

РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
ФГБОУ ВО «Кубанский государственный
аграрный университет имени И. Т. Трубилина»

Д. В. Лейер, А. К. Рябухин, С. И. Маций

КОНСТРУКЦИИ ИЗ ДЕРЕВА И ПЛАСТМАСС

Учебное пособие

Краснодар
КубГАУ
2017

УДК 691.1 (075.8)
ББК 38.3
Л42

Р е ц е н з е н т ы :

В. И. Божков – доцент кафедры транспортных сооружений
Кубанского технологического университета, канд. техн. наук, доцент

А. Ю. Маршалка – доцент кафедры оснований и фундаментов
Кубанского государственного аграрного университета, канд. техн. наук

Лейер Д. В.

Л42 Конструкции из дерева и пластмасс : учеб. пособие / Д. В. Лейер,
А. К. Рябухин, С. И. Маций. – Краснодар : КубГАУ, 2017. – 92 с.

ISBN 978-5-00097-416-2

В учебном пособии приведены примеры расчета и конструирования современных деревянных конструкций и конструкций с применением пластмасс. В основу проектирования и расчета положены действующие СНиПы, СП и другие нормативные документы. Даны общие понятия о конструкциях из дерева и пластмасс, рассмотрены особенности их работы. Теоретический материал сопровождается необходимыми рисунками и схемами.

Предназначено для студентов, обучающихся по направлению 08.03.01 «Строительство».

УДК 691.1 (075.8)
ББК 38.3

© Лейер Д. В., Рябухин А. К.,
Маций С. И., 2017

© ФГБОУ ВО «Кубанский государственный
аграрный университет
имени И. Т. Трубилина», 2017

ISBN 978-5-00097-416-2

ВВЕДЕНИЕ

Одним из путей улучшения структуры применяемых строительных конструкций, изделий и материалов, а также снижения металлоемкости строительства, является внедрение в практику легких конструкций из дерева и пластмасс. Деревянные конструкции, особенно заводского изготовления, в основном отвечают требованиям надежности и долговечности в условиях агрессивных химических воздействий и повышенной сейсмичности.

Основной целью данного учебного пособия является улучшение структуры применяемых строительных конструкций и материалов, расширение использования прогрессивных изделий из древесины, обеспечение улучшения использования лесосырьевых ресурсов, прежде всего путем повышения комплектности переработки древесного сырья, а также отходов деревообрабатывающих предприятий для производства древесных плит. Решению поставленных задач, а также снижению металлоемкости строительства и облегчению конструкций будет способствовать дальнейшее развитие и внедрение в практику прогрессивных деревянных конструкций с использованием клееной древесины, фанеры, древесных плит и ряда неметаллических материалов. Деревянные конструкции, особенно клееные, заводского изготовления отвечают перечисленным требованиям. Они легки, стойки к агрессивным химическим воздействиям, в большинстве случаев обладают диэлектрическими свойствами, дают возможность перекрывать большие пролеты. Для многих районов страны древесина – местный строительный материал. В последнее время в развитии деревянных конструкций произошли изменения. Разработаны их новые виды, методы расчета и проектирования, а также способы изготовления.

Основная цель учебного пособия – дать краткие рекомендации по проектированию и расчету деревянных и пластмассовых конструкций. В нем приведены характеристики материалов, основы расчета и проектирования деревянных конструкций, получивших широкое распространение, а также перспективных, прошедших экспериментальную проверку в строительстве. Подробно рассмотрены вопросы расчета наиболее характерных конструкций, для которых приведены числовые примеры. Для облегчения расчетов даны вспомогательные справочные таблицы, соответствующие современным нормативным источникам.

Наиболее значимые для работы иллюстрации представлены в цвете в приложении Б.

1 ПРИМЕНЕНИЕ ДРЕВЕСИНЫ И ПЛАСТМАСС В СТРОИТЕЛЬСТВЕ

Конструкции из дерева и пластмасс относятся к классу легких строительных конструкций, применение которых является одним из важных направлений на пути повышения эффективности и ускорения строительного производства. Деревянные конструкции являются надежными, легкими и долговечными. На основе клееных деревянных конструкций сооружают здания с покрытиями как малых, так и больших пролетов. Из цельных лесоматериалов строят небольшие жилые дома, общественные и производственные здания. Из конструкционных пластмасс можно создавать ограждающие конструкции общественных и производственных зданий. Они являются очень легкими и могут быть прозрачными. Эти конструкции водостойки и не подвержены опасности загнивания.

Деревянные конструкции люди начали применять еще в глубокой древности. К *преимуществам* древесины можно отнести многое. Древесина это:

- 1) единственный легкодоступный самовозобновляющийся строительный материал;
- 2) относительно легкий и прочный материал, особенно в направлении вдоль ее волокон, где действуют наибольшие усилия от внешних нагрузок;
- 3) микропористый материал с хорошими теплоизоляционными и санитарно-гигиеническими свойствами, что важно для стен и покрытий жилых малоэтажных домов;
- 4) легкообрабатываемый материал, что облегчает и упрощает изготовление деревянных конструкций;
- 5) стойкий материал, который сопротивляется разрушительному воздействию слабых химических агрессивных сред и поэтому деревянные конструкции успешно эксплуатируются в зданиях химической промышленности, где быстро разрушаются металлические конструкции;
- 6) материал, который выдерживает ударные и циклические нагрузки, поэтому деревянные конструкции достаточно надежны в зданиях и сооружениях, расположенных в сейсмоопасных районах;
- 7) хорошо склеиваемый материал. Древесина надежно склеивается водостойкими синтетическими клеями. Благодаря этому изготавливают клеелесоматериалы крупных сечений, больших длин, измеряемых десятками метров, и разных форм – гнутых, ломаных и др. Из таких элементов делают конструкции больших пролетов. Из древесины путем склеивания листов получают водостойкую строительную фанеру, из которой изготавливают легкие клеелесоматериалы.

Деревянные конструкции имеют также существенные *недостатки*:

- 1) при неправильном применении и эксплуатации, в результате длительного увлажнения они разрушаются. Однако современные конструктивные и химические методы защиты от гниения обеспечивают их сохранность при многолетней эксплуатации;
- 2) деревянные конструкции являются сгораемыми. Однако современные деревянные конструкции из элементов крупных сечений имеют предел огнестойкости выше, чем у некоторых других конструкций. Они могут быть дополнительно защищены от возгорания специальными покрытиями.

История применения деревянных конструкций насчитывает много веков и теряется в глубине тысячелетий. Первобытные люди строили из деревянных стволов каменными топорами небольшие примитивные жилища на земле и на сваях, небольшие ограды и мосты. В Древнем Риме строили деревянные дома, храмы и мосты через крупные реки. Например, легионами Цезаря был в I в. построен крупный мост через р. Рейн. До наших дней сохранились выдающиеся деревянные храмы, построенные в средние века в Китае и Японии с использованием бамбуковой древесины. В средневековой Европе широко использовались деревянные стропила крыш. В XVI в. итальянский архитектор Паладио использовал подкосные конструкции и стропильные фермы.

Особенно широко применялись деревянные конструкции в нашей, богатой лесами стране. В средние века практически все жилые дома, дворцы, большинство храмов и крепостей строились деревянными со стенами из круглых бревен. В X в. в Новгороде была возведена дубовая 13-главая церковь святой Софии.

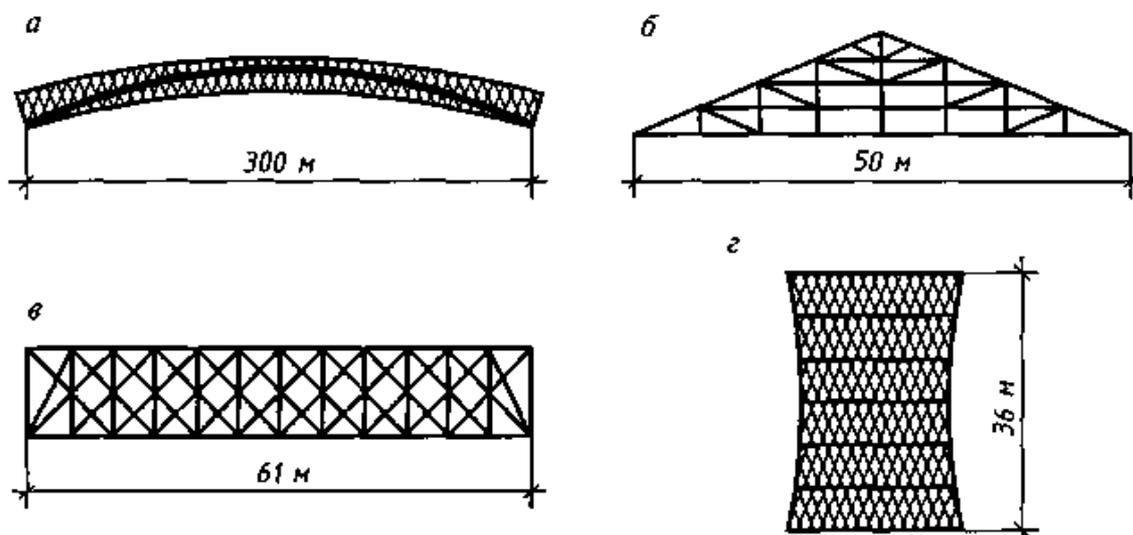


Рисунок 1.1 – Схемы выдающихся древних деревянных конструкций, созданных в России: *а* – проект моста через р. Неву в Санкт-Петербурге (авт. И. П. Кулибин); *б* – ферма покрытия Московского Манежа (авт. А. А. Бетанкур); *в* – ферма моста через р. Мету на Московско-Петербургской железной дороге (авт. Д. И. Журавский); *г* – сетчатая башня в г. Орске (авт. В. Г. Шухов)

