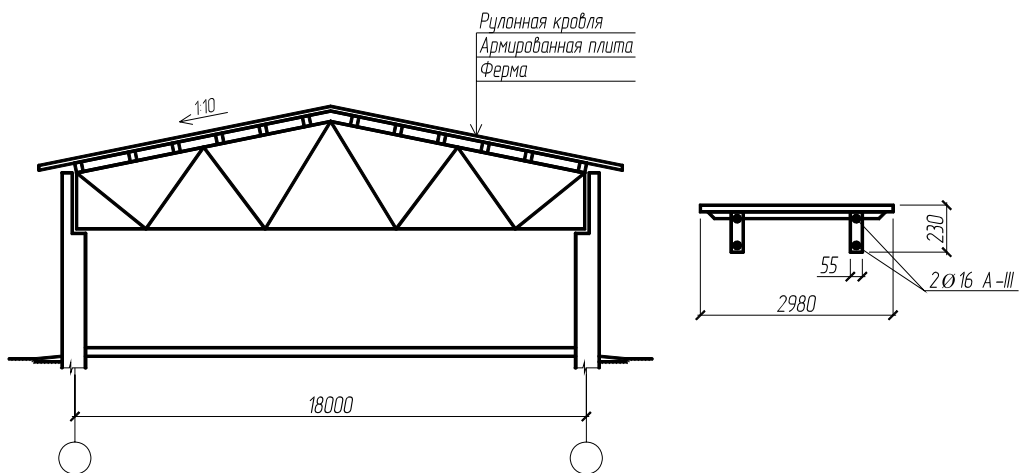


Рис. 9. Армированные деревянные плиты размерами 3х6м в покрытии склада химудобрений (Беларусь)

Для покрытий складов минеральных удобрений НИИпромстроем (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 $1,5 \times 6$ м (рис. 10) [5, 9, 25].

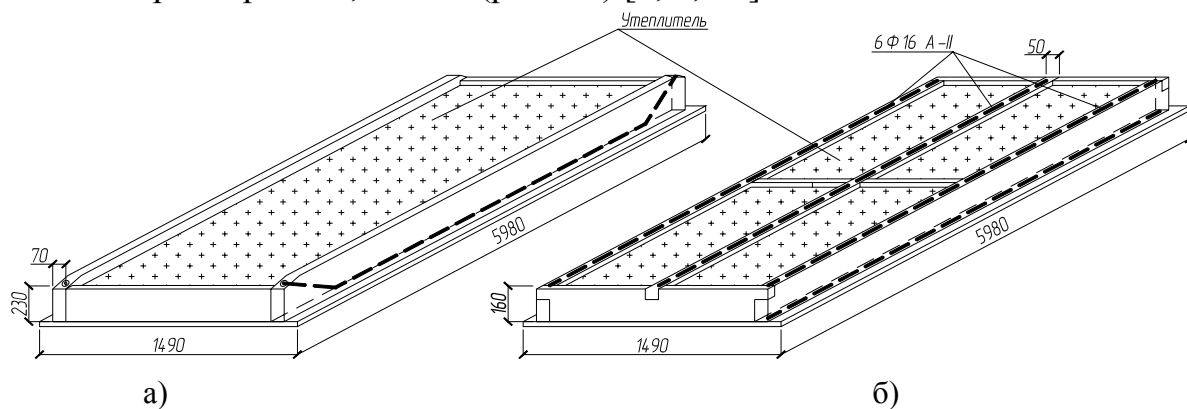


Рис. 10. Плиты покрытия с армированным деревянным каркасом и асбестоцементной нижней обшивкой: а – арматура в ребрах плиты с предварительным напряжением; б – ребра плиты армированы без предварительного напряжения

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 ЦНИИпроизданий совместно с Владимирским политехническим институтом и Гипронисельхозом) (рис. 11).

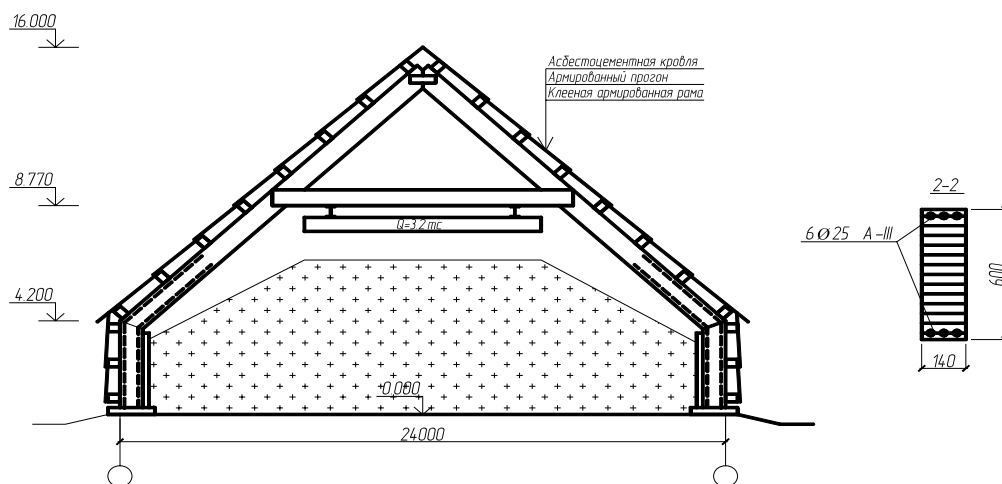


Рис. 11. Клееные армированные конструкции здания прирельсового склада минеральных удобрений

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 позволили определить основные свойства клееных армированных деревянных конструкций и область их 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 ± 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, т.е. 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 использования 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. 12), можно сделать вывод, что во всех случаях при совместной работе арматуры с древесиной несущая способность арматуры будет использована, т.е. напряжения в арматуре достигнут предела текучести прежде, чем будет исчерпана прочность 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, т.е. 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], что повышает надежность конструкций против обрушения. В целом для армирования деревянных конструкций (без предварительного напряжения) могут быть использованы стали, прочностные и упругие свойства которых наиболее полно соответствуют свойствам древесины, т.е. стали класса А-II и А-III по ГОСТ 5781-82 [4].

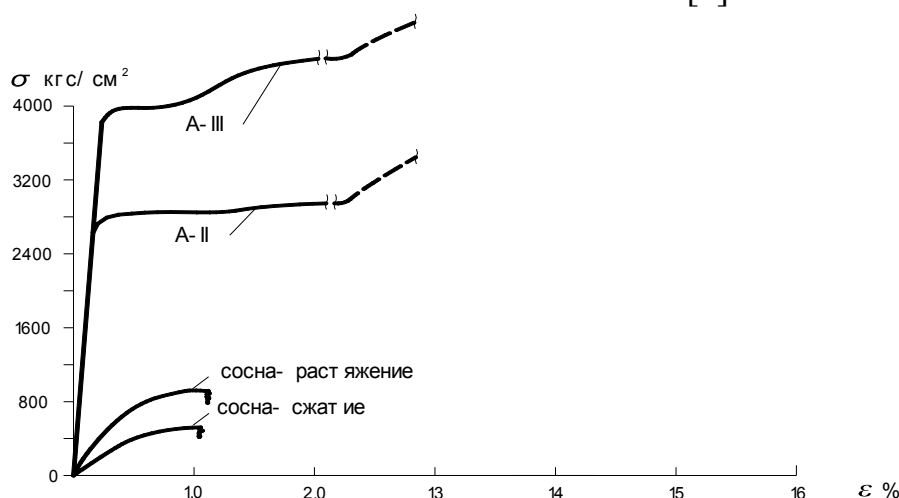


Рис. 12. Диаграммы растяжения арматурных сталей и диаграммы работы древесины

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.

Контрольные вопросы

1. Какой элемент является прообразом армированной деревянной конструкции?
2. Кто впервые предложил армировать деревянные конструкции?
3. Почему не нашли применение конструкции, в которых древесина и арматура соединялись механическим способом?
4. Какой способ армирования предпочтителен: с использованием обычной арматуры или предварительно напряженной арматуры?
5. Стержни какого сечения используют при армировании конструкций?
6. Какой материал является основным в АДК?

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 действующих 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); упругопластическая и стадия разрушения (рис. 13).

На всех стадиях нагружения связь между арматурой и древесиной не нарушается вплоть до разрушения, которое в основном происходит 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].

Таким образом, в основу расчета АДК положена первая стадия напряженно-деформированного состояния (см. рис. 13). 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 и на устойчивость используются параметры жесткости и безразмерный параметр в виде отношения модуля упругости древесины к расчетному сопротивлению сжатию E_d / R_c . Это отношение принято за константу, $E_d / R_c = 300$ [18]. Также за константу принят 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 перераспределение 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. 14) 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.

В результате перераспределения усилий нормальные напряжения в древесине уменьшаются пропорционально величине постоянной или длительно действующей нагрузки, 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 разгружение более «слабого» и неоднородного материала – древесины и догружение 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. 15.

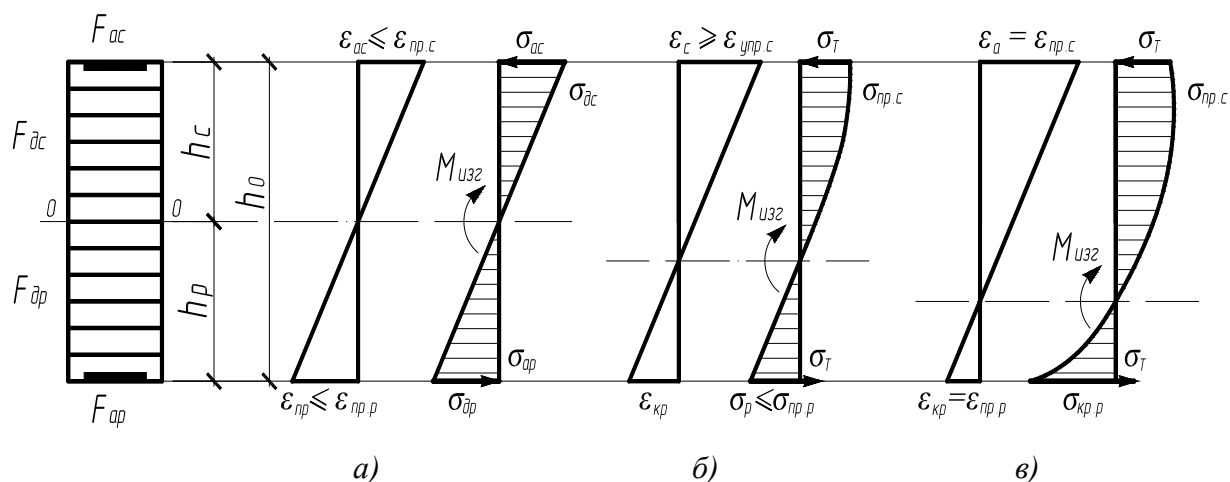


Рис. 13. Стадия напряженно-деформированного состояния армированного деревянного элемента при изгибе : а – 1-я стадия (условно упругая); б – 2-я стадия (упругопластическая); в – 3-я стадия (разрушения)

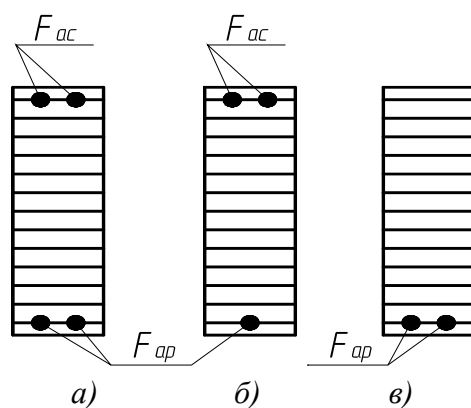


Рис. 14. Вид армирования: а – двойное симметричное; б – двойное несимметричное; в – одиночное

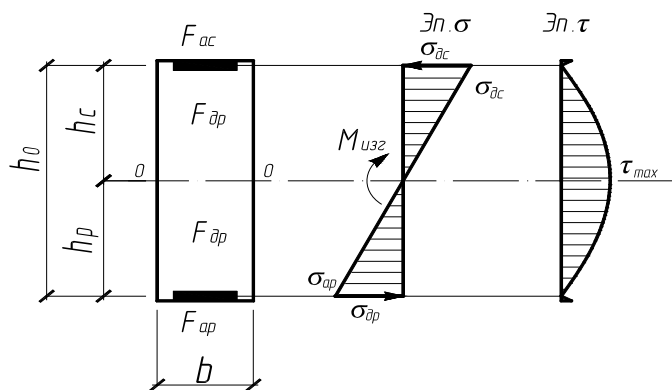


Рис. 15. Эпюры нормальных и касательных напряжений изгибаемого элемента с двойным симметричным армированием

В расчете используются приведенные к основному материалу конструкций – древесине – геометрические характеристики сечений:

$J_{пр} = J_{д} + nJ_{а}$ – приведенный момент инерции сечения относительно нейтральной оси, равный для прямоугольного сечения $J_{пр} = b h^3 / 12 + n F_{а} \times (h_0 / 2)^2$, или приняв в запас прочности

$$h = h_0, J_{пр} = \beta J_{д},$$

где h и h_0 – полная и расчетная высота сечения, равная расстоянию между центрами масс арматуры растянутой и сжатой зон;

$\beta = 1 + 3 n \mu$ – для сечения с двойной симметричной арматурой;

$\beta = 1 + 4 n \mu / (1 + n \mu)$ – для сечения с одиночной арматурой;

$J_{а}$ и $J_{д}$ – моменты инерции арматуры и древесины относительно нейтральной оси;

$\mu = F_{а} / b \cdot h_0$ – коэффициент армирования поперечного сечения конструкции; $F_{а}$ – площадь сечения арматуры; h_0 и b – соответственно, расчетная высота и ширина сечения;

$W_{пр} = 2J_{пр} / h_0$ – приведенный момент сопротивления с двойной симметричной арматурой;

$W_{пр}^c = J_{пр} / h_c$ и $W_{пр}^p = J_{пр} / h_p$ – приведенный момент сопротивления соответственно сжатой и растянутой зон сечения с одиночной арматурой, где $h_p = h_0 / 2 (1 + n \mu)$ и $h_c = h_0 (1 + 2 n \mu) / 2 (1 + n \mu)$;

$S_{пр} = S_{д} (1 + 2 n \mu)$ – приведенный статический момент сдвигаемой части сечения с двойной арматурой относительно нейтральной оси;

$S_{пр}^a = n F_{а} h_0 / 4$ и $S_{пр}^a = n F_{а} h_p$ – приведенный статический момента арматуры относительно нейтральной оси для сечений с двойной и одиночной арматурой соответственно.

Влияние условий эксплуатации учитывается соответствующими коэффициентами условий работы, применяемыми согласно СНиП 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 $m_{ц} = 0,8$.

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 – $K_{дл}^д$,

где $K_{дл}^д = \frac{m_{дл}(1+3n\mu)}{m_{дл}+3n\mu}$; $K_{дл}^а = \frac{1+3n\mu}{m_{дл}+3n\mu}$;

$m_{дл} = \frac{E_d(t)}{E_d}$; $m_{дл} = 0,5 - 0,7$ 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:

$$MK_{дл}^д / W_{пр} \leq R_{и} / \gamma_n ; \quad (1)$$

б) на действие нормальных напряжений в арматуре:

$$MnK_{дл}^а / W_{пр} \leq R_{и} / \gamma_n ; \quad (2)$$

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

$$MK_{дл}^д / \varphi_m W_{пр} \leq R_{и} / \gamma_n ; \quad (3)$$

г) на действие касательных напряжений в древесине

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

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

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

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

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

2. По второй группе предельных состояний определяется прогиб балки:

$$f = f_0 K_{дл}^а \cdot K_1 \left(1 + Ch^2 / l^2 \right) / K \leq f_{и} / \gamma_n . \quad (7)$$

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;

$R_{и}$ 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 $K = 0,15 + 0,85 \frac{h_{он}}{h}$;

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

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

$f_{и}$ – 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, т.е. $D_{расч} = 0,9D$;

γ_n – коэффициент надежности по назначению, учитывающий класс ответственности конструкций зданий, принимаемый по СНиП 2.01.07-85;

σ_x – нормальные напряжения вдоль волокон древесины по оси арматурных стержней в рассматриваемом сечении, равные $\sigma_x = M_x / W_{пр}^x$;

M_x – изгибающий момент на расстоянии от опоры $x_1 = h/2 \operatorname{tg} \alpha$;

$W_{пр}$ – приведенный момент сопротивления в рассматриваемом сечении;

τ_x – скалывающее напряжение на уровне нейтральной оси, равное $\tau_x = Q_x S_{пр} / J_{пр} b$;

Q_x – поперечная сила в рассматриваемом сечении;

α – угол, определяющий направление главных растягивающих напряжений и направление отгиба стержней, равный $36 \pm 2^\circ$;

R_p^α – расчетное сопротивление древесины растяжению под углом α , принимается по графику (рис. 16) $\varphi_M = 160b^2 / l_p h$.