Первые башни Московского Кремля и соединяющие их стены были построены из дубовой древесины в XIII в. До наших дней сохранилась маленькая церковь воскресения Лазаря в г. Муроме, возведенная в XIV в. В XVI–XVIII вв. в основном на севере и востоке страны продолжалось интенсивное строительство жилых домов и церквей со стенами из круглых бревен. В конце XVII в. под Москвой в селе Коломенское был построен великолепный загородный дворец царя Алексея Михайловича. Модель этого дворца находится в музее Коломенского заповедника. В 1714 г. была возведена и сохранилась до наших дней замечательная 22-главая деревянная Преображенская церковь в селе Кижы. В 1738 г. был построен деревянный шпиль башни высотой 72 м здания Адмиралтейства в Петербурге. В XVIII в. началось широкое строительство деревянных стержневых конструкций из брусьев, бревен и досок.

В конце XVIII в. И. П. Кулибиным был разработан оригинальный проект деревянного моста через р. Неву в Петербурге пролетом 300 м (рисунок 1.1, *а*). Мост имел комбинированную систему и состоял из ряда гибких арок и жестких арочных ферм. В начале XIX в. в России при строительстве Московского Манежа А. А. Бетанкуром были разработаны и впервые использованы в покрытии большепролетные деревянные брусчатые треугольные стропильные фермы пролетом 50 м (рисунок 1.1, *б*). В середине XIX в. Д. И. Журавский спроектировал и руководил строительством ряда деревянных мостов Московско-Петербургской железной дороги. Крупнейший из них мост через р. Мету имел девять пролетов длиной по 61 м каждый. Фермы этого моста имели деревянные брусчатые перекрестные раскосы и стойки в виде стальных тяжей (рисунок 1.1, *в*).

В начале XX в. В. Г. Шухов разработал первые деревянные пространственные конструкции. В Нижнем Новгороде был построен под его руководством первый предложенный им деревянный свод пролетом 21 м из трех слоев досок, соединенных гвоздями. В г. Орске была построена разработанная им башня-градирня высотой 36 м сетчатой конструкции из стержней, расположенных перекрестно по поверхности гиперboloида вращения и соединенных болтами в местах пересечений (рисунок 1.1, *г*).

В 2002 г. в морском порту Санкт-Петербурга построен универсальный перегрузочный комплекс для экспорта минеральных удобрений. Несущие клееные конструкции каркаса, разработанные под руководством и с участием С. Б. Турковского, представляют собой трехшарнирные сборные рамы высотой 45 м и пролетом 63 м, опертые на железобетонные фундаменты (рисунок 1.2, а). Каждая полурама длиной 57 м по условиям изготовления и перевозки состоит из трех блоков сечением 3 (14 × 157) см.

В Москве построено круглое в плане складское сооружение в виде ребристо-кольцевого купола диаметром по карнизу 70 м и высотой 23 м (рисунок 1.2, б). Купол образован 20 меридиональными ребрами с максимальным поперечным сечением 2 (14 × 130) см.

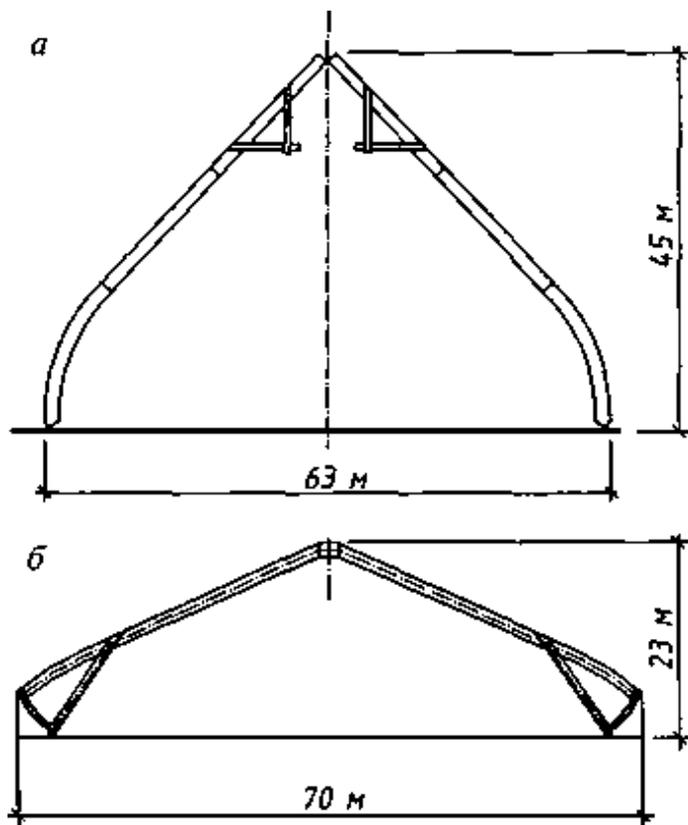


Рисунок 1.2 – Схемы крупных клеедеревянных конструкций, построенных в России

В настоящее время использование деревянных и клеедеревянных конструкций дает возможность создания уникальных и очень интересных зданий и сооружений. Яркий тому пример – это Плаза-де-ла-Энкарнасьон (Зонтик Метрополь) в старинной Севилье (Испания) украшает сооружение очень примечательное а по некоторым параметрам просто выдающееся – Metropol Parasol, уникальное строение, одна из самых больших деревянных конструкций в мире (рисунок 1.3). Когда в начале нового столетия здесь собрались строить гараж, еще никто не знал, что на Плаза-де-ла-Энкарнасьон разместиться подобный зонтик. Проведенные предварительные археологические раскопки показали, что прежде на этом месте было древнеримское поселение, в связи с чем было решено в корне изменить будущее предназначение этого места – тут задумали сделать археологический музей, а вместе с ним открыть и целый комплекс, включающий ресторан, небольшой рынок, прогулочные дорожки на крыше и террасу, откуда можно полюбоваться видами города (рисунок 1.4). Конструкция Metropol Parasol выполнена из дерева с полиуретановым покрытием. К уникальным сооружениям из дерева можно также отнести конструкции, представленные на рисунках 1.5–1.10.

В России деревянные и клеедеревянные конструкции используют как при строительстве ипподромов, культурных центров, спортивных залов, многофункциональных комплексов, но и при строительстве бассейнов (рисунки 1.11–1.18).



Рисунок 1.3 – Зонт Метрополь, самая большая деревянная конструкция в мире, Севилья (Испания)



Рисунок 1.4 – Дорожки для прогулок на верхней террасе Зонтика Метрополь, Севилья (Испания)

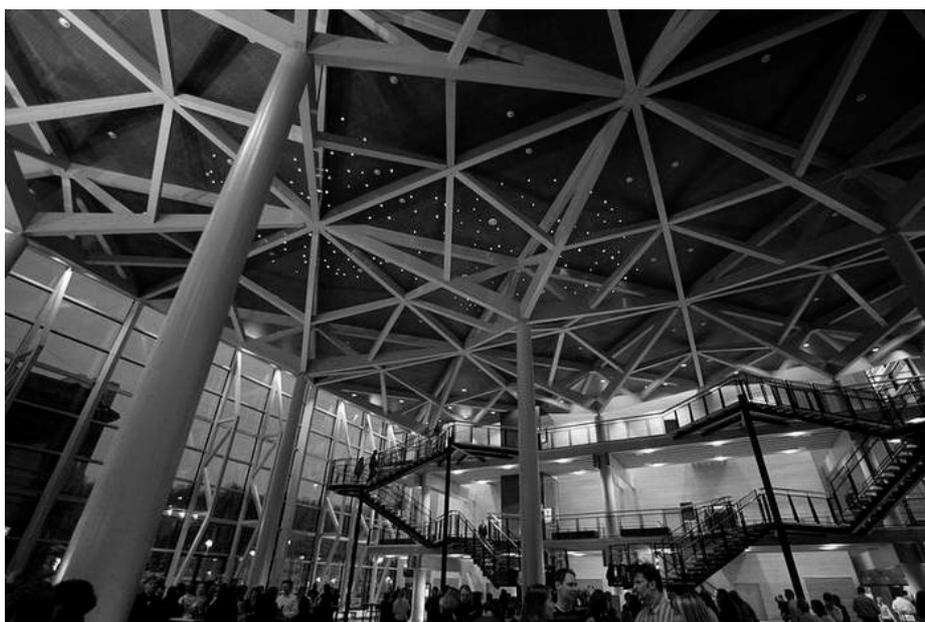


Рисунок 1.5 – Дом Сибелиуса в Финляндии – крупнейший в Северной Европе деревянный концертный зал



Рисунок 1.6 – Обзорная башня Пирамиденкогель в Австрии – уникальная башня высотой 100 м из дерева и стали, так называемая «лестница в небо». Конструкция из клееного лиственничного бруса обеспечивает оригинальную форму здания. Располагает детской горкой длиной 120 м

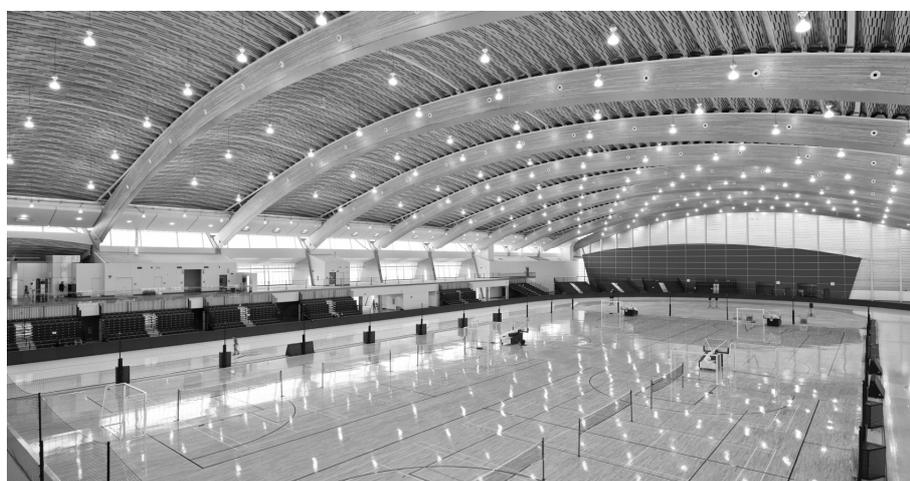


Рисунок 1.7 – Дворец в олимпийской деревне города Ванкувер, потолок которого был создан из конструкционного клееного бруса



Рисунок 1.8 – Конструкция покрытия в фойе аэропорта из клеедеревянных элементов, Норвегия



Рисунок 1.9 – Мост «Волны Хендерсона» достигает 294 м в длину и возвышающегося над шоссе на высоте 36 м. Объединяет два городских парка



Рисунок 1.10 – Мост «Волны Хендерсона», который напоминает обвившую ствол дерева гигантскую змею был построен в 2008 году в Сингапуре



Рисунок 1.11 – Культурный центр в Волоколамске



Рисунок 1.12 – Спортивный комплекс



Рисунок 1.13 – Каркас аквапарка в Санкт-Петербурге



Рисунок 1.14 – Аквапарк в Санкт-Петербурге



Рисунок 1.15 – Гольф-клуб «Девять мостов» в Корее



Рисунок 1.16 – Концертный зал «На лесной поляне» во Франции



Рисунок 1.17 – Центр Помпиду в Японии



Рисунок 1.18 – Смотровая площадка «Купол в баварском лесу» в Германии

Основными конструкционными строительными пластмассами являются высокопрочный стеклопластик из непрозрачной полимерной термореактивной смолы и взаимно пересекающихся рядов непрерывных стекловолокон; прозрачный менее прочный стеклопластик из термореактивной прозрачной смолы и хаотически расположенных коротких стекловолокон; прозрачное оргстекло (органическое стекло) из термопластичной полимерной смолы; винипласт из термопластичной полимерной смолы, он бывает непрозрачным и прозрачным, отличается высокой стойкостью против химически агрессивных сред; пенопласты из твердых пузырьков воздуха или безвредного газа со стенками из термопластичных или термореактивных смол, они отличаются предельно малой собственной массой, прочностью и жесткостью.

Воздухонепроницаемые ткани имеют значительную прочность. Они состоят из основы в виде тканей из полимерных волокон и покрытий из синтетических резин или эластичных полимерных смол; из пленок, армированных синтетическими волокнами. Пневматические конструкции представляют собой замкнутые оболочки из воздухонепроницаемой ткани или пленки, внутри которых воздух находится под постоянным избыточным давлением. Они бывают в виде воздухоопорных пневмооболочек, пневмовантовых и пневмокаркасных пневмоэлементов. Воздухоопорная пневмооболочка состоит из тканевой оболочки, опорного контура, входного шлюза и воздуходувной установки (рисунок 1.19).

Пневмовантовые конструкции представляет собой воздухоопорные оболочки, в состав которых включены стальные тросы – ванты (рисунок 1.20). Ванты воспринимают основную часть усилий, действующих в оболочке, и поэтому пролеты пневмовантовых конструкций могут быть значительно больше и достигать 100 м. Пневмовантовые конструкции могут состоять также из системы перекрестных горизонтальных тросов и почти плоской оболочки. Такие оболочки в бесснежных районах могут иметь очень большие пролеты.

Пневмокаркасные конструкции (пневмостойки, пневмобалки и пневмоарки) состоят из пневмоэлементов, которые представляют собой герметически замкнутые баллоны из особо прочной воздухонепроницаемой ткани с резиновыми камерами внутри, где постоянно действует значительное избыточное воздушное давление (рисунок 1.21). Они могут служить стойками, балками и арками небольших сборно-разборных тканевых покрытий пролетом не более 12 м. Внутри таких покрытий действует нормальное давление воздуха и они не нуждаются в шлюзах.

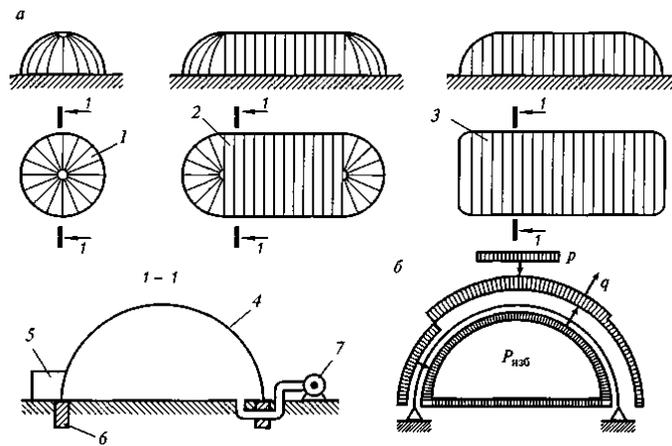


Рисунок 1.19 – Воздухоопорные конструкции – пневмооболочки: *a* – общий вид; *б* – расчетная схема; 1 – пневмокупол; 2 – пневмосвод со сферическими торцами; 3 – пневмосвод; 4 – оболочка; 5 – шлюз; 6 – опорный контур; 7 – воздуходувная установка

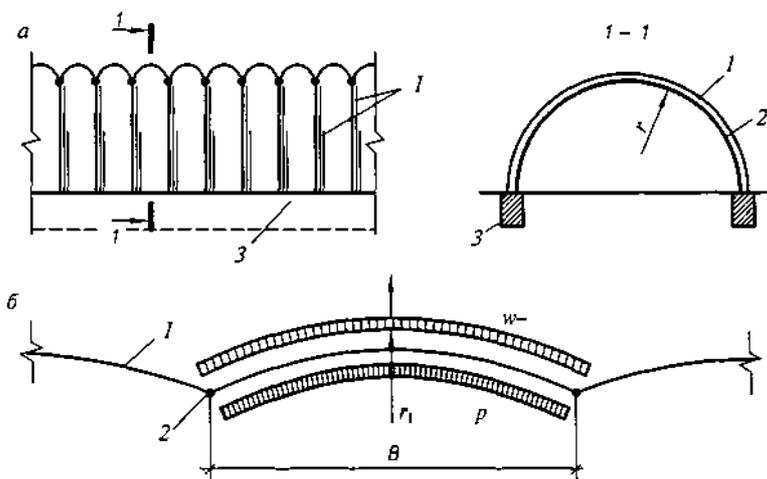


Рисунок 1.20 – Пневмовантовый свод: *a* – общая конструкция; *б* – схема работы оболочки: 1 – оболочка; 2 – стальные ванты; 3 – фундамент

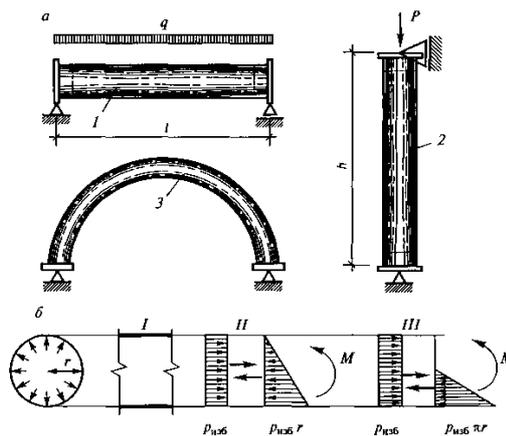


Рисунок 1.21 – Пневмокаркасные конструкции: *a* – пневмоэлементы; *б* – расчетные схемы; 1 – пневмобалка; 2 – пневмостойка; 3 – пневмоарка; I–III – эпюры

Тентовые конструкции – это легкие сборно-разборные конструкции из водонепроницаемых тканевых оболочек, которые поддерживаются жесткими деревянными или металлическими каркасами или стоечно-вантовыми системами. Они применяются в виде временных покрытий различного назначения. Для их изготовления не требуются воздухопроницаемые ткани и не надо постоянно поддерживать избыточное давление воздуха.