В случае если условие (6) не выполняется, необходимо поперечное армирование приопорной зоны на длине X от опор. Такое армирование целесообразно проводить наклонно вклеенными ($\alpha = 36^\circ$) или поперечными стержнями (рис. 17). 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:

$$MK_{\text{дл}}^{\text{д}} / W_{\text{пр}}^{\text{с}} \leq R_{\text{и}} / \gamma_n; \quad MnK_{\text{дл}}^{\text{а}} / W_{\text{пр}}^{\text{р}} \leq R_{\text{а}} / \gamma_n. \quad (10)$$

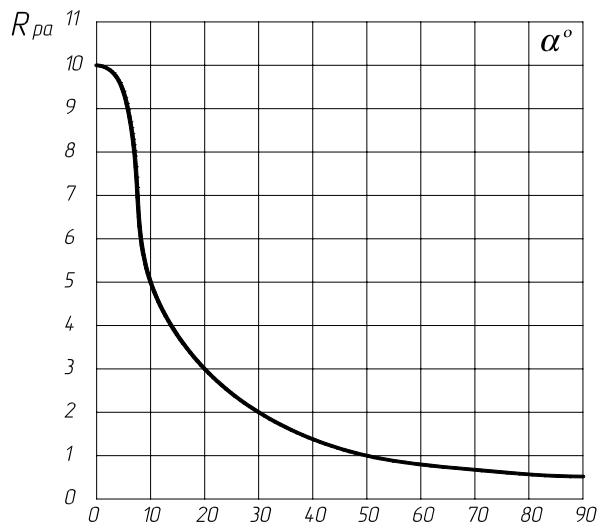


Рис. 16. Расчетное сопротивление R_{pa} (МПа) древесины сосны и ели растяжению под углом α к направлению волокон

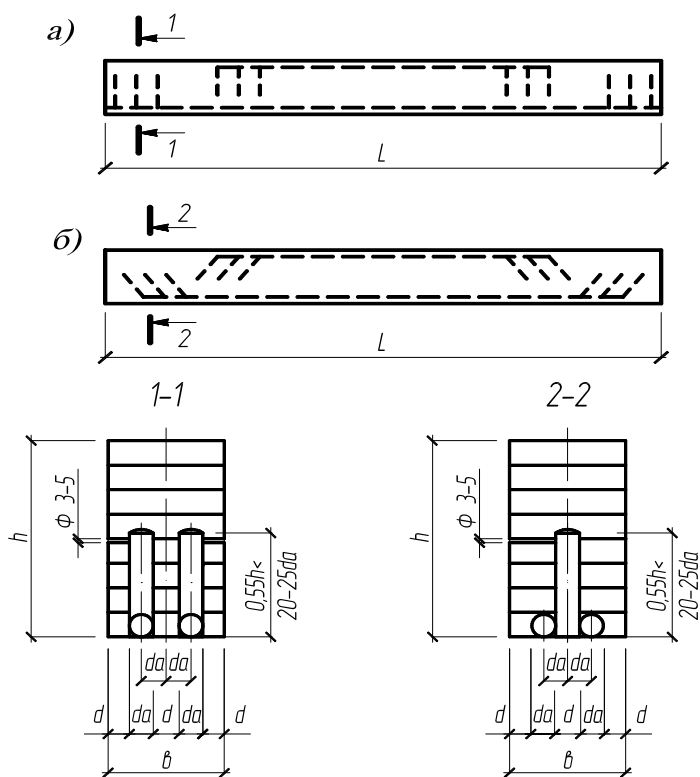


Рис. 17. Армирование балок полукаркасами:
 а – каркас с поперечными стержнями, приваренными перпендикулярно к продольной арматуре;
 б – каркас с наклонными стержнями под углом

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 $h / l = 1/15 - 1/22$ для нагрузок в интервале от 24 до 6 кН/м и ширина $h / b \leq 6$.

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:

$$W_{тр} = M \gamma_n K_{дл}^д / R_{и}; \quad (11)$$

$$I_{тр} = \frac{5 M l^2 \gamma_n K_{дл}^a}{48 E f_{и} \gamma_q^{сп}}, \quad (12)$$

где $\gamma_q^{сп} = 1,25$ – среднее взвешенное значение коэффициента надежности по нагрузке, $f_{и}$ – предельный относительный прогиб балки.

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

$$\mu_{тр}^W = \frac{W_{тр} - W_d}{3nW_d}; \quad (13)$$

$$\mu_{тр}^I = \frac{I_{тр} - I_d}{3nI_d}. \quad (14)$$

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:

$$F_{тр}^a = \mu_{тр}^{max} b h. \quad (15)$$

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 рулонную кровлю по плитам с деревянным каркасом размером 1,5 × 6 м. Снеговой район III. Полная расчетная нагрузка $q = 18$ кН/м, нормативная $q^H = 14,4$ 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 $R_{и} = 11$ МПа; $R_{ск} = 1,5$ МПа, модуль упругости $E_d = 10000$ 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 $l - 2l_{оп} / 2 = 17,7$ м. Расчетный изгибающий момент:

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

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

В соответствии с величиной действующей нагрузки принимаем относительную высоту сечения балки $h_0 / l = 1/17$ 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:

$$J_d = 17 \cdot 108,9^3 / 12 = 1829579 \text{ см}^4;$$

$$W_d = 2 \cdot 1829579 / 108,9 = 33601 \text{ см}^3;$$

$$S_d = 17 \cdot 108,9^2 / 8 = 25201 \text{ см}^3.$$

Определяются значения требуемых моментов сопротивления и инерции:

$$W_{\text{тр}} = M \gamma_n / R_{\text{н}} = 704,9 \cdot 0,95 \cdot 10^3 / 9,02 = 74241 \text{ см}^3;$$

$$R_{\text{н}} = 11 m_{\text{в}} m_{\text{б}} m_{\text{сл}} = 11 \cdot 1 \cdot 0,82 \cdot 1 = 9,02 \text{ МПа};$$

$$J_{\text{тр}} = 5 \cdot 704,9 \cdot 10^3 \cdot 1770^2 \cdot 0,95 / 48 \cdot 1,25 \cdot 10^4 (1/300) = 3814760 \text{ см}^4.$$

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

$$\mu_{\text{тр}}^W = (74241 - 33601) / 3 \cdot 20 \cdot 33601 = 0,02;$$

$$\mu_{\text{тр}}^J = (3814760 - 1829579) / 3 \cdot 20 \cdot 1829579 = 0,018.$$

Определяется требуемая площадь арматуры

$$F_{\text{а}}^{\text{тр}} = 0,02 \cdot 17 \cdot 108,9 = 37,026 \text{ см}^2.$$

Принимаем в качестве арматуры 4 \emptyset 36 А-II с $F_{\text{а}} = 40,716 \text{ см}^2 > F_{\text{а}}^{\text{тр}}$.

Арматурные стержни размещаются по сечению балки симметрично по 2 \emptyset 36 в сжатой и растянутой зонах в отдельных пазах.

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

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

$$J_{\text{пр}} = bh_0^3 (1 + 3 n \mu) / 12 = 17 \cdot 108,9^3 (1 + 3 \cdot 20 \cdot 0,022) / 12 = 4344624 \text{ см}^4;$$

$$W_{\text{пр}} = 2 J_{\text{пр}} / h_0 = 2 \cdot 4244624 / 108,9 = 77954 \text{ см}^3;$$

$$S_{\text{пр}} = bh_0^2 (1 + 2 n \mu) / 8 = 17 \cdot 108,9^2 (1 + 2 \cdot 20 \cdot 0,022) / 8 = 47377 \text{ см}^3;$$

$$S_{\text{пр}}^{\text{а}} = n F_{\text{а}} h_0 / 4 = 20 \cdot 40,716 \cdot 108,9 / 4 = 22170 \text{ см}^3;$$

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

где 0,9 – коэффициент условий работы одиночно вклеенных стержней;

$m_{\text{а}}$ – количество стержней в ряду;

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

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

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

1) по древесине:

$$704,9 \cdot 10^3 \cdot 0,796 / 77954 = 7,19 < 9,02 / 0,95 = 9,49 \text{ МПа};$$

2) арматуре:

$$704,9 \cdot 10^3 \cdot 20 \cdot 1,154 / 77954 = 198,3 < R_{\text{а}} / \gamma_n = 280 / 0,95 = 294,7 \text{ МПа};$$

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

$$159,3 \cdot 106 \cdot 47377 \cdot 0,796 / 4244624 \cdot 17 = 0,84 < R_{\text{ск}} / \gamma_n = 1,5 / 0,95 = 1,58 \text{ МПа};$$

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

$$159,3 \cdot 10^6 \cdot 22170 \cdot 1,154 / 4244624 \cdot 10^8 \cdot 15,46 = 0,59 \ll 1,58 \text{ МПа};$$

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

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

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

$$\sigma_x = 112,2 \cdot 10^3 / 77954 = 1,44 \text{ МПа};$$

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

$$\tau_x = Q_x S_{пр} / J_{пр} b = 146,1 \cdot 47377 \cdot 10 / 4244624 \cdot 17 = 0,96 \text{ МПа};$$

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

При $26,6^\circ$ по графику (см. рис. 16) для древесины третьего сорта

$$R_p^\alpha = 1,85 \text{ МПа}.$$

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

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

$$f_0 = 5 \cdot 14,4 \cdot 1770^4 / 384 \cdot 10^5 \cdot 4244624 = 4,34 \text{ см};$$

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

Следовательно, необходимая жесткость балки обеспечена.

Поскольку закрепление сжатой кромки осуществляется ребрами плит покрытий через 1,5 м, то

$l_p = 150 < 70 b^2 / h = 70 \cdot 17^2 / 113 = 179 \text{ см}$, 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

$$Q / \vartheta_{см} = 159,30 / 255 = 63 \text{ кгс/см} = 6,3 \text{ МПа} >$$

$$R_{см} = 3,0 / 0,95 = 3,16 \text{ МПа}.$$

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

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

Принимаем стержни $d_a = 14$ мм, вклеенные на $20 d_a$, тогда требуемое количество стержней $n = \frac{Q - Q_{\text{д}}}{T_{\text{см}}} = \frac{15930 - 255 \times 31,6}{3239} = 1,86$,

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

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

Принимаем 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, профрезерованный в крайних пластах балки (рис. 18).

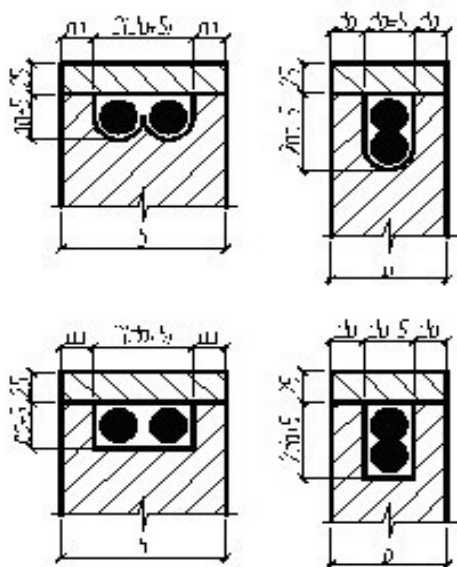


Рис. 18. Групповое армирование балки

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

При групповом расположении стержней в пазу, формулы (1) и (7) принимают вид

$$M/W_{\text{пр}} K_{\text{п}} K_{\text{дл}}^{\text{д}} \leq R_{\text{н}} / \gamma_n; \quad (16)$$

$$f = f_o \cdot K_{\text{дл}}^{\text{а}} \cdot \frac{1 + c \cdot (h/l)^2}{K_{\text{п}}} \leq \frac{f_{\text{н}}}{\gamma_n}. \quad (17)$$

где $K_{\text{п}} = 0,85$ – коэффициент, учитывающий совместную работу не сваренных между собой арматурных стержней, расположенных в общем пазу; при стержнях, сваренных в общий пакет, $K_{\text{п}} = 1,0$.

2.6. Пример расчета балки с групповым армированием

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

Выполнение расчета. Сохраняя основные положения примера расчета, приведенного в п. 2.4, принимаются для армирования стержни 6 Ø 28 А-II с $F_a = 36,95 \text{ см}^2$. Стержни свариваются пунктирным швом в пакеты по 3 Ø 28 и клеиваются в сжатую и растянутые зоны сечения балки, так как разместить арматуру в одиночных пазах по ширине сечения невозможно, не нарушив требуемого расстояния между стержнями, т.е.

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

В этом случае $\mu = 36,95 / 17 \cdot 108,9 = 0,02$; $K_{дл}^D = 0,80$; $K_{дл}^D = 1,164$;
тогда $J_{пр} = 17 \cdot 108,9^3 (1 + 3 \cdot 20 \cdot 0,02) / 12 = 4025074 \text{ см}^4$;
 $W_{пр} = 73922 \text{ см}^3$; $S_{пр} = 17 \cdot 108,9^3 (1 + 2 \cdot 20 \cdot 0,02) / 8 = 45361 \text{ см}^3$;
 $S_{пр}^a = 20 \cdot 36,95 \cdot 108,9 / 4 = 20119 \text{ см}^3$;
 $D_{расч} = 0,9(3 + 2)(2,8 + 0,5) = 14,85 \text{ см}$.

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

$$159,3 \cdot 20119 \cdot 10 \cdot 1,154 / 4025074 \cdot 14,85 = 0,63 < R_{ск} / \gamma_n = 1,58 \text{ МПа}.$$

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 $K_{II} = 0,85$.

На балку с групповым армированием 6 Ø 28 А-II, с высотой сечения $h = 108,9 + (2,8 + 0,5) = 112,2 \text{ см}$ расходуется древесины $3,43 \text{ м}^3$, 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 $h / l = 1/17 \div 1/25$ целесообразно выполнять с обрывом стержней в сжатой зоне. Координаты обрыва арматуры в пролете определяются по формуле

$$X_{1,2} = \frac{l}{2} \mp \sqrt{\left(\frac{l}{2}\right)^2 - \frac{2 \cdot W_d \cdot R_{II}}{q \cdot \gamma_n}}. \quad (18)$$

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

$$K_{дл}^д \cdot \sqrt{\sigma_x^2 + 4(\tau_{xy})^2} \leq R_p^\alpha \cdot \gamma_n, \quad (19)$$

где $\sigma_x = M_x / W_{пр}^с = q x (l - x) / 2 W_{пр}^с$ – 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

$$n K_{дл}^a \sqrt{\sigma_x^2 + 4(\tau_{xy})^2} \leq R_a / \gamma_n. \quad (20)$$

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

$$Q S_{пр} \cdot K_{дл}^д / I_{пр}^ч b_{расч} \leq R_{ск} \gamma_n. \quad (21)$$

Напряжение в клеевом шве растянутой арматуры:

$$Q S_{пр}^{ax} K_{дл}^a / I_{пр}^x D_{расч} \leq R_{ск} \gamma_n. \quad (22)$$

Прогиб балки проверяется по формуле

$$f = f_o \cdot K_{дл}^a K_1 \frac{1 + C \cdot (h_{max}/l)^2}{k_x} \leq f_{II} / \gamma_n, \quad (23)$$

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

2.8. 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. в п. 2.4). Расположение стержней групповое по 3 \varnothing 28 А-II в каждой зоне (см. п. 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: $\mu_x = 18,47 / 17 \cdot 108,9 = 0,01$,

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

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

$$h_c = h_0 (1 + 2 n \mu_x) / 2 (1 + n \mu_x) \text{ или } h_c = h_0 - h_p = 108,9 - 45,375 = 63,525 \text{ см},$$

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

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

$$S_{\text{пр}}^x = b h_0^2 (1 + 2 n \mu_x) / 8 (1 + n \mu_x) =$$

$$= 17 \cdot 108,9^2 (1 + 2 \cdot 20 \cdot 0,01) / 8 (1 + 20 \cdot 0,01) = 29401 \text{ см}^3,$$

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

Проверяется прочность сечений балки в месте обрыва арматуры:

1) по древесине сжатой зоны с использованием формулы (19)

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

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

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

$$K_{\text{пр}}^a = 1,154; K_{\text{дл}}^{\text{д}} = 0,796;$$

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

2) по арматуре растянутой зоны [формула (2)]

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

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

$$\tau = 159,3 \cdot 29,401 \cdot 10^6 \cdot 0,796 / (274,4369 \cdot 10^8 \cdot 17) = 0,86 < R_{\text{ск}} / \gamma_n = 1,58 \text{ МПа};$$

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)

$$f = 4,34 \cdot 1,154 \cdot 1,1 (1 + 19,2 \cdot 113^2 / 1770^2) / 0,9 = 6,300 \approx l/300 \gamma_n = 6,316 \text{ см},$$

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

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

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

2.9. Двускатные армированные балки

Двускатные армированные балки используются для перекрытия пролетов до 18 – 24 м (рис. 19).