2 ЭЛЕМЕНТЫ ДЕРЕВЯННЫХ И ПЛАСТМАССОВЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Элементами деревянных конструкций служат доски, брусья, бруски, бревна цельных сечений с размерами, указанными в сортаментах пиленых и круглых лесоматериалов. Они могут быть самостоятельными конструкциями, например балками или стойками, а также стержнями более сложных конструкций. Деревянные элементы рассчитывают по методу предельных состояний, изложенному с учетом всех особенностей работы древесины и условий работы конструкций. Усилия, действующие в элементах конструкций, и их прогибы определяются общими методами строительной механики. В результате их расчета решается ряд практических задач проектирования деревянных конструкций.

Проверка прочности и прогиба элемента заключается в определении напряжений в сечениях, которые не должны превышать расчетных сопротивлений древесины, а также его прогибов, которые не должны быть больше предельных, допускаемых нормами. Подбор сечений при проектировании новых деревянных конструкций заключается в определении таких размеров элемента, при которых его прочность и устойчивость будут достаточны для восприятия действующих усилий, а прогибы будут не больше предельных. Несущую способность элемента определяют чаще всего при обследовании конструкций во время их эксплуатации. Для этого рассчитывают наибольшие нагрузки и усилия, которые может выдерживать элемент принятых размеров, чтобы при этом расчетные сопротивления древесины и предельные прогибы не были превышены.

Деревянные элементы рассчитывают на растяжение, сжатие, изгиб, растяжение или сжатие с изгибом, смятие и скалывание в соответствии с СП 64.13330.2011 «Деревянные конструкции». Приводимые ниже расчетные сопротивления соответствуют древесине сосны и ели. В соответствии с этими же нормами производится расчет деревянных изгибаемых элементов по прогибам.

2.1 Конструкционная древесина

Древесина – ценный конструкционный строительный материал, продукт лесов, запасы которого могут возобновляться после его рациональных заготовок. Заготавливают лес в виде отрезков стандартной длины. Из него изготавливают пиленые материалы, фанеру, древесные плиты, деревянные конструкции и строительные детали. Хвойную древесину используют для изготовления основных элементов деревянных конструкций и строительных деталей. Хвойная древесина содержит смолы, благодаря чему она лучше сопротивляется увлажнению и загниванию, чем лиственная. Наиболее высоким качеством отличается сосновая древесина, особенно из северных районов страны, где деревья растут медленно и дают более прочную древесину. Еловая древесина близка по качеству к сосне, пихтовая и кедровая имеет несколько меньшую прочность. Древесина лиственницы по прочности и стойкости против загнивания превосходит сосновую, но имеет пониженную прочность на скалывание.

Лиственная древесина большинства пород имеет больше сучков и более подвержена загниванию, чем хвойная. Она почти не применяется для изготовления основных элементов деревянных строительных конструкций. Дубовая древесина выделяется среди лиственных пород повышенной прочностью и стойкостью против загнивания. Лесоматериалы, предназначенные для строительства, делят на круглые и пиленые (рисунок 2.1).

Круглые лесоматериалы (бревна) представляют собой части древесных стволов с гладко опиленными концами – торцами, очищенные от сучьев. Они имеют стандартные длины, равные 4,0; 4,5; 5,0; 5,5; 6,0 и 6,5 м.

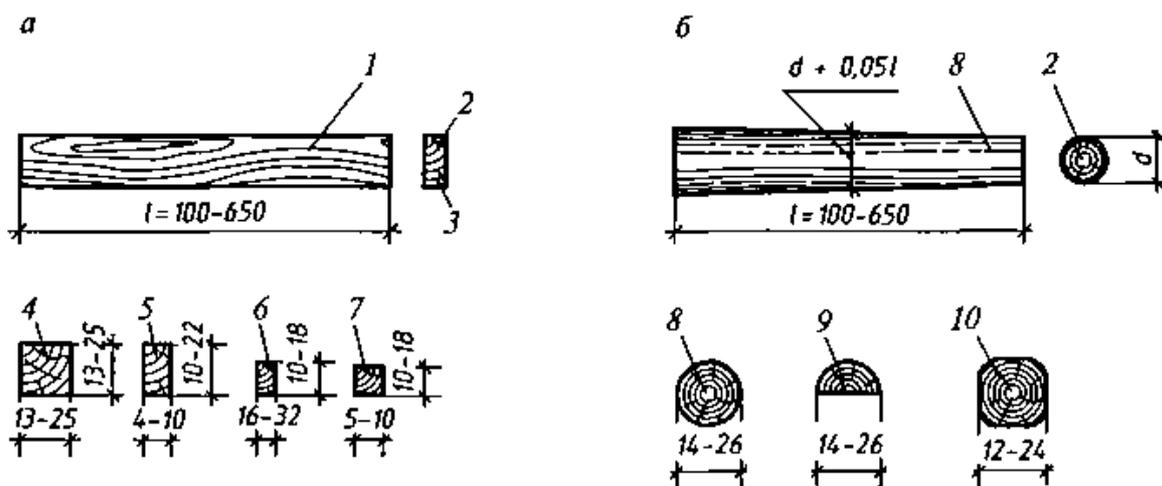


Рисунок 2.1 – Лесоматериалы:

a – пиленые; *б* – круглые; 1 – плоть; 2 – торец; 3 – кромка; 4 – брус; 5 – толстая доска; 6 – тонкая доска; 7 – брусок; 8 – бревно; 9 – пластина; 10 – бревно окантованное

Пиленые лесоматериалы (пиломатериалы) получают в результате продольной распиловки бревен на лесопильных рамах или круглопильных станках. Они имеют прямоугольное или квадратное сечение. Более широкие стороны пиломатериалов называют *платами*, а узкие – *кромками*. Пиломатериалы с поверхностями, опиленными по всей длине, называют *обрезными*. Если часть поверхности не опилена в результате сбega бревна, материал называют *обзолным*. Если не опилены две поверхности пиломатериала при однократной распиловке бревна, его называют *необрезным*.

Строение, пороки и качество древесины определяются ее происхождением. В результате растительного происхождения и условий произрастания дерева древесина имеет трубчатое *слоисто-волокнистое строение*. Древесные волокна располагаются концентрическими слоями вокруг оси ствола, которые называют *годовыми слоями*, потому что каждый слой нарастает в течение года. Плотность и прочность древесины зависят от относительного содержания в ней поздней древесины, которое у сосны, например, колеблется от 10 до 30 % (рисунок 2.2). Средняя часть стволов сосны, кедра и лиственницы имеет более темный цвет, содержит больше смолы и называется *ядром*. Вокруг ядра расположена менее смолистая, но более прочная древесина, называемая *заболонью*.

Качество лесоматериалов определяется в основном степенью однородности строения древесины, от которой зависит ее прочность. Неоднородность строения древесины возникает в процессе роста дерева, хранения лесоматериалов на складах, сушки, обработки и в процессе эксплуатации конструкций. Степень однородности древесины определяется размерами и количеством участков, где однородность ее строения нарушена и прочность снижена. Такие участки называют *пороками*. Основными недопустимыми пороками древесины являются гниль, червоточина и трещины в зоне скалывания в соединениях. Наиболее распространенными и неизбежными пороками древесины являются сучки – заросшие остатки бывших ветвей дерева. Основные волокна древесного ствола, ранее образовавшие сучок, затем обходят его, отклоняясь в этом месте от своего продольного направления и образуя так называемый *завиток*. Сучки являются допускаемыми пороками, но их размеры строго ограничены.

Наклон волокон относительно оси элемента, называемый иногда *косослоем*, тоже является распространенным и допускаемым (с ограничениями) пороком. Он образуется в результате иногда возникающего природного винтообразного расположения волокон в стволе, а также при распиловке конусообразной формы стволов, так называемого *сбega*. Трещины, возникающие при высыхании древесины, тоже относятся к числу ограниченно допускаемых пороков. К порокам относятся также мягкая сердцевина, выпадающие сучки и другие менее распространенные нарушения однородности строения древесины.

Качество конструктивных лесоматериалов определяется сортами (1, 2 и 3). Требования к древесине каждого сорта содержатся в ГОСТах. Основными факторами, определяющими сорт и соответственно прочность древесины, являются величина и расположение пороков, главным образом сучков и наклона волокон в элементе (рисунок 2.3).

Древесина является среднепрочным анизотропным конструкционным материалом, однако ее относительная прочность с учетом малой собственной массы позволяет применять ее в несущих конструкциях больших пролетов. Прочность древесины определяется ее трубчато-волокнистым анизотропным строением и зависит от породы, расположения в стволе и процентного содержания наиболее прочной поздней древесины.

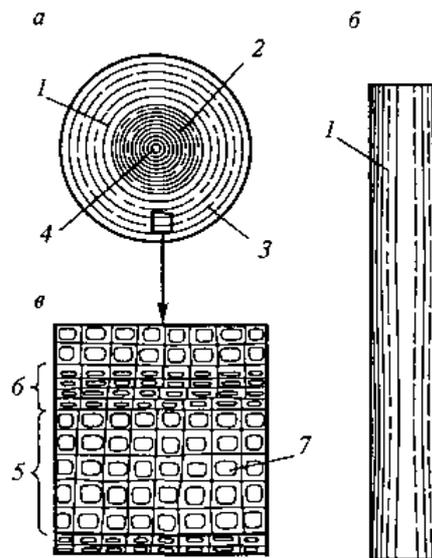


Рисунок 2.2 – Строение хвойной древесины:

a – поперечное сечение ствола; *б* – плась доски; *в* – микроструктура; 1 – волокна древесины; 2 – ядро; 3 – заболонь; 4 – сердцевина; 5 – ранние годовые слои; 6 – поздние годовые слои; 7 – трахеиды

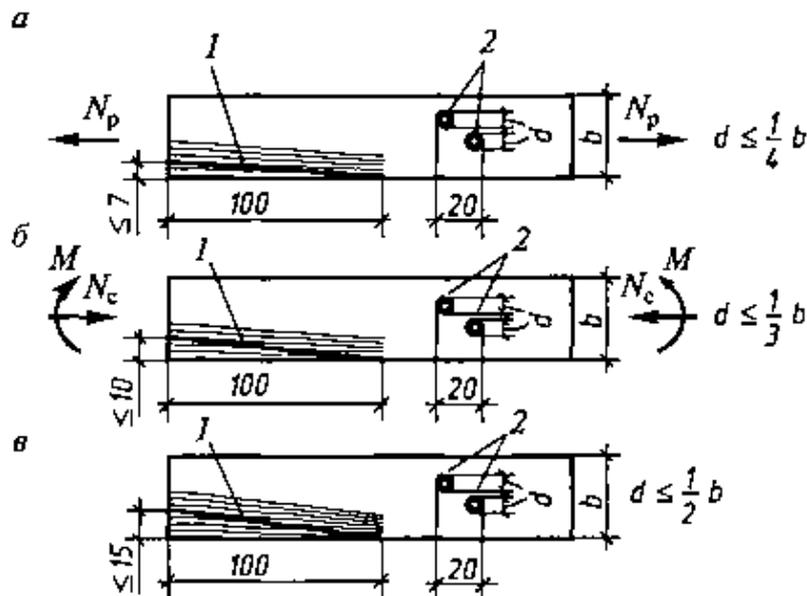


Рисунок 2.3 – Сорта пиломатериалов по качеству древесины, определяемому основными пороками:

a, *б*, *в* – 1, 2 и 3-й сорта; 1 – наклон волокон; 2 – сучки

Прочность древесины в значительной степени зависит от направления действия усилий по отношению к направлению волокон. Жесткость и твердость древесины относительно невелики ввиду ее трубчато-волокнистого строения. Жесткость – степень деформатив-

ности древесины при действии нагрузок – существенно зависит от направления этих нагрузок по отношению к волокнам и их длительности, а также от влажности древесины. Жесткость древесины определяется модулем упругости E . Влажность древесины оказывает значительное влияние на ее свойства. Влажность древесины w – это процентное содержание свободной воды в полостях и гигроскопической воды в порах древесины. Наибольшую влажность (до 200 %), набранную в период пребывания в воде, имеет сплавная древесина. Влажность до 100 % имеет свежесрубленная древесина. Из древесины влажностью до 20 % можно изготавливать также неклееные конструкции, эксплуатируемые в любых условиях, а влажностью 8–12 % – любые конструкции, в том числе клееные. Высыхание деревянного элемента и развитие деформаций усушки происходят неравномерно от поверхности к центру. Этот факт, а также разница величин радиальной и тангентальной усушки приводят к возникновению значительных остаточных напряжений растяжения в наружных и сжатия во внутренних частях элемента поперек волокон и в результате происходят коробление и растрескивание древесины (рисунок 2.4).

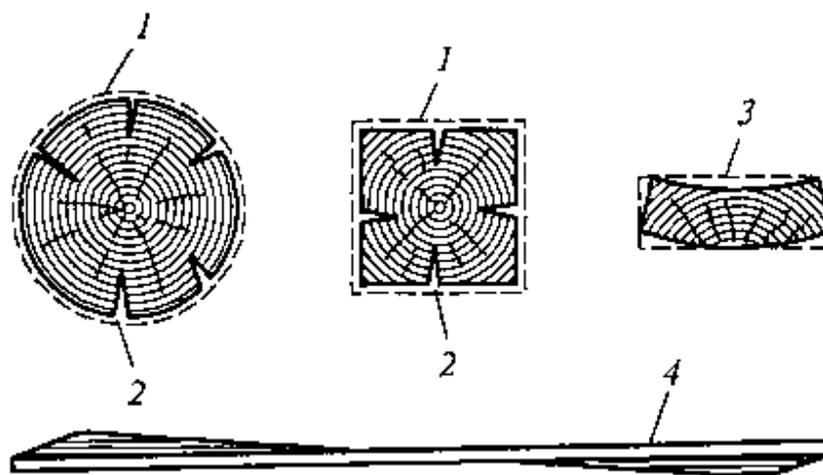


Рисунок 2.4 – Деформации лесоматериалов при усушке:
 1 – уменьшение размеров сечений; 2 – растрескивание; 3 – поперечное коробление;
 4 – продольное коробление

Строительная фанера является листовым древесным строительным конструкционным материалом. Она состоит из нечетного числа тонких слоев – шпонов – толщиной около 1 мм из древесины березы или лиственницы. Волокна соседних шпонов располагаются во взаимно перпендикулярных направлениях. Наружные шпоны – рубашки – имеют взаимно параллельное направление волокон, вдоль которого измеряют длину листов. Средние шпоны называют срединками. В строительных конструкциях применяют фанеру клееную и бакелизированную. Клееная фанера (рисунок 2.5) состоит из слоев древесины (шпонов), которые склеивают между собой водостойкими клеями, например фенолформальдегидным. Получается водостойкая фанера марки ФСФ. При склеивании шпонов клеями типа карбамидных получается средневодостойкая фанера марки ФК, использование которой допускается только в помещениях без повышенной влажности воздуха. Водостойкую фанеру применяют в конструкциях зданий всех групп влажности воздуха. Листы клееной фанеры имеют толщину 6–12 мм. Наибольшее распространение в конструкциях находят листы семислойной фанеры толщиной 8, 9, 10 и 12 мм. Листы имеют длину 2440, 2135, 1525, 1220 мм и ширину 1525, 1220 и 725 мм. Листовая форма является одним из главных преимуществ фанеры по сравнению с другими лесоматериалами. Благодаря этому ее с успехом применяют для изготовления легких эффективных покрытий и стен, а также емкостей и опалубки. Перекрестное расположение волокон слоев придает фанере меньшую анизотропию свойств в плоскости листов, чем у древесины, малую усушку и разбухание при колебаниях влажности, как у древесины вдоль волокон.

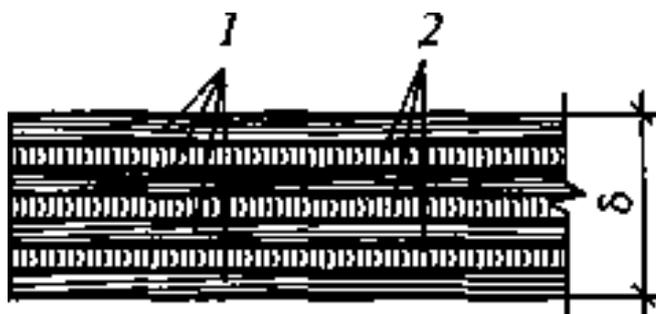


Рисунок 2.5 – Строительная фанера (деталь сечения):
1, 2 – соответственно продольные и поперечные слои

Прочность клееной фанеры вдоль волокон наружных слоев существенно выше, чем поперек, так как слоев с продольным направлением волокон на один больше, и наружные слои располагаются в зоне максимальных напряжений при изгибе. Прочность клееной фанеры при срезе по плоскостям сечений в 2,5 раза превышает прочность древесины при скалывании вдоль волокон, что является ее большим преимуществом. Прочность клеевых соединений фанеры при скалывании мала и не превышает $2/3$ прочности хвойной древесины при скалывании поперек волокон. Влияние пороков на прочность фанеры относительно ниже, чем в древесине, так как совпадение пороков, расположенных в отдельных слоях, маловероятно. Влажность фанеры повышенной водостойкости не превышает 12 %, а средней – 15 %. Жесткость фанеры, характеризуемая модулем упругости, определяется главным образом слоями, работающими вдоль волокон, и составляет для фанеры толщиной 8 мм и более около 90 % от жесткости древесины вдоль и 70 % поперек волокон. Бакелизированная фанера имеет такое же строение, как и клееная, однако ее наружные слои не только склеивают со средними, но и пропитывают водостойкими синтетическими спирторастворимыми смолами. Листы фанеры имеют толщину 5–18 мм, длину 1500–7700 мм и ширину 1200–1500 мм. Она отличается от клееной фанеры более высокой водостойкостью и прочностью и применяется в конструкциях, работающих в особо неблагоприятных влажностных условиях. Прочность бакелизированной фанеры при нормальных напряжениях вдоль листов более чем в 2,5 раза, а поперек почти в 2 раза превышает прочность хвойной древесины вдоль волокон. Ее сопротивление срезу в 4,5 раза, а скалыванию в 1,5 раза выше сопротивления скалыванию древесины вдоль волокон. Жесткость бакелизированной фанеры поперек волокон наружных слоев близка к жесткости древесины вдоль волокон, а вдоль волокон наружных слоев в 1,5 раза выше. В настоящее время в нашей стране фанеру производят не только из древесины березы, но и хвойных пород.