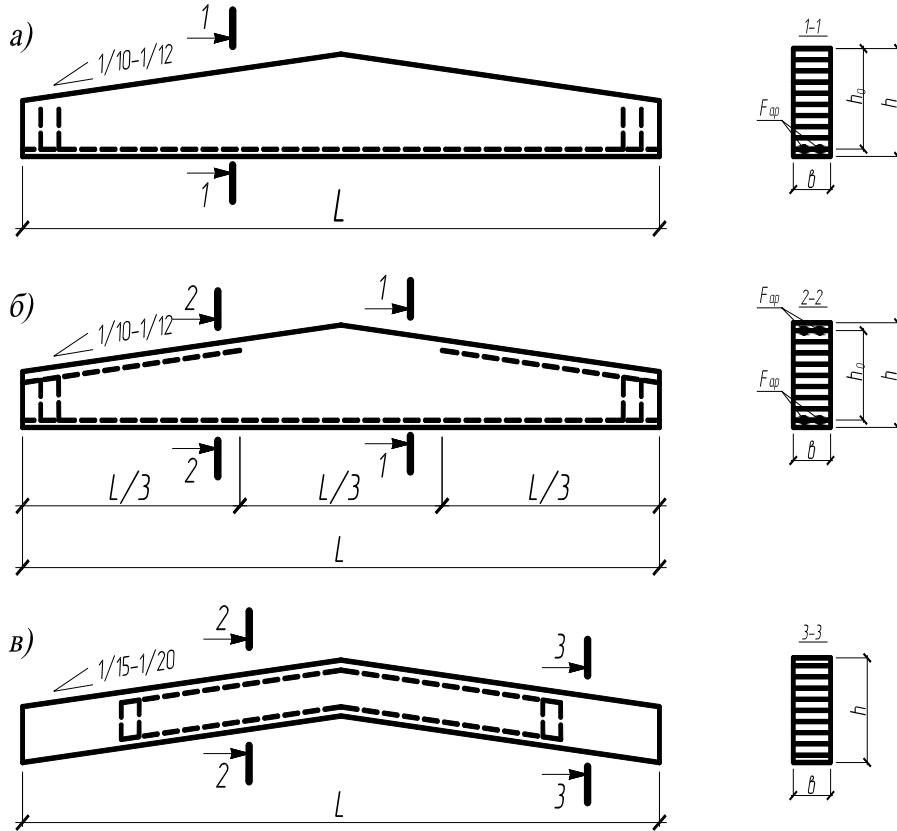


Рис. 19. Клееные армированные двускатные балки: а – с одиночным армированием; б – с двойным симметричным армированием; в – с двойным симметричным армированием на части пролета

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

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

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 $X = l h_{\text{оп}} / 2 h^{\max}$ от опор.

Требуемый коэффициент армирования подбирается для расчетных сечений по формуле

$$\mu_{\text{тр}}^x = \frac{(W_{\text{тр}}^x - W_{\text{д}}^x)}{3nW_{\text{д}}^x}, \quad (24)$$

где $W_x^{\text{тр}}$ – требуемый момент сопротивления расчетного сечения определяемый как $W_x^{\text{тр}} = M_x \gamma_n / R_{\text{и}} m_{\text{б}} m_{\text{сл}}$;

$W_x^{\text{д}}$ – момент сопротивления древесины 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, вводя в знаменатель формулы (7) расчета прогиба коэффициент $K=0,15+0,85h_{\text{оп}} / h$.

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

$$h^{\text{max}} = l / 12 = 1,50 \text{ м.}$$

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

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

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

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

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

Расчетная высота сечения в зоне нормальных максимальных напряжений

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

$$\text{При этом } W_x^{\text{д}} = 17 \cdot 114^2 / 6 = 36822 \text{ см}^3.$$

Изгибающий момент в расчетном сечении

$$M_x = q x (l - x) / 2 = 18 \cdot 4,425 (17,7 - 4,425) / 2 = 528,68 \text{ кНм.}$$

Требуемый момент сопротивления

$$W_x = M_x \gamma_n / (R_{\text{н}} m_{\text{в}} m_{\text{б}} m_{\text{сл}}) =$$

$$= 528,68 \cdot 10^3 \cdot 0,95 / (11,0 \cdot 1 \cdot 0,813 \cdot 1) = 56161 \text{ см}^3.$$

Тогда $\mu_{\text{тр}} = (56161 - 36822) / (3 \cdot 20 \cdot 36822) = 0,0107 > 0,01$. Требуемая площадь сечения арматуры $F_a^{\text{тр}} = 0,0107 \cdot 17 \cdot 114 = 20,74 \text{ см}^2$.

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

Проверяем возможность размещения стержней по ширине сечения

$$m_{\text{ст}} (d_0 + 0,5) + (m_{\text{ст}} + 1) d_a = 3 (3,2 + 0,5) + (3 + 1) 3,2 =$$

$$= 23,9 > b = 17 \text{ см}.$$

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

Фактический коэффициент армирования

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

Геометрические характеристики расчетных сечений:

$$J_{\text{пр}}^x = b h_0^3 (1 + 4 n \mu_x) / 12 (1 + n \mu_x) =$$

$$= 17 \cdot 114^3 (1 + 4 \cdot 20 \cdot 0,0125) / 12 (1 + 20 \cdot 0,0125) = 3358165 \text{ см}^4,$$

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

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

$$W_{\text{пр.х}}^c = J_{\text{пр}}^x / h_c^x = 3358165 / 68,4 = 49096 \text{ см}^3;$$

$$W_{\text{пр.х}}^p = J_{\text{пр}}^x / h_p^x = 3358165 / 45,6 = 73644 \text{ см}^3.$$

Для опорных сечений

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

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

$$= 1125254 \text{ см}^4.$$

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 с арматурой

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

$$= 19841 \text{ см}^3.$$

Статический момент арматуры в опорном сечении относительно нейтральной оси

$$S_{\text{пр.оп}}^a = n F_a h_{\text{оп.р}} = 20 \cdot 24,18 \cdot 27,62 = 13357 \text{ см}^3.$$

Расчетная поверхность сдвига клевого шва «арматура – древесина»

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

Момент инерции сечения балки в середине пролета

$$J_{\text{пр}}^{\text{max}} = 17 \cdot 151,8^3 (1 + 4 \cdot 20 \cdot 0,0094) / 12 (1 + 20 \cdot 0,0094) = 7308031 \text{ см}^4,$$

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

Проверяем прочность расчетного сечения:

1) по древесине

$$M_x K_{\text{дл}}^{\text{д}} / W_{\text{пр.х}}^{\text{с}} = 528,68 \cdot 10^3 \cdot 0,84 / 49096 = 9,05 < R_{\text{и}} m_{\text{в}} m_{\text{б}} m_{\text{сл}} = 9,41 \text{ МПа.}$$

2) арматуре

$$M_x n K_{\text{дл}}^{\text{а}} / W_{\text{пр.х}}^{\text{р}} = 528,68 \cdot 10^3 \cdot 20 \cdot 1,215 / 73644 =$$

$$= 175,9 < R_{\text{а}} / \gamma_n = 294,7 \text{ МПа.}$$

Проверяем прочность опорных сечений:

1) по древесине на действие касательных напряжений

$$Q_{\text{оп}} S_{\text{пр.оп}} K_{\text{дл}}^{\text{д}} / (J_{\text{пр.оп}} b) = 159,3 \cdot 10 \cdot 19841 \cdot 0,84 / (1125254 \cdot 17) =$$

$$= 1,39 < R_{\text{ск}} / \gamma_n = 1,58 \text{ МПа.}$$

2) по клеевому шву арматура – древесина

$$Q_{\text{оп}} \cdot S_{\text{пр.оп}}^{\text{а}} \cdot K_{\text{дл}}^{\text{а}} / J_{\text{пр.оп}} \cdot D_{\text{расч}} = 159,3 \cdot 10 \cdot 13357 \cdot 1,215 / 1125254 \cdot 16,65 =$$

$$= 1,39 < 1,68 \text{ МПа.}$$

Проверяем прогиб балки по формуле (7)

$$f = f_0 \cdot K_{\text{дл}}^{\text{а}} \cdot K_1 \frac{1 + C \cdot (h_{\text{max}}/l)^2}{k_x} = 2,52 \cdot 1,215 \cdot 1,1 \frac{1 + 17,3 \cdot (151,8/1770)^2}{0,575} =$$

$$= 6,30 \text{ см, т.е. } f = 6,30 \approx l / 300 \gamma_n = 6,32 \text{ см,}$$

где $f_0 = 5 \cdot 0,114 \cdot 1770^4 / (384 \cdot 7308035 \cdot 10^4) = 2,52 \text{ см;}$

$$C = 15,4 + 3,8 \cdot h_{\text{оп}} / h^{\text{max}} = 15,4 + 3,8 \cdot 75,9 / 151,8 =$$

$$= 17,3 \text{ (по СНиП 11-25-80);}$$

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

Необходимая жесткость обеспечена.

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

2. 11. Расчет сжато-изгибаемых АДК

На сжатие с изгибом (внецентренное сжатие) работают элементы распорных конструкций (арки, рамы), а также колонны, стойки, верхние пояса ферм и т. п.

При одновременном действии на элемент сжимающей силы и изгибающего момента суммарный изгибающий момент

$$\Sigma M = M + Nf, \quad (25)$$

где f – полный прогиб элемента от совместного действия изгибающего момента и продольной силы (рис. 20).

Значение полного прогиба определяем в предположении синусоидальной формы изогнутой оси элемента:

$$f(t) = f_0(t) / \left(1 - \frac{N}{N_{кр}(t)} \right). \quad (26)$$

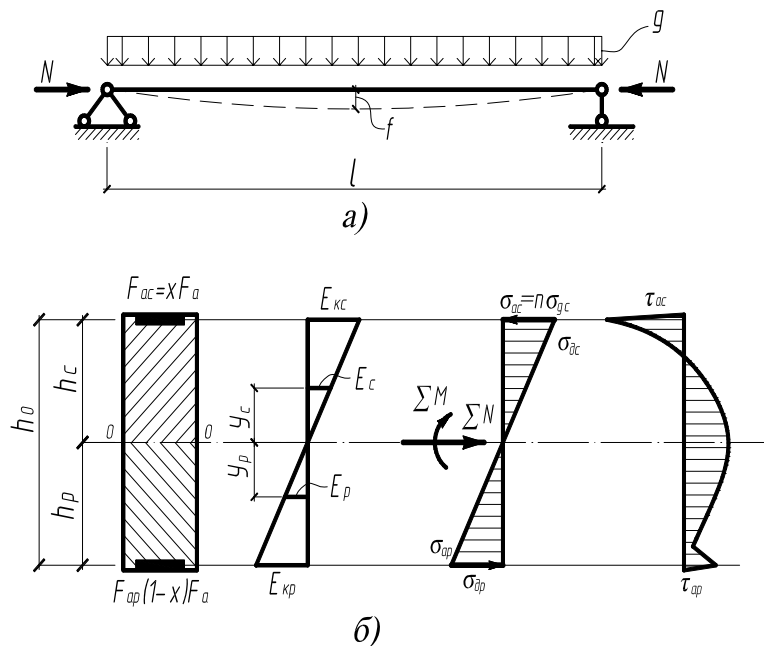


Рис. 20. К расчету сжато-изгибаемых АДК:

а – расчетная схема;

б – эпюры нормальных и касательных напряжений

Выражение в знаменателе представляет собой коэффициент, учитывающий увеличение изгибающего момента от действия продольной силы, за $N_{кр}(t)$ может принять значение

$$N_{кр}(t) = \varphi_{кр} R_c F_{пр}.$$

Формула (25) может быть использована в случае, когда продольная сила меньше критической, т. к. при $N = N_{кр}(t)$ прогиб конструкции стремится к бесконечности. Для практических целей формула (25) дает достаточно точное решение когда продольная сила действует в интервале $0 \leq N \leq 0,8 N_{кр}(t)$. В практике строительных конструкций значение продольной силы обычно не превышает $0,5 \dots 0,6 N_{кр}(t)$.

При этом значение приведенного коэффициента продольного изгиба:

$$\varphi_{кр} = \sigma_{кр}(t) / \sigma_{вр.с}(t) = \pi^2 E_d(t) / \lambda_{пр}^2 \sigma_{вр.с}(t). \quad (27)$$

Зная, что $E_d / \sigma_{вр.с} = E_d(t) / \sigma_{вр.с}(t) = 300$, получим

$$\varphi_{кр} = \frac{3000}{\lambda_{пр}^2} \text{ при } \lambda_{пр} > 70.$$

Здесь $\lambda_{пр} = l_0 / \sqrt{J_{пр} / F_{пр}} = \eta \lambda$ – приведенная гибкость армированного элемента; η – коэффициент приведения гибкости.

При двойном симметричном армировании сечения $\eta = \sqrt{1 + n\mu / 1 + 3n\mu}$; при одиночном армировании сжатой зоны сечения $\eta = 1 + n\mu / \sqrt{1 + 4n\mu}$.

При $\lambda_{кр} > 70$ $\varphi_{кр}$ определяем по известной зависимости

$$\varphi_{пр} = 1 - 0,8(\lambda_{пр} / 100)^2.$$

Значение коэффициента, учитывающего влияние дополнительного изгибающего момента, определяется по формуле

$$\xi_{пр} = 1 - N / \lambda_{пр} R_c F_{пр}. \quad (28)$$

Тогда полный прогиб элемента:

$$f(t) = f_0(t) / \xi_{пр}. \quad (29)$$

Наибольшие краевые напряжения в древесине сжатой зоны:

$$\Sigma \sigma_d^c = N / F_{пр} + M / W_{пр}^c + N f(t). \quad (30)$$

Запишем выражение (30) в виде условия равновесия, при $\sigma_d^c = R_c$, тогда:

$$N / R_c N_{кр} + M / W_{пр}^c R_c + N f(t) / W_{пр}^c R_{и} \leq 1. \quad (31)$$

Решаем неравенство (31) относительно R_c и, группируя члены, получим формулу для определения нормальных напряжений в сжатой зоне сечения, учитывая, что $R_c / R_{и} = 1$.

2.12. Расчет сжато-изгибаемых АДК по предельным состояниям

Расчет сжато-изгибаемого элемента по предельным состояниям включает проверки:

а) прочности сечений элементов:

1) по древесине:

$$NK_{дл}^d / F_{пр} + MK_{дл}^d / \xi_{пр} W_{пр}^c \leq R_c / \gamma_n; \quad (32)$$

2) по арматуре:

$$(NK_{дл}^a / F_{пр} + MK_{дл}^{a''} / \xi_{пр} W_{пр}^c) n \leq R_a / \gamma_n; \quad (33)$$

3) опорных сечений:

$$QS_{пр} K_{дл}^{d''} / \xi J_{пр} b_{расч} \leq R_{ск} / \gamma_n; \quad (34)$$

4) клеевого шва, соединяющего арматуру с древесиной:

$$QS_{пр}^a K_{дл}^{a''} / \xi_{пр} J_{пр} D_{расч} \leq R_{ск} / \gamma_n; \quad (35)$$

5) на действие главных растягивающих напряжений на расстоянии $x = 0,7h$ от опор:

$$\left(\sigma_x + \sqrt{\sigma_x^2 + 4x^2} \right) \cdot K_{дл}^{d''} \leq R_p^\alpha / \gamma_n; \quad (36)$$

б) полного относительного прогиба элемента, с учетом разгружающего момента от продольной силы:

$$f = f_0 / \xi; \quad (37)$$

где: $f/l = 5g^H l^2 / E_d J_{пр} - 2N^H \cdot e \cdot l / E_d J_{пр} = l \left(5\delta^H l^2 / 48 - N^H e \right) / 8 \cdot E_d J_{пр}$.

Значение коэффициентов влияния, учитывающих перераспределение усилий вследствие ползучести древесины при длительном действии нагрузки, определяем по формулам:

– для древесины от действия силы N :

$$K_{дл}^{d'} = m_{дл} (1 + n\mu) / m_{дл} + n\mu; \quad (38)$$

– для древесины от действия изгиба момента:

$$K_{дл}^{d''} = m_{дл} (1 + 3n\mu) / m_{дл} + 3n\mu; \quad (39)$$

– для арматуры от действия N :

$$K_{дл}^{a'} = 1 + n\mu / m_{дл} + n\mu; \quad (40)$$

– для арматуры от действия изгибаемого момента:

$$K_{дл}^{a''} = 1 + 3n\mu / m_{дл} + 3n\mu. \quad (41)$$

2.13. Порядок расчета армированного деревянного элемента при сжатии с изгибом

Порядок расчета рассмотрим на примере расчета треугольной арки с клееным армированным верхним поясом.