2.2 Конструкционные пластмассы

Конструкционные пластмассы в строительстве применяют в составе элементов несущих и ограждающих конструкций. Основой этих материалов являются синтетические полимерные смолы – продукты промышленности химических органических материалов. К ним относятся стеклопластики, пенопласты, оргстекло, винипласт, воздухо- и водонепроницаемые ткани и пленки и древесные пластики, синтетические клеи. Из наиболее прочных стеклопластиков, расчетное сопротивление сжатию и растяжению которых достигает 100 МПа, выполняют основные элементы несущих строительных конструкций.

Прозрачные стеклопластики используют в качестве светопрозрачных элементов ограждающих конструкций зданий. Из особо прозрачного оргстекла и прозрачного винипласта изготавливают прозрачные части ограждений, пропускающие все части солнечного спектра. Сверхлегкие пенопласты применяют в средних слоях легких ограждений покрытий и стен. Прочные, тонкие воздухо- и водонепроницаемые ткани используют в пневматических и тентовых покрытиях.

К положительным свойствам этих материалов относятся: малая плотность, не превышающая 1500 кг/м^3 , химическая стойкость в некоторых агрессивных средах; влагостойкость и неподверженность гниению. В процессе изготовления им можно придать ряд требуемых свойств и сделать элементы конструкций любой требуемой формы.

Основными недостатками конструкционных пластмасс является их малая жесткость (модуль упругости не превышает 104 МПа) и, следовательно, повышенная деформативность, не позволяющая полностью использовать их прочность. Сгораемость данных материалов ограничивает их применение в основных несущих конструкциях. Малая поверхностная твердость ведет к легкой повреждаемости конструкций. Ползучесть и старение в процессе эксплуатации приводит к повышению прогибов и уменьшению прозрачности ограждающих конструкций.

Синтетические смолы являются основными компонентами пластмасс. Они образуют основную массу материалов, служат связующими аналогично цементному раствору в бетоне и делятся на два основных класса – термопластичные и термореактивные.

Термопластичные смолы (полиметилметакрилат, поливинилхлорид, полистирол, полиэтилен и др.) после завершения процесса синтеза и превращения в твердую стеклообразную массу способны под действием нагрева размягчаться, переходя в вязкотекучее состояние, а при охлаждении вновь возвращаться к твердому состоянию. Термопластичные смолы используют для изготовления листовых материалов (органическое стекло, винипласт), клеев для их склеивания, пенопластов, пленок.

Термореактивные смолы переходят из вязкотекучего в твердое состояние только один раз – в процессе отверждения. Этот процесс происходит под воздействием отвердителя или при нагреве или одновременно того и другого. После завершения процесса отверждения термореактивный материал не размягчается при последующем нагреве, а лишь незначительно теряет прочность и жесткость. В конструкционных пластмассах строительного назначения применяют следующие термореактивные смолы: фенолформальдегидные, полиэфирные, эпоксидные, мочевиноформальдегидные. Термореактивные смолы широко используют для изготовления фанеры, стеклопластиков, пенопластов, клеев, древесных пластиков, различных фасонных деталей.

Стеклопластик представляет собой материал, состоящий из двух основных компонентов: синтетического связующего и стеклянного волокна (наполнителя). Сущность изготовления стеклопластика состоит в том, что в неотвержденную смолу вводят стекловолокно, а затем смолу подвергают отверждению. Синтетическое связующее придает монолитность и обеспечивает стабильность формы готового стеклопластика; обеспечивает использование высокой прочности стекловолокна путем равномерного распределения усилий между волокнами и обеспечения их устойчивости, защиту волокон от атмосферных и других внешних воздействий; воспринимает часть усилий, возникающих в эксплуатационных условиях.

Рубленое стекловолокно – это масса коротких (до 50 мм) нарубленных из непрерывных, хаотически расположенных стекловолокон. Непрерывное стекловолокно – это волокна и нити, жгуты и ткани из него неограниченной длины.

Положительными качествами стеклопластиков на основе рубленых волокон являются простота их изготовления благодаря хаотичному расположению стекловолокна, относительно низкая стоимость, прозрачность. Прозрачный стеклопластик, выпускаемый в нашей стране, состоит из прозрачной полиэфирной термореактивной смолы и рубленого стекловолокна в количестве около 25% по массе. Прозрачный стеклопластик выпускают в форме волнистых и плоских листов толщиной $\delta = 1,5 - 2,5 \text{ мм}$, шириной до $1,5 \text{ м}$ и длиной до 6 м . Волны имеют шаг $b_{\epsilon} = 60 - 200 \text{ мм}$, высоту $h_{\epsilon} = 14 - 54 \text{ мм}$ и могут располагаться вдоль или поперек листа (рисунок 2.7). В последнем случае лист может иметь длину, достигающую десятков метров, и свертываться в рулон. Эти размеры волн увязаны с размерами волн асбестоцементных и алюминиевых волнистых листов, что обеспечивает возможность их совместного применения.

Основным преимуществом прозрачного стеклопластика по сравнению с прочими листовыми материалами является его светопрозрачность, а по сравнению с листовым стеклом – отсутствие хрупкости и большая простота крепления. Его используют в виде отдельных волнистых листов, ребристых плит и панелей для создания светопрозрачных участков холодных и полутеплых покрытий и стен зданий.

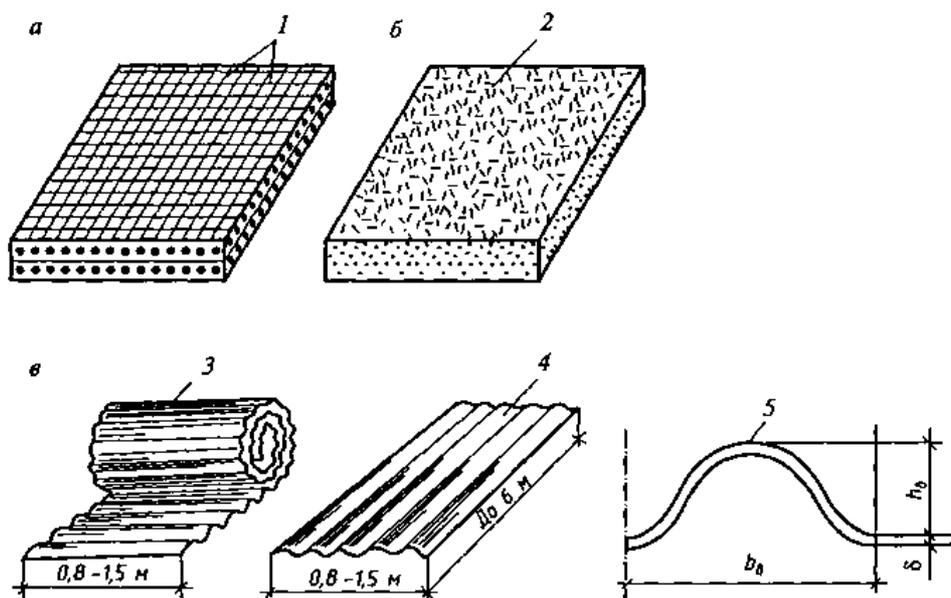


Рисунок 2.7 – Стеклопластики:

a, б – плоский; *в* – волнистый; *1* – непрерывное стекловолокно; *2* – рубленое стекловолокно; *3* – поперечные волны; *4* – продольные волны; *5* – сечение волны

Стеклопластик на основе непрерывных стекловолокон непрозрачен. Он состоит из термореактивных фенолформальдегидных и других смол и стекловолокон в виде отдельных волокон, стеклонитей или стекложгутов непрерывной длины. Стекловолокна располагаются в одном или двух взаимно перпендикулярных направлениях в количестве до 70 % по массе. Наиболее высокими механическими свойствами обладают стеклопластики, армированные прямыми непрерывными волокнами, например стекложгутами. Если все стекложгуты расположены только в одном направлении, то прочность стеклопластика при растяжении в этом направлении вдоль волокон является максимальной и может достигать 1000 МПа, а модуль упругости – 40 000 МПа. Однако в направлении, поперечном направлению стекложгутов, прочность стеклопластика невелика и приближается к прочности неармированного связующего. Если стекложгуты уложены по двум взаимно перпендикулярным направлениям, то прочность и жесткость стеклопластика будет выше в том направлении, по которому уложена большая часть стекложгутов. В нашей стране выпускают стеклопластик марки АГ-4С, армированный непрерывными стекловолоконными. Он имеет плотность примерно 1900 кг/м³, прочность при растяжении до 500 МПа и модуль упругости до 18 500 МПа. Этот стеклопластик используют для изготовления небольших болтов, фасонки, профильных и других деталей, конструкций, эксплуатируемых в химически агрессивной среде. Из него могут изготавливаться и несущие конструкции.