1. Конструктивно задаемся высотой и шириной сечения, равной $h/l = 1/30 - 1/45$ для нагрузок $g = 24...6$ кН/м и $h/b = 5...7$.

2. Определяем геометрические характеристики принятого сечения без арматуры: $I_d; W_d; S'_d$ и F_d .

Требуемые значения момента сопротивления и количество арматуры определим из условия прочности сечения по арматуре:

$$W_{тр}^a = \frac{M}{R_a} n K_a''(t); \text{ в случае, если } \sigma_{и} = \frac{M}{W_d} > 0,6\sigma_c = \frac{N}{F_d};$$

$$\text{и } F_{тр}^a = \frac{N}{R_a} n K_a'(t); \text{ в случае, если } \sigma_{и} < 0,6\sigma_c;$$

где $\sigma_{и}^a$ и σ_c – нормальные напряжения в древесине от изгибающего момента и от продольной силы соответственно; $\sigma_{и}^a$ и σ_c^a – то же в арматуре.

3. Находим требуемый коэффициент армирования:

$$\mu_{тр}^w = \frac{W_{тр} - W_d}{3nW_d}; \mu_{тр}^f = \frac{F_{тр} - F_d}{nF_d}.$$

4. Определяем требуемую площадь арматуры по большему из требуемых значений коэффициента армирования:

$$F_{тр}^a = \mu_{тр}^{\max} b h_0.$$

5. По $F_{тр}^a$ подбираем необходимое число стержней, учитывая условия их размещения в один ряд по ширине сечения. При этом следует учитывать, что наиболее эффективным и технологичным является симметричное расположение арматуры относительно нейтральной оси.

6. Определяем приведенные геометрические характеристики армированного сечения и проводим проверку прочности и деформативности по формулам (32) ... (37).

2. 14. Пример расчета треугольного армированного верхнего пояса арки

Спроектировать треугольную арку покрытия с клееным армированным верхним поясом и стальной затяжкой для покрытия отапливаемого производственного здания пролетом 18 м во Владимирской области.

Выбор конструктивной схемы

В качестве основной несущей конструкции принимаем арку (распорную систему) с верхним поясом из прямолинейных элементов прямоугольного поперечного сечения с симметричным армированием (рис. 21).

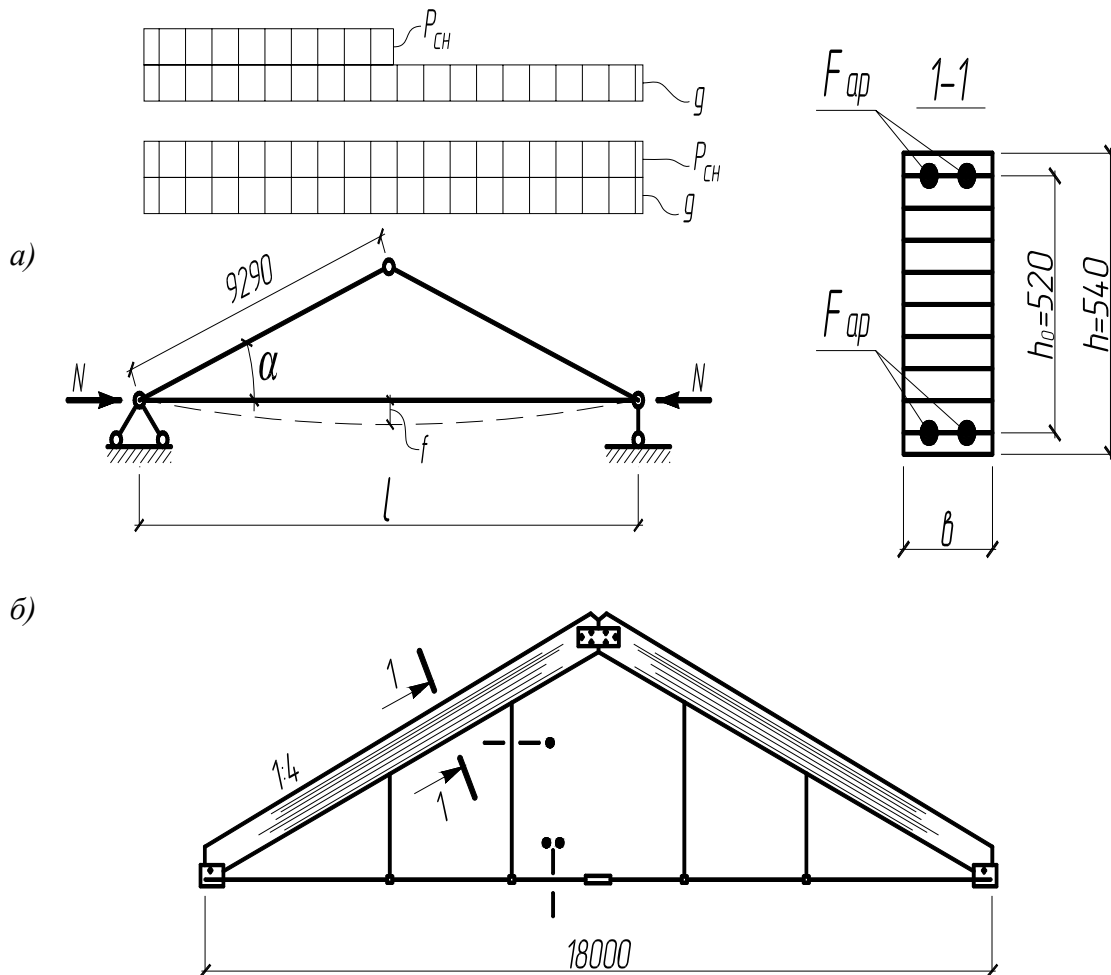


Рис. 21. Расчетная схема (а) и общий вид (б) трехшарнирной арки с клееным армированным верхним поясом и стальной затяжкой

Распор арки воспринимается стальной затяжкой. Пролет арки 18 м. Высота арки $1/8 l = 2,25$ м. Уклон верхнего пояса $\alpha = 14^\circ$; $\sin \alpha = 0,242$; $\cos \alpha = 0,97$; $\operatorname{tg} \alpha = 0,25$.

Расчетный пролет 17,7 м. Длина полуарки в осях $l_1 = l / 2 \cos \alpha = 17,7/2 \cdot 0,97 = 9,12$ м.

Расчетная нагрузка на арку составляет 12 кН/м (1200 кгс/м), в том числе временная снеговая нагрузка составляет 6,0 кН/м (600 кгс/м).

Определение усилий в элементах арки

Расчет арки ведем на два сочетания нагрузки: постоянная и временная нагрузка по всему пролету (первое сочетание) и постоянная нагрузка по всему пролету и временная на половине пролета (второе сочетание) (см. рис. 21).

При первом сочетании нагрузок:

– опорные реакции: $A = B = ql/2 = 1200 \cdot 17,7/2 = 10620$ кгс;

– распор: $H_1 = ql^2/8f = 1200 \cdot 17,7^2/8 \cdot 2,25 = 20886$ кгс (208,9 кН);

– усилие в верхнем поясе:

$$N_1 = H_1 / \cos \alpha = 20886 / 0,97 = 21532 \text{ кгс (215,3 кН).}$$

Изгибающий момент в верхнем поясе (см.рис. 2.1):

$$M_1 = ql^2/32 = 1200 \cdot 17,7^2/32 = 11748,4 \text{ кгс} \cdot \text{м (117,5 кНм).}$$

Поперечная сила в верхнем поясе у опор:

$$Q = ql/4 = 1200 \cdot 17,7/4 = 5310 \text{ кгс (53,1 кН).}$$

Сила смятия в опорном сечении верхнего пояса:

$$N_{он} = \sqrt{A^2 + H^2} = \sqrt{10620^2 + 20886^2} = 37506 \text{ кгс.}$$

При втором сочетании нагрузок:

– опорные реакции:

$$A = \frac{ql}{2} + \frac{3}{4} \cdot \frac{q_{сн}l}{2} = \frac{600 \cdot 17,7}{2} + \frac{3}{4} \cdot \frac{600 \cdot 17,7}{2} = 5310 + 3982 = 9292 \text{ кгс;}$$

$$B = \frac{ql}{2} + \frac{1}{4} \cdot \frac{q_{сн}l}{2} = \frac{600 \cdot 17,7}{2} + \frac{1}{4} \cdot \frac{600 \cdot 17,7}{2} = 6637 \text{ кгс;}$$

– усилие в затяжке:

$$H_2 = \frac{ql^2}{8f} + \frac{q_{сн}l^2}{16f} = 6962 + 11149 = 18111 \text{ кгс.}$$

Окончательно расчет ведем с учетом первого сочетания нагрузки:

подбор сечения верхнего пояса арки:

– верхний пояс принимаем прямоугольного сечения из древесины сосны 3-го сорта с двойным симметричным армированием из условия

$$n/l = \frac{1}{25} \dots \frac{1}{40} \text{ и } n/b \leq 5;$$

– принимаем $h = \frac{1}{35}l = 52 \text{ см}$; $b = 14 \text{ см}$ (из условия опирания плит покрытия).

Тогда: $F_{\text{д}} = 14 \cdot 52 = 728 \text{ см}^2$; $J_{\text{д}} = 14 \cdot 50^3 / 12 = 16403,0 \text{ см}^4$;

$W_{\text{д}} = 6309 \text{ см}^3$.

Эксцентриситет приложения продольной силы принимает равным $e = 0,2h = 10 \text{ см}$ (рис. 22).

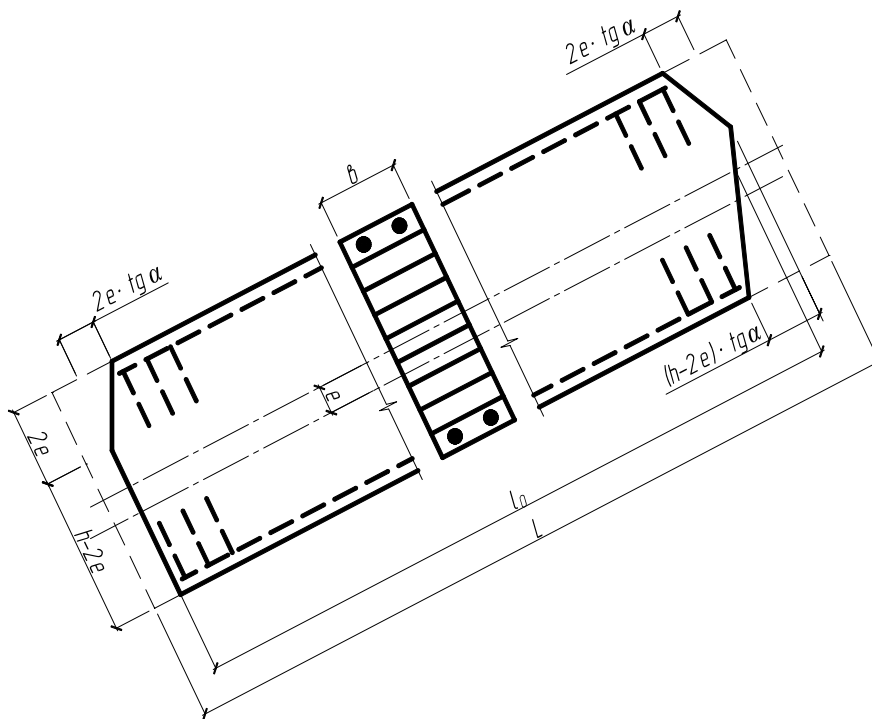


Рис. 22. Клееная заготовка верхнего пояса арки

Расчетный изгибающий момент равен:

$$M = M_1 - N_1 e = 1174800 - 21532 \cdot 10,4 = 950867 \text{ кгс} \cdot \text{см}.$$

Требуемый момент сопротивления армированного сечения верхнего пояса определим из условия:

$$W_{\text{тр}} = M / 0,8 R_{\text{и}} = 950867 / 0,8 \cdot 130 = 9143 \text{ см}^3,$$

тогда $\mu_{\text{тр}} = \frac{W_{\text{тр}} - W_{\text{д}}}{3nW_{\text{д}}} = \frac{9143 - 6309}{3 \cdot 20 \cdot 6309} = 0,01$; $F_{\text{тр}}^{\text{а}} = 0,01 \cdot 14 \cdot 52 = 7,3 \text{ см}^2$.

Принимаем $4\text{Ø}16\text{АШ}$ с $F_{\text{а}} = 8,04 > 7,3 \text{ см}^2$.

Определяем геометрические характеристики армированного сечения при $h_0 = h - d_{\text{а}} = 50,4 \text{ см}^2$ и $\mu = 8,04 / 14 \cdot 50,4 = 0,0114$;

$$J_{\text{пр}} = 14 \cdot 50,4^3 (1 + 3 \cdot 20 \cdot 0,0114) / 12 = 251525 \text{ см}^4$$
; $W_{\text{пр}} = 9981 \text{ см}^3$;

$$S_{\text{пр}} = 6472 \text{ см}^3; S_{\text{пр}}^a = nF_a h_0 / 4 = 2026 \text{ см}^3; F_{\text{пр}} = 867 \text{ см}^2;$$

$$D_{\text{расч}} = 0,9n_a \cdot 2\pi(d_a + 0,5) = 0,9 \cdot 2 \cdot 2 \cdot 3,14 \cdot (1,16 + 0,5) = 23,7 \text{ см.}$$

$$\lambda_{\text{пр}} = \eta\lambda = \lambda \sqrt{\frac{1+n\mu}{1+3n\mu}}; \text{ где } \eta = 0,85 \text{ – коэффициент приведения гибкости};$$

$$\lambda_{\text{пр}} = l_0^h \cdot \eta / \sqrt{\frac{J_{\text{пр}}}{F_{\text{пр}}}} = 9,12 \cdot 0,85 / \sqrt{\frac{251525}{866}} = 53,5 < 70,$$

$$\text{где } l_0 = l/2/\cos\alpha = 17,7/2/0,97 = 9,12 \text{ м.}$$

$$\Phi_{\text{пр}} = 1 - 0,8 \left(\frac{\lambda_{\text{пр}}}{100} \right)^2 = 0,77; \text{ тогда}$$

$$\xi = 1 - \frac{N_1}{\Phi_{\text{пр}} \cdot F_{\text{пр}} \cdot R_c} = 1 - \frac{21532}{0,77 \cdot 866 \cdot 130} = 1 - 0,25 = 0,75.$$

$$M_{\text{д}} = M / \xi = 959480 / 0,75 = 1278300 \text{ кгс} \cdot \text{см.}$$

При $m_{\text{дл}} = 0,7$ определяем коэффициенты перераспределения усилий:

$$K_{\text{дл}}^{\text{д}'} = \frac{1+n\mu}{1+n\mu/m_{\text{дл}}} = \frac{1+20 \cdot 0,0114}{1+20 \cdot 0,0114/0,69} = 0,91;$$

$$K_{\text{дл}}^{\text{д}''} = \frac{1+3n\mu}{1+3n\mu/m_{\text{дл}}} = \frac{1+3 \cdot 20 \cdot 0,0114}{1+3 \cdot 20 \cdot 0,0114/0,69} = 0,83;$$

$$K_{\text{дл}}^{\text{а}'} = \frac{1+n\mu}{m_{\text{дл}} + n\mu} = \frac{1+20 \cdot 0,0114}{0,69 + 20 \cdot 0,0114} = 1,33;$$

$$K_{\text{дл}}^{\text{а}''} = \frac{1+3n\mu}{m_{\text{дл}} + 3n\mu} = \frac{1+3 \cdot 20 \cdot 0,0114}{0,69 + 3 \cdot 20 \cdot 0,0114} = 1,22.$$

Проверяем прочность сечений верхнего пояса:

а) по древесине:

$$\left(\frac{N_1}{F_{\text{пр}}} K_{\text{дл}}^{\text{д}'} + \frac{M_{\text{д}}}{W_{\text{пр}}} \right) K_{\text{дл}}^{\text{д}''} = \frac{21532 \cdot 0,92}{866} + \frac{1278300 \cdot 0,84}{9981} = 121 \leq R/\gamma_n = 110/0,95 = 115,8 \text{ кгс/см}^2;$$

б) по арматуре:

$$\left(\frac{N_1 \cdot K_{\text{дл}}^{\text{а}'}}{F_{\text{пр}}} + \frac{M_{\text{д}} \cdot K_{\text{дл}}^{\text{а}''}}{W_{\text{пр}}} \right) n = \left(\frac{21532 \cdot 1,33}{867} + \frac{1278300 \cdot 1,22}{9981} \right) 20 = 3785 < R_a = 3750/0,95 = 3950 \text{ кгс/см}^2;$$

в) опорное сечение на скалывание:

$$\frac{QS_{\text{пр}} K_{\text{дл}}''}{\xi J_{\text{пр}} b_{\text{расч}}} = \frac{5310 \cdot 6472 \cdot 0,84}{0,75 \cdot 251525 \cdot 14} = 11 \leq \frac{R_{\text{ск}}}{\gamma_n} = 15/0,95 = 15,8 \text{ кгс/см}^2;$$

г) клеевой шов, соединяющий арматуру с древесиной:

$$\frac{QS_{\text{пр}}^a K_{\text{дл}}^{a''}}{\xi J_{\text{пр}} D_{\text{расч}}} = \frac{5310 \cdot 2026 \cdot 1,22}{0,75 \cdot 251525 \cdot 23,7} = 2,93 < 15,8 \text{ кгс/см}^2;$$

д) устойчивость плоской формы изгиба при раскреплении верхнего пояса через $l_p = 1,5$ м: $l_p = 150 < 70b^2/h = 264$ смобеспечена;

е) проверка прогиба верхнего пояса арки:
рассмотрим полуарку как балку на 2-х опорах, нагруженную нормативной равномерной распределенной нагрузкой и двумя разгружающими моментами N_e , действующими на концах полуарки:

$$f_0/e_1 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^H l_1^2}{E_d J_{\text{пр}}} - \frac{2N_1^H e \cdot l_1}{16E_d J_{\text{пр}}} = \frac{l_1}{8E_d J_{\text{пр}}} \left(\frac{5q^H l_1^2}{48} - N_1^H e \right) = \frac{1}{298}$$

$$\text{или } f_0 = 2,97 \text{ см; } f = f_0/\xi = 2,97/0,75 = 3,96 \text{ см} = \frac{1}{222} l_1.$$

Расчет затяжки из стали класса А III

$$F_{\text{тр}} = \frac{H_1}{Rm_B} = \frac{20886}{3750 \cdot 0,85} = 6,55 \text{ см}^2 \text{ принимаем } 2\text{Ø}22 \text{ А III с } F_a = 7,4 \text{ см}^2,$$

где $m_B = 0,85$ – коэффициент, учитывающий работу параллельных ветвей.

В середине пролета ветви затяжки объединяются муфтой, соединяющей резьбовые стержни, приваренные к ветвям затяжки. Требуемая площадь резьбового стержня из ст. кл. А I составляет:

$F_{\text{пр}} = H_1 / R_1 \cdot 0,8 = 20886/1700 \cdot 0,8 = 15,4 \text{ см}^4$, где 0,8 – коэффициент, учитывающий ослабление резьбой.

Принимаем Ø50 с $F_{\text{бр}} = 19,62 \text{ см}^2$, тогда $F_{\text{расч}} = 0,8 \cdot 19,62 = 15,7 \text{ см}^2 > 15,4 \text{ см}^2$.

Суммарная длина сварных швов, соединяющих резьбовой стержень с затяжкой $l = 4 \times 10 = 40$ см. Усилие, передаваемое на 1 см шва, составляет 530 кгс (5,4 кН), при требуемой высоте катета шва $h_{\text{ш}} = 0,51$ см принимаем $h_{\text{ш}} = 0,8$ см.

Стяжную муфту выполняем из толстостенной трубы с толщиной стенки 10 мм. Площадь сечения муфты (с учетом ослабления отверстием Ø14 мм для воротка):

$$F_M = \pi(D^2 - d^2) \cdot 4 - 2 \cdot 1,4 \cdot 10 = 16,88 > 15,7 \text{ см}^2.$$

Расчет опорного узла

Опорный узел (рис. 23) решаем в виде стального башмака с высотой опорной части, равной: $h_0 = 2 \cdot 0,15h_0 = 52 - 2 \cdot 0,15 \cdot 52 = 36,4$ см.

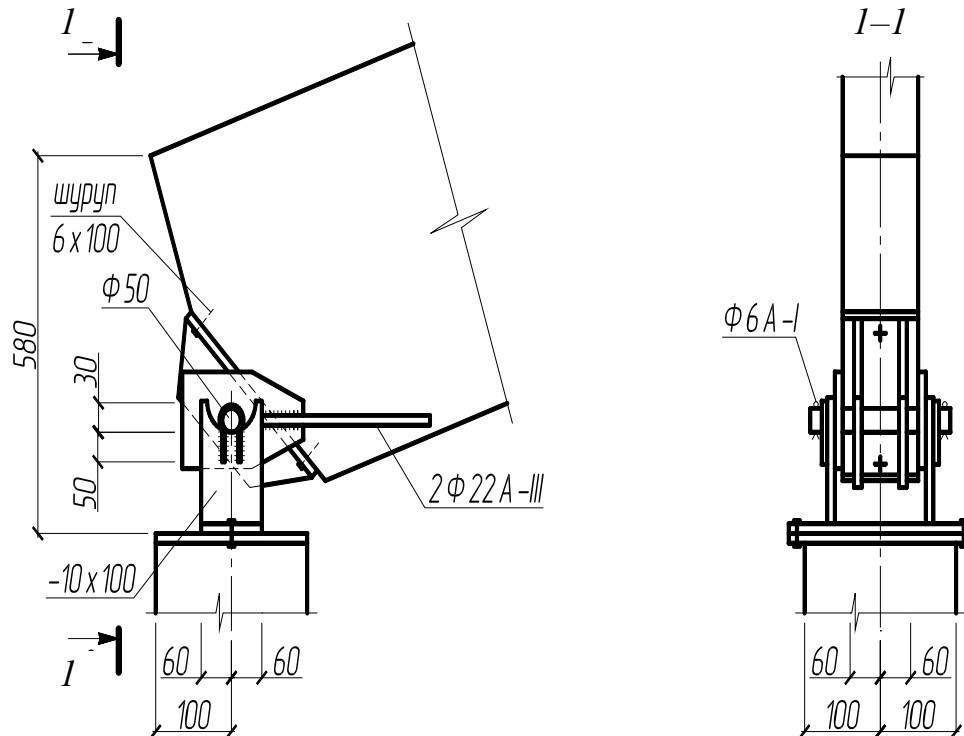


Рис. 23. Опорный узел треугольной арки с клееным армированным верхним поясом

Продольная снижающая сила $N_1 = 21532$ кгс (215,3 кН).

Угол между направлением волокон древесины и нормалью к опорной площадке принимаем равным 0° , тогда $R_{см} = R_c = 110$ кгс/см² (11 МПа).

При этом напряжения смятия составляет:

$$N_1 / F_{см} = 21532 \cdot 14 \cdot 36,4 = 4,22 < R_c = 11 \text{ МПа.}$$

Опорный башмак изготавливается из листовой стали кл. 38/23. Толщину опорной пластины принимаем равной 12 мм. Высоту боковых стенок назначаем равной ширине сечения верхнего пояса – 140 мм, толщина – 8 мм. Опорные ребра башмака принимаем сечением 10 x 100 мм. Высота опорных ребер составляет 200 мм.

Диаметр опорного валика определяем из условий среза:

$$d_{ср}^{тр} = \sqrt{\frac{4N_1}{\pi R_{ср}}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 21532}{3,14 \cdot 1300}} = 4,59 \text{ см;}$$

и смятия:

$$d_{\text{см}}^{\text{тр}} = \frac{Q_1}{\Sigma \delta \cdot R_{\text{см}}} = \frac{5310}{2 \cdot 3400} = 0,78 \text{ см.}$$

Принимаем опорный валик диаметром 5 см. Проверим устойчивость ребер башмака:

$$Q_1 / \varphi F_p = \frac{5310}{0,868 \cdot 2 \cdot 1 \cdot 10} = 622 < R = 2100 \text{ ктс/см}^2,$$

где φ определяется в зависимости от гибкости ребер:

$$\lambda_p = 0,7l / 0,289\delta = 0,7 \cdot 20 / 0,289 \cdot 1 = 48,5.$$

После укрупнительной сборки и монтажа арки башмак крепится к опорным ребрам с помощью крепежных скоб $\varnothing 10$ А I (см. рис. 23).

Требуемая площадь пластин, крепящих затяжку к башмаку:

$$F_{\text{пл}}^{\text{тр}} = H_1 / R_m = 2088 / 2100 \cdot 0,85 = 11,7 \text{ см}^2.$$

Принимаем пластины сечения 12 x 110 мм длиной 250 мм. При этом расчетная площадь сечения с учетом ослабления отверстием под валик $d_{\text{отв}} = 52$ мм:

$$F_{\text{нф}} = 1,2(11 - 5,2) \cdot 2 = 13,9 > 11,7 \text{ см}^2.$$

Расчетное усилие в сварных швах, соединяющих затяжку с пластинами с учетом $m_B = 0,85$:

$$N_{\text{ш}} = H_1 / m_e = 20886 / 0,85 = 24572 \text{ ктс.}$$

Суммарная длина сварных швов:

$$l_{\text{ш}} = (15 - 2) \cdot 4 = 52 \text{ см.}$$

Усилие на 1 см шва составляет

$$N'_{\text{ш}} = \frac{24572}{52} = 472 \text{ ктс/см.}$$

Требуемая высота шва:

$$h_{\text{ш}} = N'_{\text{ш}} / 0,5R_{\text{ср}} = 472 / 0,5 \cdot 500 = 0,62 \text{ см,}$$

где 0,5 – коэффициент расчетной высоты шва, соединяющего круглый стержень с пластиной.

Конструктивно принимаем $h_{\text{ш}} = 0,8$ см.

Расчет конькового узла

Коньковый шарнирный узел (рис. 24) решаем с помощью стального башмака, состоящего: из упорной пластины размером 10 x 364 мм, боковых

пластин толщиной 8 мм, боковых пластин шарнира общей толщиной 2 x 10 мм и средней пластины толщиной 20 мм. Элементы башмака соединяются сварным швом $h_{ш} = 6$ мм.

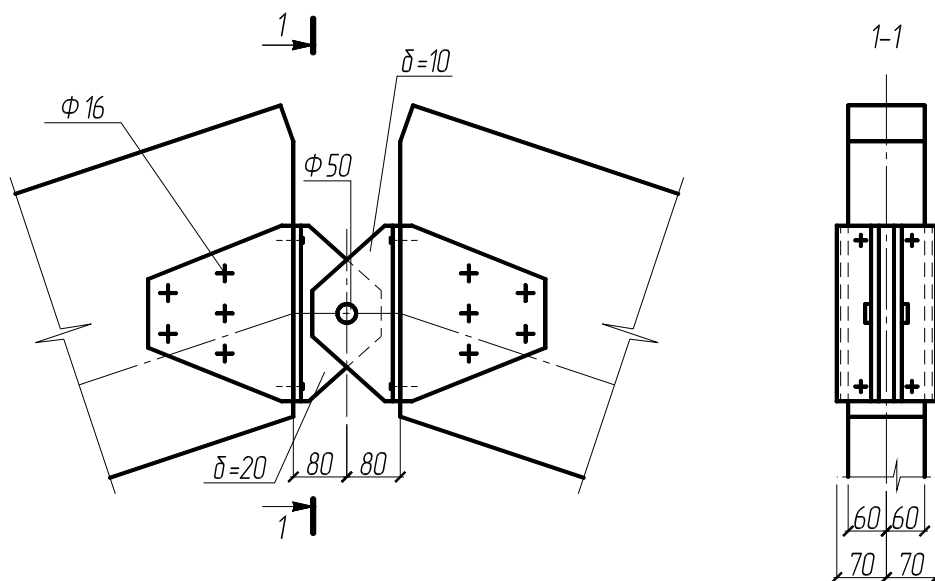


Рис. 24. Коньковый узел треугольной арки с клееным армированным верхним поясом

Диаметр шарнирного валика принимаем равным 50 мм (см. расчет опорного узла).

Определяем диаметр болтов, крепящих башмак к верхнему поясу и воспринимающих поперечную силу при одностороннем нагружении снеговой нагрузкой при угле смятия древесины: $\alpha = 90 - 14 = 76^\circ$,

$$Q = gl/8 = 600 \cdot 17,7/8 = 1327 \text{ ктс};$$

из условия изгиба болта $T_{и} \leq 250d^2 \sqrt{K_\alpha}$ имеем

$$d_{тр} = \sqrt{\frac{1327}{2 \cdot 250 \cdot \sqrt{0,6}}} = 1,86 \text{ см.}$$

Принимаем 2 болта диаметром 20 мм.

Устойчивость опорных пластин конькового шарнира проверяем по формуле

$$N_1 / \varphi F = 21532 / 0,942 \cdot 2 \cdot 1 \cdot 36,4 = 315 < R = 2100 \text{ ктс/см}^2;$$

где φ определяется в зависимости от гибкости пластин:

$$\lambda = 0,7 \cdot 12,5 / 0,289 \cdot 1 = 30,3.$$

Опорную плоскость узла не проверяем на смятие, т. к. прочность узла обеспечена (см. расчет опорного узла арки).

Контрольные вопросы

1. Дать определение ползучести древесины.
2. Какие существуют стадии напряженно-деформированного состояния АДК?
3. Виды армирования деревянных конструкций.
4. Особенности расчета АДК.
5. Порядок расчета конструкций при изгибе.
6. Особенности проектирования балок с групповым армированием.
7. Назовите основные положения расчета изгибаемых конструкций при длительном действии нагрузки.

Глава 3. НЕСУЩИЕ КЛЕЕНЫЕ АРМИРОВАННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

3.1. Номенклатура клееных армированных конструкций для производственных и складских зданий

Применение клееной армированной древесины в несущих конструкциях зданий и сооружений позволяет увеличивать пролет конструкций, уменьшать рабочую высоту и ширину сечения, монтажную массу, расход древесины. Кроме того, сокращается расход высококачественной древесины, обычно применяемой в растянутой зоне деревянных конструкций, за счет использования древесины 2 и 3-го сорта, и уменьшается ширина используемого пиломатериала на 1 – 2 порядка, поскольку ширина сечений армированных конструкций обычно не превышает 170 мм (для серийных конструкций).

При одинаковой с клееными конструкциями прочности и жесткости армированные требуют древесины на 30 – 40 % меньше, что снижает приведенные затраты на 12 – 18 % на 1 м³ конструкции (при увеличении трудозатрат на изготовление на 10 – 15 %), приводит к уменьшению монтажной массы на 10 – 12 %, строительной высоты на 20 – 28 % [13, 25].

Индустриальные клееные армированные деревянные конструкции могут применяться в полносборном строительстве для покрытий одно- и многопролетных каркасных зданий различного назначения с шагом от 3 до 12 м. Каркасы зданий при этом выполняют как цельнодеревянными из клееной или армированной древесины, так и смешанными с железобетонными или стальными колоннами и стойками.

В табл. 1 приведена номенклатура несущих и ограждающих клееных армированных деревянных конструкций.

Применение клееных армированных конструкций в строительстве дает возможность повысить эффективность использования древесины с сохранением всех основных свойств, присущих деревянным конструкциям, при большей надежности и долговечности.

Разработка новых видов и освоение промышленностью производства клееных армированных конструкций позволит с учетом реальной обстановки уточнить область их применения и номенклатуру.

Клееные армированные деревянные конструкции

| Наименование | Пролет, м | Расчетные нагрузки кН/м | Поперечное сечение | Армирование | Относительная высота сечения | Относительная ширина сечения | Коэффициент армирования, % | Коэффициент собственной массы, % |
|---|-----------|-------------------------|------------------------|---|------------------------------|------------------------------|----------------------------|----------------------------------|
| Однопролетные балки постоянной высоты | 6 – 30 | 9 – 27 | Прямоугольное сплошное | Двойное симметричное | 1/15–1/20 | 1/6–1/8 | 1,2–3,5 | 4 – 7 |
| Двускатные балки | 12 – 24 | 9 – 27 | То же | Одиночное растянутой зоны | 1/12–1/17 | 1/6–1/8 | 1,2–2,5 | 4 – 7 |
| Двускатные гнутоклееные балки постоянной высоты | 12 – 27 | 9 – 18 | « « | Двойное симметричное | 1/15–1/25 | 1/6–1/8 | 1,2–3,0 | 4 – 7 |
| Одно- и двухконсольные балки | 12 – 24 | 9 – 27 | « « | То же | 1/17–1/25 | 1/6–1/8 | 1,2–3,5 | 3,5 – 6 |
| Двухпролетные балки постоянной высоты | 6 – 18 | 9 – 27 | « « | « « | 1/17–1/30 | 1/6–1/8 | 1,0–3,5 | 3,5 – 6 |
| Треугольные арки с затяжкой | 12 – 30 | 9 – 24 | « « | Двойное несимметричное | 1/30–1/55 | 1/5–1/7 | 1,5–3,0 | 2 – 4 |
| Треугольные стрельчатые арки | 18 – 36 | 9 – 18 | « « | То же | 1/35–1/60 | 1/5–1/7 | 1,2–3,0 | 2 – 4 |
| Трехшарнирные арки криволинейного очертания | 18 – 60 | 9 – 18 | Прямоугольное сплошное | Двойное симметричное или несимметричное | 1/40–1/60 | 1/4–1/6 | 1,5–3,0 | 2 – 4 |
| Двухшарнирные арки криволинейного очертания | 18 – 60 | 9 – 18 | То же | То же | 1/45–1/65 | 1/4–1/6 | 1,5–3,0 | 2 – 4 |
| Гнутоклееные трехшарнирные рамы с постоянной высотой сечения | 18 – 60 | 9 – 18 | « « | « « | 1/20–1/35 | 1/5–1/7 | 1,0–3,0 | 4 – 8 |
| Трехшарнирные рамы из прямолинейных элементов с армированным карнизным узлом | 18 – 42 | 9 – 18 | « « | « « | 1/20–1/25 | 1/5–1/7 | 2,0–4,0 | 4 – 8 |
| Колонны (стойки) постоянного сечения | 4 – 8 | – | Прямоугольное | « « | 1/10–1/15 | 1/4–1/5 | 1,5–3,0 | 5 – 10 |
| Ступенчатые колонны | 8 – 15 | – | То же | То же | 1/10–1/15 | 1/4–1/5 | 1,5–3,0 | 5 – 10 |
| Плиты покрытий под кровлю из асбестоцементных листов, профилированного настила или рулонную | 6 – 12 | – | « « | Двойное симметричное | 1/35–1/40 | – | 2,0–4,0 | – |

3.2. Клееные армированные деревянные балки

Традиционные несущие строительные конструкции – балки одно- и многопролетные, консольные и др.