Пенопласты – это сверхлегкие газонаполненные конструкционные пластмассы. Они представляют собой твердую пену, состоящую из массы замкнутых ячеек, заполненных воздухом или безвредным газом со стенками из затвердевшей полимерной смолы. Синтетическим связующим в пенопластах служат термопластичные или термореактивные смолы. Из термопластичных полистирольных и поливинилхлоридных смол изготавливают пенополистиролы ПС-1, ПС-4 и ПСБ. Из термореактивных полиуретановых и фенолформальдегидных смол получают пенополиуретан ПУ-101 и пенополифенолформальдегид ФРП-1. Наполнителями являются газы, образующиеся в процессе пенообразования. Пенопласты

образуются путем горячего вспенивания термопластичных смол или введения в состав терморезактивных смол отвердителей и пенообразователей в процессе их твердения. Прессовые пенопласты изготавливаются в установках высокого давления. Они имеют повышенную прочность и стоимость. Беспрессовые пенопласты вспениваются при обычном атмосферном давлении, являются менее прочными и более дешевыми. Особенно эффективно изготовление термопластичных пенопластов непосредственно в полостях ограждающих конструкций, например при формировании среднего слоя трехслойных плит и панелей.

Плотность пенопластов очень мала и находится у конструктивных видов в пределах 30–100 кг/м³. У поверхности блоков она несколько выше, чем в середине, благодаря меньшим размерам газосодержащих ячеек (рисунок 2.8).

Органическое стекло, или оргстекло, – это конструкционная пластмасса, состоящая полностью из термопластичной полимерной смолы–полиметилметакрилата, без каких-либо наполнителей. Его изготавливают в виде листов и плит размерами до 170 см и толщиной до 40 мм. Оргстекло имеет достаточную (до 10 МПа) прочность при изгибе, но ограниченную жесткость и твердость. Модуль упругости составляет 3000 МПа, поверхность легко повреждается, теплостойкость ограничена 60 °С, оно сгораемо. Главное достоинство оргстекла – высокая степень прозрачности (до 95 %). Существенным преимуществом оргстекла перед оконным стеклом является отсутствие хрупкости и светопрозрачность.

Винипласт, как и оргстекло, состоит полностью из термопластичной смолы без наполнителей. Его изготавливают в виде плоских или волнистых листов толщиной до 2 мм и шириной до 120 см. Может быть прозрачным. Свойства винипласта близки к свойствам оргстекла. Основными преимуществами являются самозатухаемость, высокая стойкость в химически агрессивных средах и относительно низкая стоимость. Применяют в конструкциях, работающих в химически агрессивных средах.

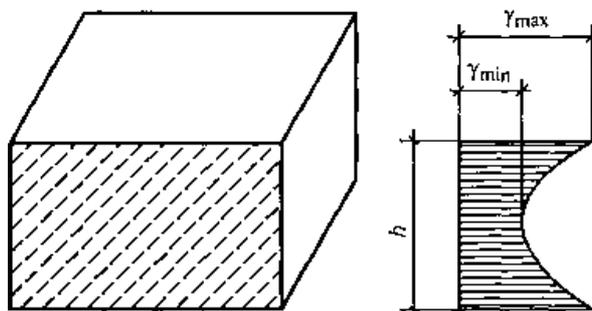


Рисунок 2.8 – Пенопласт:

a – блок; *b* – эпюра изменения плотности и прочности по толщине блока

Воздухонепроницаемые ткани – новый конструкционный материал, состоящий из текстиля и эластичных покрытий. Технический текстиль является прочностной основой воздухонепроницаемых тканей. Его изготавливают из высокопрочных синтетических волокон. Полиамидные волокна типа «капрон» применяют наиболее широко. Они имеют высокую прочность, значительную растяжимость и малую стойкость против старения. Полиэфирные волокна типа «лавсан» менее растяжимы и более стойки против старения. Текстиль имеет полотняное переплетение. Более прочные нити располагаются вдоль рулона (основа), а менее прочные – поперек него (уток). Синтетические волокна не подвержены гниению, но сгораемы. Покрытия обеспечивают необходимую воздухонепроницаемость тканей, служат для плотной связи нитей и слоев текстиля между собой и защищают их от активного атмосферного старения. В качестве покрытий применяют главным образом резину на основе синтетических каучуков, а также эластичный пластифицированный поливинилхлорид.

3 ОГРАЖДАЮЩИЕ КОНСТРУКЦИИ

Настилы являются несущими элементами ограждающих деревянных покрытий. На их изготовление расходуется до 70 % объема древесины, используемой при сооружении деревянных покрытий. Поэтому проектирование рациональных конструкций настилов во многом определяет экономическую эффективность покрытий в целом. Настилы служат основанием водо- и теплоизоляционных слоев покрытия. Они принимают участие в обеспечении устойчивости основных несущих конструкций в целом и в восприятии основных вертикальных и ветровых нагрузок.

3.1 Настилы из досок

Настилы из досок применяют в покрытиях в виде сплошной конструкции или обрешетки под кровли разных типов. Для кровли в виде рубероидного ковра настил должен иметь сплошную ровную поверхность из одного или двух слоев досок. Двойной перекрестный настил состоит из двух слоев досок. Верхний – защитный (сплошной) слой досок толщиной 16–22 мм и шириной не более 100 мм укладывают под углом 45–60° к нижнему, рабочему, настилу и крепят к нему гвоздями. Рабочий настил для лучшего проветривания рекомендуется делать разреженным, с зазором не менее 20 мм из досок толщиной 19–32 мм, определяемой нагрузкой. Доски рабочего настила для повышения изгибной жесткости следует опирать на три опоры и более. В покрытиях отапливаемых производственных зданий утеплитель укладывают на одиночный дощатый настил или сплошной накат толщиной 19–32 мм который целесообразно опирать на три прогона.

Неутепленные покрытия в виде чешуйчатой кровли из плоских или волнистых листов асбестоцемента, стеклопластика, кровельной стали и черепицы выполняют по настилу из брусков обрешетки сечением не менее 50 × 50 мм с шагом, зависящим от размеров и прочности кровельных листов. С целью сокращения трудоемкости работ при возведении здания настилы и обрешетки изготавливают в виде щитов. Элементы настила и обрешетки рекомендуется выполнять из древесины хвойных пород 3-го сорта.

Дощатый настил под рубероидную кровлю целесообразно конструировать и рассчитывать как двухпролетную неразрезную шарнирно опертую балку. Расчетную ширину настила условно принимают равной 1 м. Настил покрытия рассчитывают на два сочетания нагрузок. Первое сочетание – равномерно распределенная постоянная нагрузка от собственного веса g и временная от веса снега s . Максимальный изгибающий момент M_l возникает в сечении над средней опорой и определяется выражением:

$$M_l = 0,125 \cdot (g + s) \cdot l^2, \quad (3.1)$$

где l – расстояние между прогонами.

Прочность настила должна удовлетворять выражению:

$$\frac{M_1}{W} \leq R_u, \quad (3.2)$$

где расчетное сопротивление древесины 3-го сорта изгибу $R_u = 13$ МПа; W – момент сопротивления досок рабочего настила.

Относительный прогиб настила f проверяют на нормативные значения постоянных и временных нагрузок g^n и s^n по формуле:

$$\frac{f}{l} = \frac{2.13}{384} \cdot \frac{(g^n + s^n) \cdot l^3}{E \cdot I} \leq \frac{1}{250} \quad (3.3)$$

где $E = 10^3 \text{ кН/см}^2 = 10\,000 \text{ МПа}$ – модуль упругости древесины; I – момент инерции сечения доски рабочего настила.

Второе сочетание – равномерно распределенная постоянная нагрузка от собственного веса g и сосредоточенной монтажной нагрузки $P = 1,2 \text{ кН}$, учитывающей вес человека с инструментом.