Клееными армированными балками перекрывают пролеты от 6 до 24 м при нагрузках до 24 – 30 кН/м, включая нагрузку от подвесного потолка, кранового и другого оборудования. По балкам устраивают беспрогонное или прогонное покрытие под рулонную кровлю.

Наиболее долговечными, технологичными, транспортабельными и удобными при эксплуатации считаются балки прямоугольного сечения с симметричным армированием, стержнями из горячекатаной арматурной стали периодического профиля.

Размеры поперечного сечения балок назначают из условия обеспечения достаточной прочности и жесткости конструкции. Относительную высоту сечения (отношение расчетной высоты к пролету) в зависимости от нагрузки принимают равной $1/15 - 1/20$ для главных и $1/25 - 1/35$ пролета для второстепенных балок. Относительную ширину сечения (отношение расчетной ширины к высоте) принимают равной не менее $1/6$, хотя при соответствующей проверке устойчивости плоской формы изгиба это соотношение может быть уменьшено до $1/8$.

Клееные армированные балки преимущественно проектируют постоянной высоты сечения. Рациональными следует считать и двускатные балки с симметричным двойным или одиночным армированием (см. рис. 19). При отработанной технологии изготовления конструкций перспективны гнутоклееные армированные балки со стрелой подъема, равной $1/40 - 1/50$ пролета, что при постоянной высоте сечения позволяет получить уклон кровли $1/20 - 1/25$ пролета.

Клееные армированные балки с одной или двумя консолями могут применяться в покрытии одно- и трехпролетных зданий.

Перспективным является разработка балок с армированием на части длины и групповым армированием (см. рис. 18; 19 *а, б*). С целью повышения надежности балок армирование следует выполнять полукаркасами с поперечной арматурой, установленной перпендикулярно или под углом 45° к продольной оси балки, или располагать растянутую арматуру по траектории главных напряжений или деформаций.

Опытное проектирование клееных армированных балок постоянной высоты сечения пролетом 12 – 24 м позволило определить основные технико-экономические характеристики в зависимости от пролета и расчетной нагрузки.

Экономия древесины при этом может составить 20 – 30 % при коэффициенте армирования 1,2 – 3,5 %. Монтажная масса балок при армировании снижается на 10 – 22 %.

3.3. Клееные армированные арки

Трехшарнирные арки относятся к числу наиболее эффективных строительных конструкций, так как при сравнительно небольшом расходе материалов и простой конструкции обладают высокой прочностью и надежностью [5, 8]. Применяются арки в покрытиях пролетом от 12 до 36 м с шагом 3 – 6 м. В зависимости от назначения распор, возникающий в арках, воспринимается затяжкой или фундаментом (рис. 25).

Минимальное значение стрелы подъема арок должно составлять $1/8$ пролета (из условия обеспечения необходимого уклона для кровли из штучных материалов, например профилированного настила, волнистых асбестоцементных листов и т. п.).

Сечение армированных элементов верхнего пояса арок рационально выполнять прямоугольным с относительной высотой $1/35 – 1/70$ пролета, в устойчивости из плоскости действия изгибающего момента соотношение между расчетной высотой сечения и шириной должно быть не менее 5, при меньших значениях необходимо проводить проверку устойчивости плоской формы изгиба.

Армирование сечений элементов арки целесообразно выполнять как двойным симметричным, так и несимметричным с большим количеством арматуры в сжатой зоне при $F_{ac} / F_a = 0,6–0,8$.

Затяжку арок рационально выполнять из круглой гладкой стали или из стали периодического профиля, предусматривая устройство натяжной муфты, которая обеспечивает возможность подтягивания затяжки в процессе монтажа и эксплуатации. Для предотвращения провисания затяжки устраиваются металлические подвески. При особых условиях эксплуатации и для экономии металла затяжка может выполняться из клееной древесины.

С целью создания в элементах верхнего пояса арок разгружающего момента (для треугольных распорных систем) взаимный упор армированных элементов в коньковом узле и в опорных башмаках осуществляется частью сечения, что создает внецентренное приложение продольной сжимающей силы. Эксцентриситет приложения продольной силы обычно принимают равным $0,15 – 0,2$ расчетной высоты сечения.

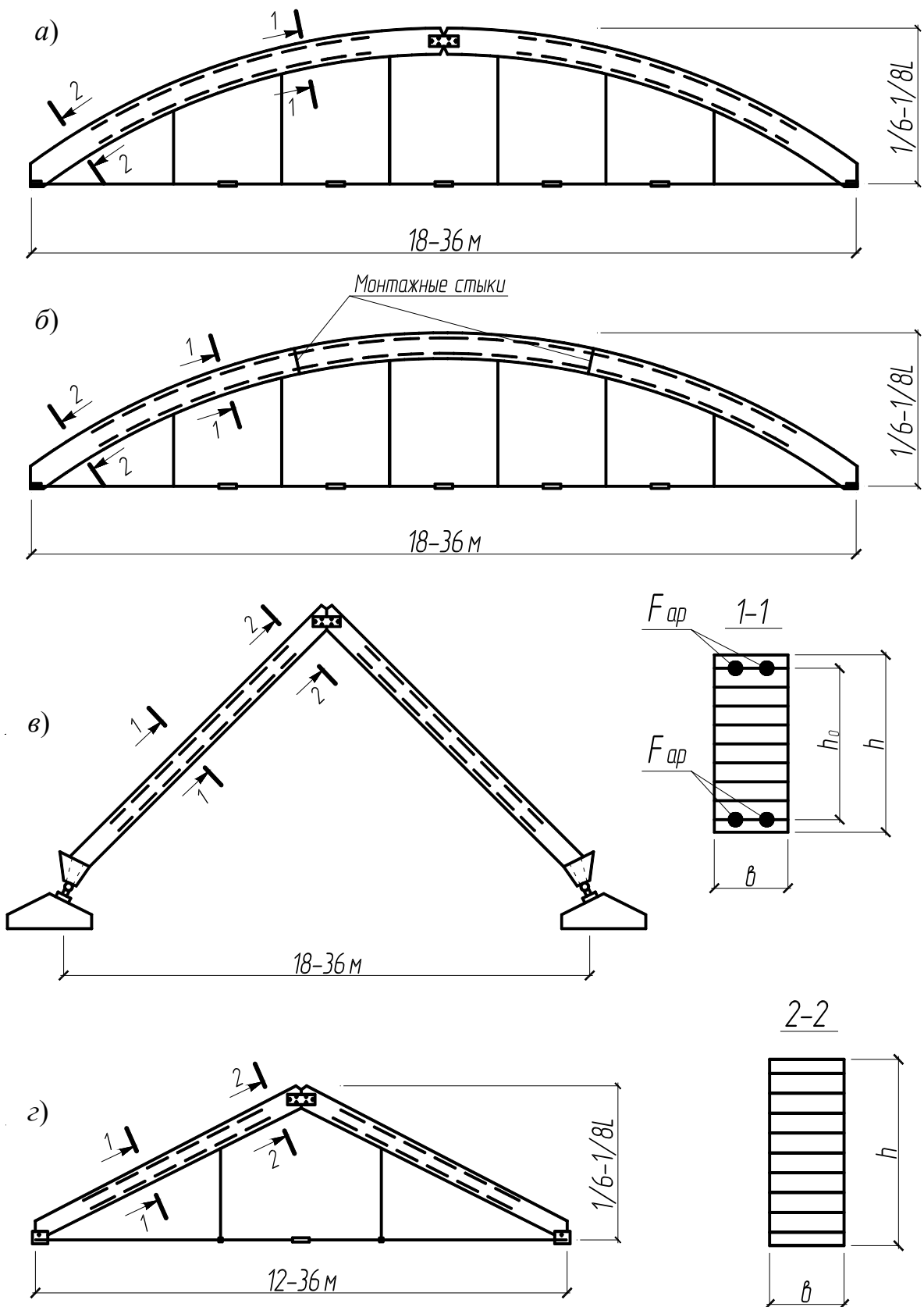


Рис. 25. Клееные армированные деревянные арки: а – треугольная; б – треугольная стрельчатая; в – двухшарнирная криволинейная; г – трехшарнирная криволинейная

В целом арки с клееными армированными поясами имеют высокие технико-экономические показатели, что позволяет использовать их в качестве несущих конструкций большинства типов производственных, сельскохозяйственных, складских зданий и комплексов.

Расчет треугольных арок с клееными армированными поясами ведется в предположении упругой работы материалов при двух сочетаниях нагрузок: постоянной и временной по всему пролету; постоянной по всему пролету и временной на половине пролета.

3.4. Клееные армированные деревянные рамы

Клееные деревянные рамы относятся к наиболее распространенным типам несущих конструкций. Рамы довольно хорошо вписываются в поперечник большинства производственных, общественных и складских зданий, поскольку стойки позволяют устраивать вертикальные стеновые ограждения, а ригели – требуемое покрытие.

В строительстве применяют в основном однопролетные трех- и двухшарнирные рамы на пролетах от 12 до 30 м. При этом высота поперечного сечения рам в зоне действия наибольших изгибающих моментов (обычно в зоне карнизного узла) достигает $1/20 - 1/35$ пролета, что характеризуется спецификой рам и должно учитываться при проектировании.

Армирование клееных рам позволяет решить две задачи: получить сборный карнизный узел, равнопрочный с основным сечением, и эффективное решение конструкции из прямолинейных клееных элементов постоянной высоты сечения, что достигается армированием ригеля и стойки в зоне наибольшего изгибающего момента (рис. 26).

Возможность создания сборного карнизного узла позволяет собирать раму из прямолинейных элементов, упростить технологию изготовления и транспортировки конструкций (в отличие от гнутоклееных и рам с фиксированным карнизным узлом, выполненным на заводе). Решение рамы из армированных элементов постоянной высоты сечения (гнутоклееных и прямолинейных) также значительно упрощает технологию изготовления, повышает качество и надежность конструкции.

Расчет рам ведется по первой группе предельных состояний при двух сочетаниях нагрузок: постоянной и временной по всему пролету; постоянной по всему пролету и временной (снег) на половине пролета. Элементы рам работают при сложном напряженно-деформированном состоянии, рассчитываются на сжатие с изгибом.

При просчете рам со сборным карнизным узлом необходимо учитывать упругую податливость закладных деталей и арматуры в узле, что обычно приводит к уменьшению узлового и к увеличению пролетного изгибающих моментов.

Применение клееных армированных рам в строительстве позволяет сократить трудозатраты при изготовлении и монтаже на 5 – 12 %, расход клееной древесины – на 15 – 17 %.

3.5. Клееные армированные колонны и стойки

В качестве основных несущих конструкций каркасов деревянных зданий и сооружений, а также второстепенных элементов целесообразно использовать клееные армированные колонны и стойки высотой до 12 – 15 м постоянной высоты сечения или ступенчатые (рис. 27).

Сечение колонн и стоек обычно выполняется прямоугольным (сплошным или коробчатым) с относительной высотой $1/10 - 1/15$. Из условия обеспечения устойчивости ширина колонн и стоек должна быть не менее $1/5$ высоты сечения.

Колонны и стойки, как правило, испытывают совместное действие продольной сжимающей силы и изгибающего момента, и их прочность и деформативность следует рассчитывать на сжатие с изгибом.

Армирование сечений следует выполнять как симметричным для колонн и стоек, так и несимметричным для колонн с большим количеством арматуры в сжатой зоне при соотношении $F_{ac} / F_a = 0,6 - 0,8$.

При армировании необходимо учитывать характер распределения усилий по высоте конструкций и выполнять его лишь в зоне наибольших усилий, обычно на $1/2 - 1/3$ высоты колонны от основания.

Конструкция армированных колонн и стоек позволяет осуществлять их жесткое присоединение к фундаменту с использованием выпусков арматуры или специальных закладных деталей и анкерных болтов.

В зданиях с мостовыми кранами грузоподъемностью до 50 кН (5 тс) рационально применять ступенчатые колонны, армированные на высоту, равную высоте подкрановой ветви.

В месте опирания колонн и стоек на фундаменты необходимо устраивать оклеечную гидроизоляцию, а само опирание осуществлять на отметке не менее 0,15 м от уровня пола.

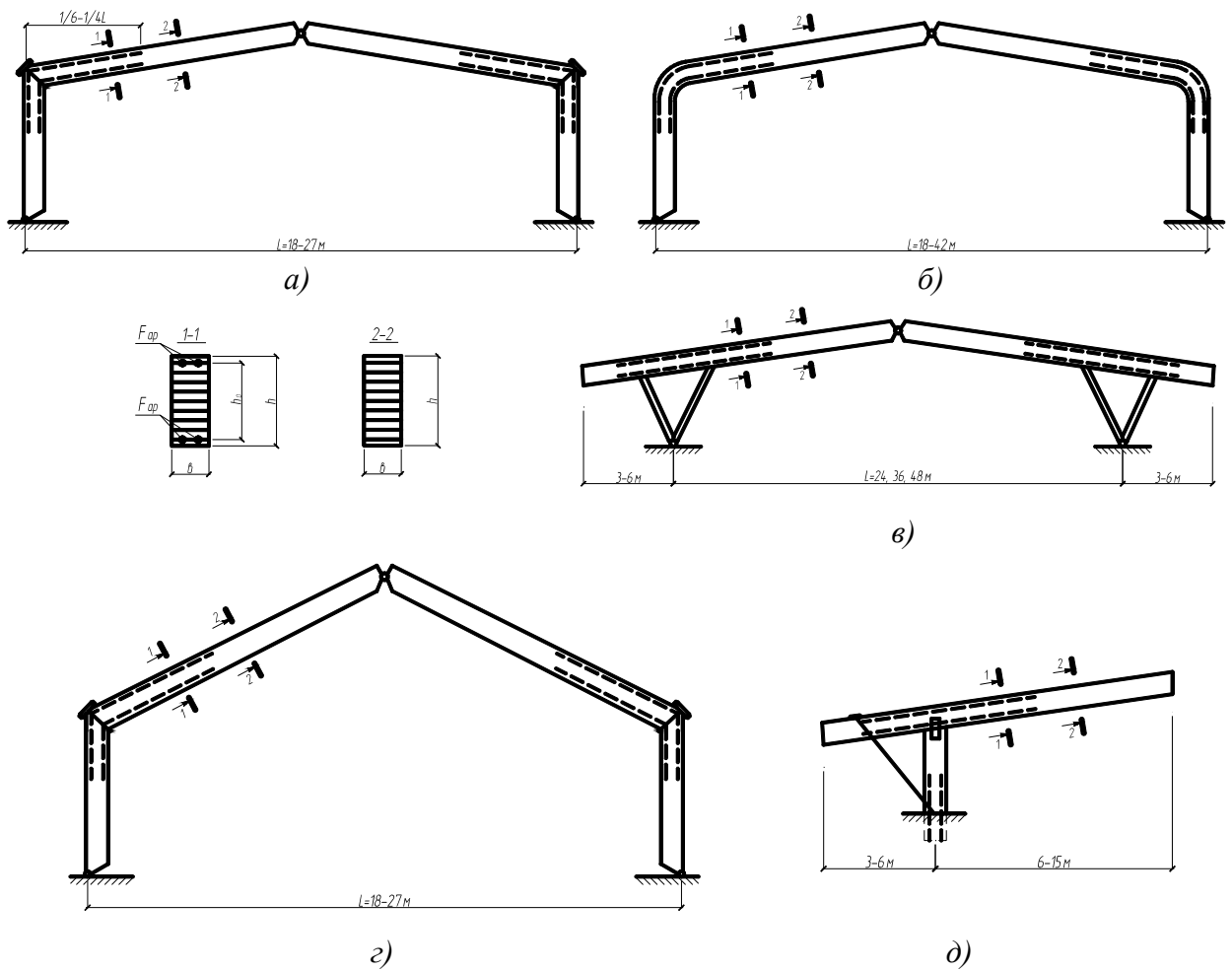


Рис. 26. Клееные армированные деревянные рамы: а – из прямолинейных элементов; б – гнукотклееная; в – с V-образными стойками; г – стрельчатая; д – консольная

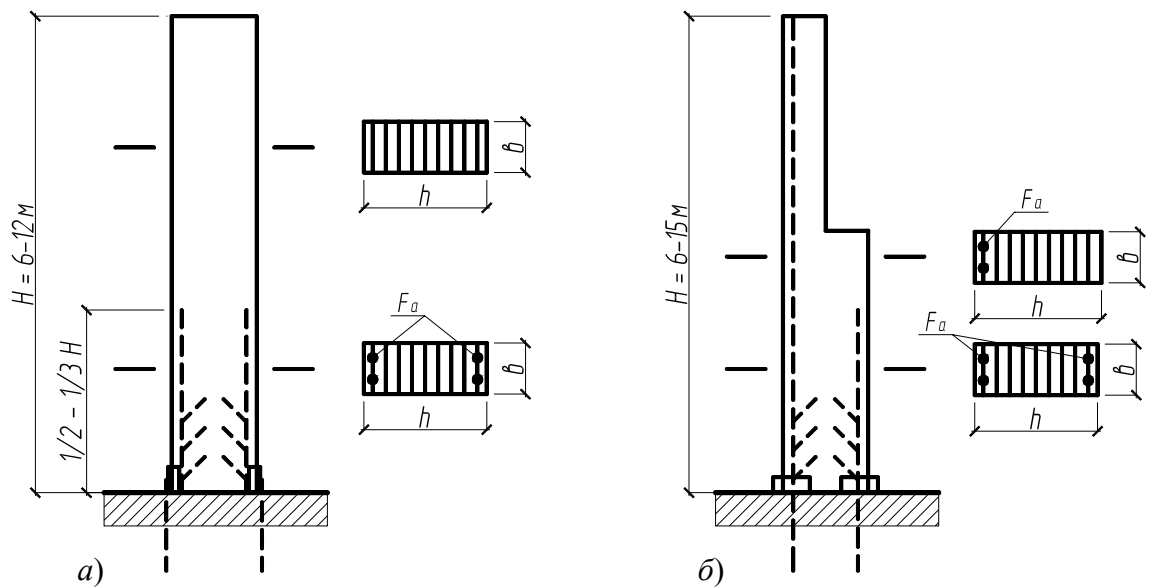


Рис. 27. Клееные армированные колонны и стойки: а – постоянного сечения; б – ступенчатые

Контрольные вопросы

1. Какой сорт древесины используют при проектировании АДК?
2. Какие пролеты можно перекрывать АДК?
3. Какова высота сечения АДК?
4. В каких пределах находится коэффициент армирования АДК?
5. Номенклатура несущих и ограждающих АДК.
6. Насколько можно сократить расходы древесины при проектировании армированных треугольных арок?

Глава 4. ТЕХНОЛОГИЯ ИЗГОТОВЛЕНИЯ АДК

4.1. Особенности технологии изготовления армированных деревянных конструкций

В современных условиях наиболее технологичны и широко освоены клееные деревянные конструкции прямоугольного сечения, поэтому целесообразно применять такие сечения и для армированных конструкций. Кроме того, прямоугольное сечение более массивное по сравнению с корчатым или двутавровым, полнее отвечает требованиям долговечности и огнестойкости, предъявляемым сегодня к несущим деревянным конструкциям.

Поскольку технология изготовления клееной заготовки армированной конструкции отличается от обычной лишь тем, что в крайние грани сечения клеиваются арматурные стержни или полукаркасы, рассмотрим особенности изготовления, связанные с процессом клеивания и защиты арматуры. При изготовлении армированных деревянных конструкций следует учитывать, что габариты сечений клееных заготовок значительно меньше, чем габариты аналогичных неармированных конструкций. Так, высота сечений заготовок армированных конструкций меньше на 20 – 30 %, а ширина обычно составляет 120 – 170 мм, монтажная масса на 30 – 40 % меньше, чем у неармированных конструкций. Это приводит к снижению трудозатрат на изготовление клееных заготовок, позволяет увеличить оборачиваемость и производительность прессового оборудования.

При изготовлении армированных конструкций наиболее трудоемок процесс клеивания арматуры, который включает: операции приготовления клеевой композиции для склеивания арматуры с древесиной; фрезерование пазов по пластикам досок для арматуры; сверление отверстий для поперечных стержней; подготовку арматуры (резку и сращивание по длине, очистку от загрязнений, обезжиривание, сварку полукаркасов); нанесение клеевой композиции, укладку и запрессовку стержней арматуры или арматурных полукаркасов.

Операции по фрезерованию пазов, укладке и запрессовке арматуры можно выполнять, выбрав один из двух вариантов. Первый вариант: на склеенных заготовках полного габарита, имеющих заданную высоту и ширину конструкции, что весьма трудоемко (рис. 28, а), так как связано с необходимостью кантовать заготовку при двухстороннем армировании и повторно использовать прессовое оборудование. На отдельных плетях (доски, стыкованные по длине с пазами и остроганные), которые при сборке клееного пакета укладываются в крайние зоны (рис. 28, б). Второй вариант изготовления более рациональный, так как позволяет выделить операции по вклеиванию арматуры и провести их параллельно другим операциям по изготовлению клееной конструкции, однако затрудняет армирование полукаркасами с поперечной арматурой. Рационально с конструктивной и технологической точек зрения армирование конструкций по боковым поверхностям при ширине сечения до 100 – 150 мм. В этом случае пазы под арматуру фрезеруются по боковым поверхностям заготовки, которая лежит плашмя, причем растянутая арматура располагается по линии главных растягивающих деформаций (рис. 28, в). При подобном решении армирования возможно применение конструкций составного по ширине сечения (рис. 28, г), что позволит получить сечение шириной 200 мм и более и значительно сократить расходы на изготовление, т.к. отпадает необходимость кантовать конструкцию при вклеивании стержней с выдержкой в каждой позиции 10 – 12 часов. При этом в целях повышения огнестойкости конструкций арматуру размещают внутри составного сечения. Составные по ширине армированные элементы соединяют стяжными болтами диаметром 14 – 16 мм через 2 – 3 метра по длине, причем болтовые соединения с этой же целью целесообразно утапливать в древесину и закрепить деревянными пробками (см. рис. 28, г).

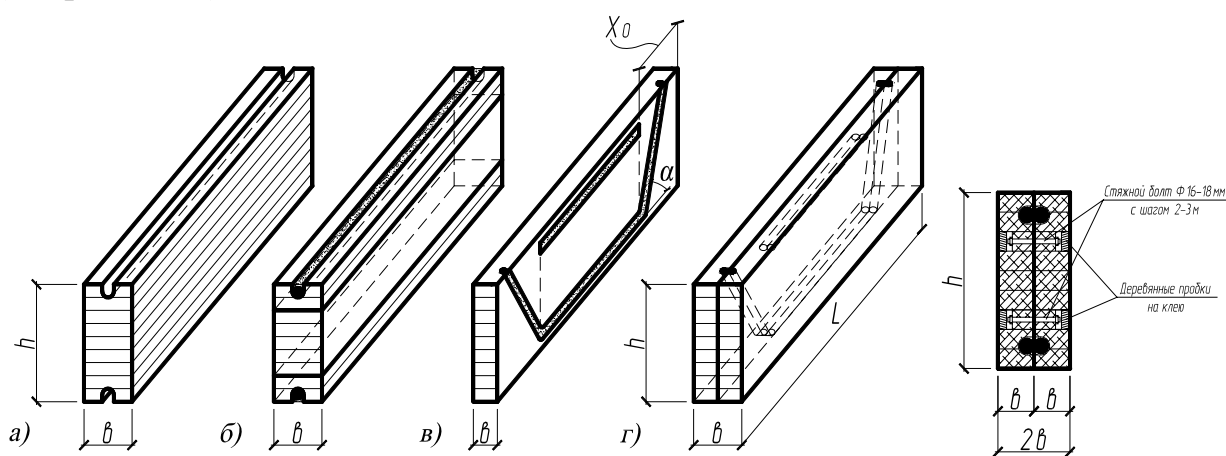


Рис. 28. Технологические варианты изготовления деревянных армированных балок

Арматурные стержни обычно клеивают в пазы, расположенные в один ряд по ширине сечения и фрезерованные по длине пластин или образованные отдельными брусками толщиной, равной наружному диаметру арматуры. Форму и размеры паза выбирают, исходя из условий обеспечения надежного склеивания арматуры с древесиной и минимального расхода клеевого состава.

Обычно этим требованиям отвечают пазы прямоугольного и полукруглого профилей (рис. 29). При этом размеры паза (ширина и глубина) принимаются равными $d_a + 5$ мм, где d_a – диаметр арматуры. Расстояние между осями стержней должно быть не менее двух диаметров.

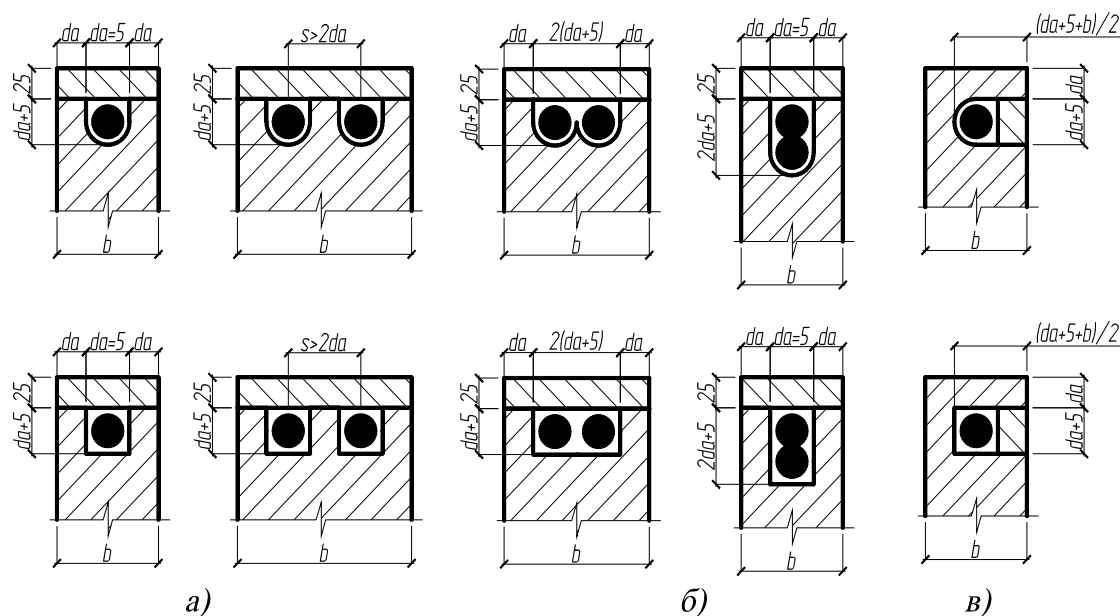


Рис. 29. Размещение пазов полукруглого и прямоугольного очертания по ширине сечения: а – обычным способом; б – групповым способом; в – при вклеивании стержня по боковой поверхности

В случае ограниченной ширины сечения возможно применение группового армирования, при котором стержни (не более трех) размещают в общем пазу. В этом случае стержни соединяются сваркой в общий пакет, пазы заполняются с помощью специального устройства (шприца с диаметром сопла не менее 12 мм) или шпателя. Последний способ применяют для вязкого клеевого состава при количестве наполнителя более 300 массовых частей на 100 массовых частей смолы.

При вклеивании арматуры необходимо создать контактное (минимальное) давление порядка 0,05 – 0,1 МПа (0,5 – 1 кгс/см²) для фиксации арматуры в проектном положении. Такое давление легко создается с помощью

инвентарных запрессованных устройств (вайм, прижимов и др.) в точках, расположенных по длине арматуры на расстоянии 20 – 25 диаметров стержня друг от друга. Процесс склеивания при температуре 18 – 20 °С происходит в течение 10 – 12 ч: за это время клеевое соединение достигает разборной прочности (60 – 70 % от конечной), при нагреве до 50 – 60 °С разборная прочность достигается через 2 – 3 ч с последующей 30-минутной выдержкой в прессе.

Процесс склеивания можно ускорить, нагревая заготовки конвекционным способом в камере аэродинамического прогрева или терморационным способом с помощью инфракрасных электрических излучателей.

Клееные заготовки вместе с армированными элементами собирают на клею обычными способами, так как армированный элемент по габаритам не отличается от обычной стыкованной по длине ламели.

При армировании конструкций полукаркасами, представляющими собой основную продольную арматуру с приваренными перпендикулярно или под углом к ней поперечными стержнями длиной не менее $0,55 h$ или $20 - 25 d$ (h – высота сечения), в клееной заготовке под поперечную арматуру каркаса сверлятся отверстия диаметром, на 5 мм превышающим наружный диаметр стержня, и боковые отверстия диаметром 3 – 5 мм для выдавливания воздушных пробок и избытка клея.

Производство конструкций с поперечным армированием требует последовательных операций:

- сверление по кондуктору отверстий (вертикальных или наклонных) и удаление из них (сжатым воздухом) стружки с контролем точности и глубины сверления путем постановки контрольного стержня в отверстие насухо;
- заполнение отверстий дозированным количеством клея с защитой поверхности конструкции от попадания клея;
- погружение виброинструментом очищенных, обезжиренных и смазанных клеем стержней, их фиксация в проектном положении с дополнительной подливкой клея по мере его поглощения древесиной;
- технологическая выдержка стержней до набора клеевым соединением разборной (технологической) прочности с испытанием контрольных образцов, изготовленных на той же порции клея и по той же технологии;
- сварка элементов с вклеенными стержнями, если необходимо, выполняется в следующей технологической последовательности: закрепление закладных металлических деталей в проектном положении; сварка постоянным током перекрестными, прерывистыми швами (шпонками) с пере-

рывами для охлаждения металла и контроля качества шва с удалением шлака; древесина во время сварки должна быть защищена экраном из листовой стали;

- проверка по шаблону или путем контрольной сборки геометрических параметров жесткого стыка (узла), маркировка клееных элементов.

После выемки из пресса конструкция отправляется на склад готовой продукции, где выдерживается в течение 7 – 10 дней.

При изготовлении армированных деревянных конструкций необходим систематический контроль прочности клеевых соединений арматуры с древесиной. С этой целью от каждого замеса клея изготавливают образцы – кубики размерами $20 \times 20 \times 20$ мм, которые испытываются через 7 – 10 дней после изготовления конструкции. При этом прочность кубиков при сжатии должна быть не менее 65 МПа (650 кгс/см^2). Для проверки прочности клеевого соединения изготавливают деревянные образцы в виде призм с вклеенными стержнями, которые испытывают на сдвиг при растяжении или сжатии.

Во всех случаях прочность соединения, определяемая величиной отношения разрушающего усилия к поверхности склеивания, должна быть не менее 6 МПа (60 кгс/см^2) при разрушении соединения не менее чем на 90 % по древесине.

При этом прочность соединения определяется по формуле:
 $\tau_{\text{сц}} = N / F_{\text{сц}}$,

где $F_{\text{сц}} = \pi d_{\text{п}} L_{\text{а}}$, – длина вклеенной части арматуры; $d_{\text{п}}$ – диаметр паза.

Качество готовых изделий должно проверяться путем контрольного испытания конструкций до разрушения согласно действующим рекомендациям по испытанию деревянных конструкций [16]. При запрессовке клееного пакета с армированными элементами качество склеивания повышается за счет более равномерного распределения давления по длине заготовки, которое происходит из-за меньшей деформативности армированного элемента под сосредоточенными грузами запрессовочных устройств.

Для повышения огнестойкости и долговечности конструкций арматура защищается доской толщиной не менее 25 мм, наклеиваемой поверх стержней или вкладышем в глубокий паз поверх арматуры.

4.2. Склеивание арматуры с древесиной в конструкциях

Прочность, надежность и долговечность армированных деревянных конструкций в значительной мере зависят от клеевых соединений, используемых для склеивания древесины с арматурой.

Вопросы склеивания древесины достаточно изучены и подробно изложены в соответствующей литературе [2, 10, 11, 17]. Поэтому рассмотрим лишь вопрос, касающийся склеивания древесины с арматурой.

Эффективно так называемое рациональное армирование, при котором стержни растянутой арматуры размещаются по траекториям главных растягивающих деформаций. Такое армирование позволяет повысить надежность конструкций и усовершенствовать технологию изготовления (см. рис. 28, в, з).

При склеивании арматуры с древесиной клей переходит в твердое состояние с последующим по мере отверждения увеличением механической прочности клеевого слоя и сцеплением его со склеиваемыми материалами.

Клеевой шов принято рассматривать как единую композицию из клеевого слоя и двух прилегающих материалов. При этом прочность соединения зависит от механических свойств как клея, так и наиболее слабого из склеиваемых материалов, в данном случае – древесины.

Необходимо, чтобы при склеивании древесины с арматурой прочность соединения превышала прочность основного материала конструкции – древесины. Тогда разрушение такого соединения будет происходить от скалывания древесины вдоль волокон.

Клеевые соединения арматуры с древесиной должны отвечать следующим требованиям: иметь высокую механическую прочность и достаточную жесткость; стойкость к циклическим температурно-влажностным воздействиям: долговечность; малую ползучесть при длительном действии нагрузки; технологичность. Из довольно широкого ассортимента клеев, выпускаемых промышленностью, таким требованиям удовлетворяют только эпоксидные, фенолоформальдегидные и полиуретановые. Однако фенолоформальдегидные клеи, содержащие кислотные отвердители, обладая низкой стоимостью и доступностью, вызывают коррозию стальной арматуры, что требует специальных мероприятий по ее защите, следовательно, усложняет технологический процесс и повышает стоимость изделия. Полиуретановые клеи пока недостаточно изучены и дефицитны.

В полной мере отвечают предъявляемым требованиям клеи на основе эпоксидных смол, которые в большинстве случаев используются в виде многокомпонентных клеевых композиций. Применяя для наполнения и отверждения эпоксидных клеев различные наполнители и отвердители, удастся получить клеевые соединения, удовлетворяющие не только перечисленным выше требованиям, но и обладающие высокой теплостойкостью и относительно низкой стоимостью [1, 2, 12, 18]. Последнее достигается за счет введения в композицию на 100 массовых частей смолы 200 – 400 массовых частей наполнителей, что приводит к снижению содержания смолы

(наиболее дорогого компонента) в клею до 15 – 25 %. Например, при стоимости 1 кг смолы ЭД-20, равной 4,0 усл.ед., стоимость 1кг клеевой композиции составит 0,68 – 1,0 усл. ед.

Для клеевых соединений арматуры с древесиной наиболее технологичны композиции, приготовленные на основе эпоксидных смол марок ЭД-20, ЭИС-1 и др. Их жизнеспособность зависит от вида и количества отвердителя и после введения отвердителя равно 45 – 120 мин. Основные составы клеевых композиций, рекомендуемых для применения в армированных деревянных конструкциях, приведены в табл. 2. Расход клеевой композиции в зависимости от паза и диаметра арматуры определяется по графику на рис. 30.

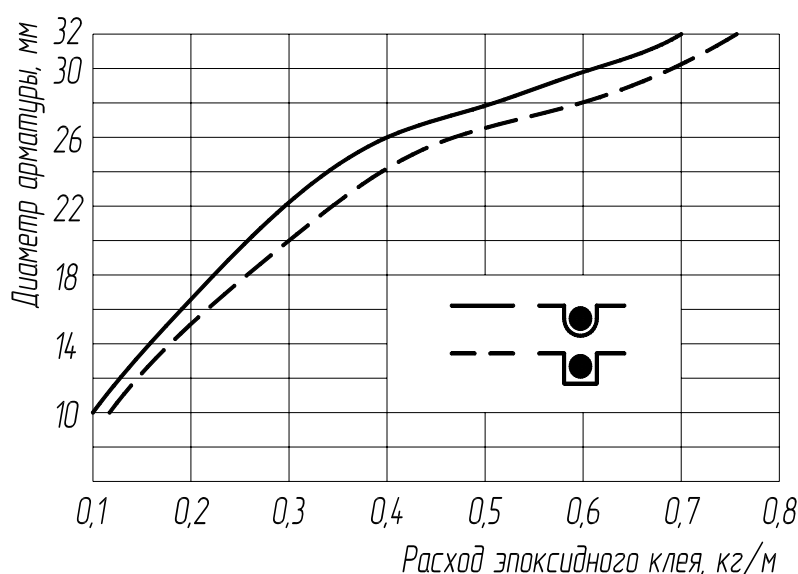


Рис. 30. Расход клеевой композиции в зависимости от профиля паза и диаметра арматуры

При выборе клеевой композиции для соединений в армированных конструкциях следует учитывать, что некоторые традиционные компоненты в названных составах далеко не оптимальные, поэтому взамен их приведены новые, свойства которых повышают технологичность и качества клеевых соединений. Например, полиэтиленполиамин – наиболее распространенный аминный отвердитель – весьма гигроскопичен, чувствителен к температурному режиму отверждения, к рецептурному составу, токсичен. Поэтому разработаны оксиэтилированные аминные отвердители, которые отличаются меньшей токсичностью и летучестью, более низкой стоимостью и доступностью.

Взамен дибутилфталата, который испаряется из эпоксидных композиций, растворяется в воде, тем самым снижая качество и стойкость клеевых

соединений, целесообразно применять сланцевый модификатор (сламор). Сламор – поверхностно активное вещество – повышает смачивающие свойства эпоксидных композиций, снижает расход отвердителя на 15 – 20 %, упрощает составление композиций с высоким содержанием наполнителя и служит катализатором при отверждении. Являясь продуктом недорогим и доступным, сламор снижает не только начальную вязкость клеевой композиции, но и существенно – ее стоимость.

Таблица 2

Эпоксидные клеевые композиции для склеивания
арматуры с древесиной

| Компоненты | | Содержание в массовых частях клеевых композиций, г | | | | |
|---------------|---|--|--------|--------|--------|--------|
| Назначение | Наименование | варианты | | | | |
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
| Связующее | Эпоксидно-диановая смола ЭД-20 | 100 | 100 | 100 | - | - |
| | Алкилрезорциновая эпоксидная смола ЭИС-1 | - | - | - | 100 | 100 |
| Пластификатор | Дибутилфталат или полиэфир МГФ-9 | 20-25 | - | - | 25 | - |
| Растворитель | Сламор (сланцевый модификатор) | - | 30 | 30 | - | 30-50 |
| Отвердитель | Полиэтиленполиамин (ПЭПА) | 10-12 | - | - | - | - |
| | Оксиэтилированный полиэтилендиамин (УП-0622) | - | - | 10-12 | 10 | - |
| | Дамин | - | 20-25 | - | - | 20 |
| Наполнитель | Портландцемент | 200 | - | - | - | - |
| | Проклеенный песок, просеянный через сито 1,0 мм | - | До 400 | До 350 | До 300 | До 400 |

В качестве наполнителя наиболее эффективен песок (доступен и имеет низкую стоимость), тогда как цемент отрицательно взаимодействует с аминными отвердителями, а его частицы будучи гигроскопичными могут, присоединяя воду, увеличиваться в объеме (набухать), вследствие этого в клеевом шве в процессе эксплуатации возникают внутренние раскалывающие напряжения, которые снижают долговечность и надежность соединения.

Контрольные вопросы

1. В чем заключается процесс вклеивания арматуры?
2. Как определяются размеры паза?
3. Как выполняется поперечное армирование?
4. Дать определение рационального армирования.
5. Каким требованиям должны отвечать клеевые соединения арматуры с древесиной?
6. Состав эпоксидных клеевых композиций.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Учебное пособие «Клееные армированные деревянные конструкции» позволяют студентам более подробно познакомиться с историей развития армированных деревянных конструкций и с технологией их изготовления. Армирование клееных деревянных конструкций позволяет снизить расход древесины, уменьшить монтажную массу, повысить качество и надежность деревянных конструкций. В учебном пособии достаточно полно освещены вопросы проектирования изгибаемых и сжато-изгибаемых АДК, даны примеры расчета АДК, приведена номенклатура несущих клееных армированных конструкций. В дальнейшем планируется более подробно исследовать работу АДК на длительное действие нагрузки и уточнить инженерные методы расчета таких конструкций.

Материал, изложенный в данном пособии, окажет несомненную помощь студентам дневной и заочной форм обучения, аспирантам, работникам строительных и проектных организаций в целях повышения квалификации.

РЕКОМЕНДАТЕЛЬНЫЙ БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Андрианов, А. Р. Огнестойкие клеевые композиции / А. Р. Андрианов, В. В. Козлов, Е. И. Холодовская // Пластические массы. – 1973. – № 5. – С. 53 – 54.
2. ГОСТ 8486-86. Пиломатериалы хвойных пород. – М. : Изд-во стандартов, 1990. – 30 с.
3. ГОСТ 5781-82*. Сталь горячекатаная для армированных железобетонных конструкций. – М. : Изд-во стандартов, 1983.
4. Гринь, И. М. Проектирование и расчет деревянных конструкций: справочник / И. М. Гринь. – Липецк : Интеграл, 2006. – 236 с.
5. Звягельский, М. А. Трехшарнирные металлодеревянные арки с клееным армированным верхним поясом / М. А. Звягельский, А. Я. Козулин, В. Ю. Щуко // Развитие производства клееных деревянных конструкций в Сибири : сб. тр. – Новосибирск : Новосиб. строит. ин-т, 1973. – С. 33 – 36.
6. Касаткин, В. Б. Долговременные испытания армодеревянных балок в условиях Крайнего Севера / В. Б. Касаткин, В. Ф. Бондин // Строительство и архитектура. – 1972. – № 11. – С. 12 – 14.
7. Касаткин, В. Б. Эффективность применения армированной древесины для изготовления панельных покрытий / В. Б. Касаткин, Ю. Б. Вылегжанин // Развитие производства клееных деревянных конструкций в Сибири : сб. тр. – Новосибирск : Новосиб. строит. ин-т, 1975. – С. 120 – 123.
8. Ковальчук, Л. М. Производство деревянных клееных конструкций / Л. М. Ковальчук. – М. : Стройматериалы, 2005. – 334 с.
9. Ковальчук, Л. М. Деревянные конструкции в строительстве / Л. М. Ковальчук, С. Б. Турковский – М. : Стройиздат, 1995. – 246 с.
10. Линьков, Н. М. Особенности деформирования клееных армированных деревянных балок при циклическом действии длительной нагрузки / Н. М. Линьков, С. А. Щуко // Строительство и архитектура. – 1972. – № 11. – С. 39 – 41.
11. Линьков, Н. М. Снижение материалоемкости конструкций / Н. М. Линьков. – М. : Стройиздат, 1974. – 48 с.
12. Пособие по проектированию деревянных конструкций. – М. : Стройиздат, 1986. – 216 с.
13. Рекомендации по испытанию деревянных конструкций. – М. : Стройиздат, 1976. – 32 с.

14. Рощина, С. И. Длительная прочность и деформативность треугольных арок с клееным армированным верхним поясом / С. И. Рощина // Материалы обл. конф. – Владимир : ВлГУ, – 1999. – С. 35 – 37.
15. Рощина, С. И. Повышение надежности армированных деревянных конструкций / С. И. Рощина, В. А. Репин, М. В. Лукин // Деревообрабатывающая промышленность. – 2008. – № 2. – С. 11 – 13.
16. Рощина, С. И. Армированные деревянные конструкции / С. И. Рощина // Строительство и архитектура. – 2008. – № 3. – С. 32 – 38.
17. *Она же*. Плиты покрытия с армированным деревянным каркасом при длительных силовых воздействиях / С. И. Рощина // Промышленное и гражданское строительство. – 2008. – № 4. – С. 42-43.
18. Соротокин, В. М. О прочности и деформативности клеевого соединения арматуры с древесиной / В. М. Соротокин, А. Б. Шолохова, А. С. Фрейдин // Разработка и исследование клееных деревянных и фанерных армированных конструкций : тр. ЦНИИСК. – Вып. 24. – М., 1972. – С. 40 – 46.
19. СНиП II-25-80*. Деревянные конструкции. Нормы проектирования. – М. : Стройиздат, 1982.
20. Смирнов, А. Ф. Сопротивление материалов / А. Ф. Смирнов. – М. : Высш. шк., 1975. – С. 82.
21. Щуко, В. Ю. Исследования несущей способности армированных деревянных балок / В. Ю. Щуко // Строительство и архитектура. – 1969. – № 2. – С. 22 – 28.
22. Щуко, С. А. Техничко-экономическая оценка эффективности клееных армированных деревянных конструкций / С. А. Щуко, А. Н. Козулин // Строительство и архитектура. – 1972. – № 11. – С. 124 – 126.
23. Щуко, В. Ю. Оптимальное проектирование армированных деревянных конструкций / В. Ю. Щуко, С. Л. Молотовщиков, С. И. Рощина // Расчет и оптимальное проектирование строительных конструкций : материалы междунар. симп. – Владимир : ВлГУ, 1996. – С. 26 – 29.
24. Щуко, В. Ю. Армированные деревянные конструкции: учеб. пособие / В. Ю. Щуко, С. И. Рощина. – Владимир : Посад, 2002. – С. 67.
25. Щуко, В. Ю. Армированные деревянные балки для покрытий и перекрытий жилых зданий / В. Ю. Щуко, Е. А. Смирнов, С. В. Климков // Развитие малоэтажного домостроения из древесного сырья : материалы Всесоюз. совещ. журналистов. – М., 1989. – С. 40 – 45.
26. Щуко, В. Ю. Оценка работы армированных деревянных балок во времени / В. Ю. Щуко // Строительство и архитектура. – 1969. – № 7. – С. 28 – 31.

ОГЛАВЛЕНИЕ

| | |
|---|----|
| ПРЕДИСЛОВИЕ | 3 |
| Глава 1. АРМИРОВАННЫЕ ДЕРЕВЯННЫЕ КОНСТРУКЦИИ..... | 5 |
| 1.1. Применение в строительстве..... | 5 |
| 1.2. Материалы для армированных деревянных конструкций..... | 12 |
| Глава 2. ПРОЕКТИРОВАНИЕ АРМИРОВАННЫХ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ..... | 15 |
| 2.1. Особенности расчета по предельным состояниям..... | 15 |
| 2.2. Расчет АДК при поперечном изгибе..... | 19 |
| 2.3. Порядок расчета конструкций при изгибе..... | 22 |
| 2.4. Пример расчета балки с двойным симметричным армированием..... | 23 |
| 2.5. Особенности проектирования балок с групповым армированием..... | 26 |
| 2.6. Пример расчета балки с групповым армированием..... | 27 |
| 2.7. Балки с обрывом арматуры в пролете..... | 27 |
| 2.8. Пример расчета балки переменной жесткости (с обрывом стержней сжатой арматуры в пролете)..... | 28 |
| 2.9. Двускатные армированные балки..... | 30 |
| 2.10. Пример расчета двускатной армированной балки..... | 31 |
| 2.11. Расчет сжато-изгибаемых АДК..... | 33 |
| 2.12. Расчет сжато-изгибаемых АДК по предельным состояниям..... | 35 |
| 2.13. Порядок расчета армированного деревянного элемента при сжатии с изгибом..... | 36 |
| 2.14. Пример расчета треугольного армированного верхнего пояса арки..... | 37 |
| Глава 3. НЕСУЩИЕ КЛЕЕНЫЕ АРМИРОВАННЫЕ КОНСТРУКЦИИ..... | 47 |
| 3.1. Номенклатура клееных армированных конструкций для производственных и складских зданий..... | 47 |
| 3.2. Клееные армированные деревянные балки..... | 49 |
| 3.3. Клееные армированные арки..... | 50 |
| 3.4. Клееные армированные деревянные рамы..... | 52 |
| 3.5. Клееные армированные колонны и стойки..... | 53 |
| Глава 4. ТЕХНОЛОГИЯ ИЗГОТОВЛЕНИЯ АДК..... | 56 |
| 4.1. Особенности технологии изготовления армированных деревянных конструкций..... | 56 |
| 4.2. Склеивание арматуры с древесиной в конструкциях..... | 60 |
| ЗАКЛЮЧЕНИЕ..... | 67 |
| РЕКОМЕНДАТЕЛЬНЫЙ БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК..... | 65 |

Учебное издание

ЩУКО Владислав Юрьевич
РОЩИНА Светлана Ивановна

КЛЕЕННЫЕ АРМИРОВАННЫЕ
ДЕРЕВЯННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Учебное пособие к курсовому
и дипломному проектированию

Подписано в печать 24.39.08.
Формат 60x84/16. Усл. печ. л. 3,95. Тираж 100 экз.

Заказ

Издательство

Владимирского государственного университета.
600000, Владимир, ул. Горького, 87.