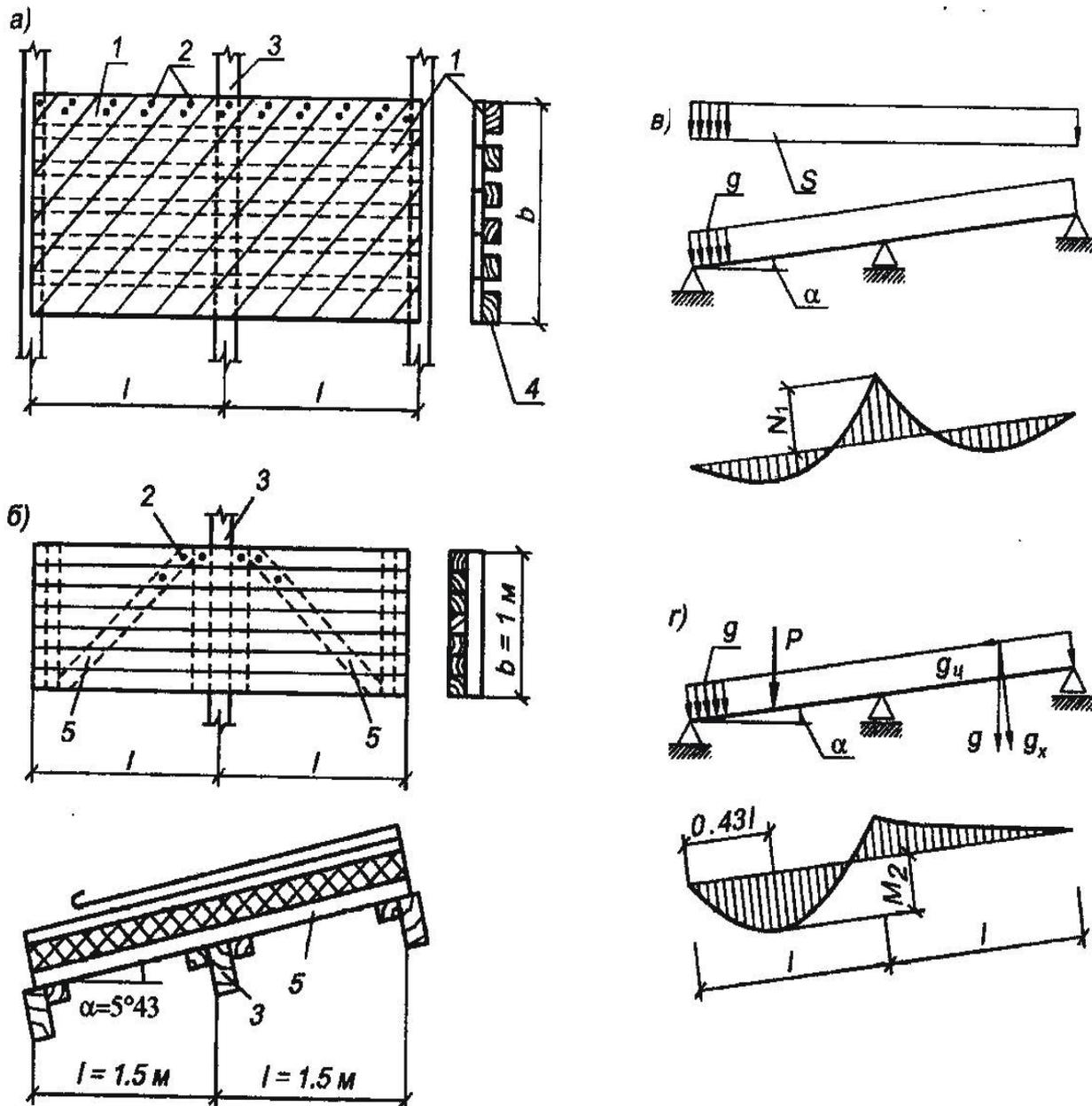


Рисунок 3.1 – Дощато-гвоздевые настилы:

- a – щит двойного перекрестного настила; b – щит однослойного настила;
 v – расчетная схема настила при первом сочетании нагрузок; r – то же, при втором сочетании;
 l – защитный настил; 2 – гвозди; 3 – прогон; 4 – доски рабочего настила; 5 – подкос

Максимальный изгибающий момент M_2 возникает на расстоянии $0,43 \cdot l$ от крайней опоры и определяется по формуле:

$$M_2 = 0,07 \cdot g \cdot l^2 + 0,207 \cdot P \cdot l. \quad (3.4)$$

Проверку прочности настила производят по формуле:

$$\frac{M_2}{W} \leq R_u, \quad (3.5)$$

где R_u – расчетное сопротивление древесины изгибу с учетом коэффициента условия работы при наличии монтажной нагрузки $m_n = 1,2$.

Сосредоточенная монтажная нагрузка $P = 1,2$ кН распределяется на две доски при расстоянии между их осями, не превышающем 15 см, и на одну доску одиночного настила при расстоянии более 15 см.

3.2 Волнистые листы из стеклопластика

Волнистые листы из стеклопластика – это готовые элементы неутепленного покрытия. Их укладывают вдоль ската с уклоном не менее 1:10 на деревянные или металлические прогоны. Шаг прогонов не должен превышать 1,5 м и обосновывается расчетом. Рекомендуемая длина нахлестки листов в стыке не менее 20 см. Настил из волнистых листов стеклопластика при опирании на три прогона рассчитывают как двухпролетную шарнирно опертую балку на действие равномерно распределенной нагрузки от собственного веса и веса снега. Геометрические характеристики сечений волнистых листов рекомендуется принимать по приложению 14. Расчетное число волн на ширине $b = 1$ м можно определить по формуле $n_\sigma = b/b_\sigma$, где b_σ – шаг волн.

Устойчивость волнистых листов при изгибе проверяют по формуле:

$$\sigma = \frac{M}{\varphi_n \cdot W} \leq R_u, \quad (3.6)$$

где $M = g \cdot l^2/8$ – изгибающий момент при двухпролетной схеме работы; l – расстояние между двумя соседними прогонами; φ_n – коэффициент устойчивости листа при изгибе:

$$\varphi_n = E \cdot 1,92 \cdot \delta \cdot \frac{h_B}{R_u(4 \cdot h_B^2 + b_B^2)}, \quad (3.7)$$

где δ и h_B – толщина и высота волн по осям соответственно.

Прочность листа при скалывании проверяют по формуле:

$$Q/(2 \cdot n_B \cdot h_B \cdot \delta) \leq R_{ск}, \quad (3.8)$$

где $Q = 5 \cdot q \cdot l/8$ – поперечная сила при двухпролетной схеме.

Относительный прогиб двухпролетного листа при нормативной нагрузке проверяют по формуле :

$$\frac{f}{l} = \frac{2,13}{384} \cdot \frac{q \cdot l^3}{E \cdot I} \leq \frac{1}{250}$$

Пример 3.1 Расчет дощатого настила покрытия

Запроектировать дощатый настил покрытия сельскохозяйственного производственного здания в Норильске.

Исходные данные. Здание II класса ответственности, коэффициент надежности по назначению $\gamma_n = 0,95$, отапливаемое, с температурно-влажностными условиями эксплуатации по группе А1. Район строительства по снеговой нагрузке – V. Настил одиночный из досок древесины лиственницы влажностью до 12 % по ГОСТ 24454-80* Е располагаем по прогонам, которые поставлены по скату крыши с шагом 1,2 м. Кровля черепичная. Угол наклона кровли $\alpha = 20^\circ$; $\cos\alpha = 0,940$.

Конструктивная схема настила. Настил рассчитываем как двухпролетную балку. Пролеты настила равны 1,2 м, т. е. расстоянию между осями прогонов.

Нагрузки. Расчет выполняется на два сочетания нагрузок:

- 1) на равномерно распределенную постоянную и снеговую нагрузки (на прочность и прогиб);
- 2) на собственный вес и монтажную нагрузку $P = 1$ кН (только на прочность).

Величины нагрузок на настил по первому сочетанию приведены в таблице 3.1.

Коэффициент надежности по нагрузке γ_f для снеговой нагрузки, определяем по формуле:

$$g^H/s_0 = 0,743/3,2 = 0,232 < 0,8; \gamma_f = 1,6.$$

Нормальная составляющая действующей нагрузки на полосу настила шириной 1 м равна:

$$q_x^n = (g^n + s^n \cdot \cos\alpha) \cdot \cos\alpha = (0,743 + 2,0 \cdot 0,940) \cdot 0,940 = 2,466 \text{ кН/м}$$

$$q_x = (0,937 + 3,2 \cdot 0,940) \cdot 0,940 = 3,71 \text{ кН/м,}$$

где q_x^n, q_x – нормативная и расчетная нагрузки.

Таблица 3.1 – Нагрузки

Наименование нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке, γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м ²
Вес черепицы	0,6	1,3	0,78
Вес настила	0,143	1,1	0,157
Постоянная g	0,743	–	0,937
Временная снеговая s_0	2,0	1,6	3,2

Максимальный изгибающий момент на средней опоре:

$$M_l = 0,125 \cdot q_x \cdot l^2 = 0,125 \cdot 3,71 \cdot 1,2^2 = 0,668 \text{ кН м.}$$

$$\text{Напряжение: } \sigma_n = \frac{M_l}{W} \leq R_u$$

Момент сопротивления: $W = \frac{M_l}{R_u} = 66,8 / 1,64 = 40,7 \text{ см}^3$, где $R_u = R \cdot m_n = 13 \cdot 1,2 = 15,6 \text{ МПа} = 1,56 \text{ кН/см}^2$. Учитывая класс ответственности здания γ_n , получаем:

$$R_u = 1,56/0,95 = 1,64 \text{ кН/см}^2; m_n = 1,2; \gamma_n = 0,95.$$

Толщина досок $\delta = \sqrt{6 \cdot W/100} = \sqrt{6 \cdot 40,7/100} = 1,56 \text{ см}$ при ширине полосы настила 100 см. Согласно сортаменту назначаем $\delta = 19 \text{ мм}$.

Проверяем относительный прогиб настила по формуле:

$$f/l = 2,13 \cdot q_x^H \cdot \frac{l^3}{384 \cdot E \cdot I} = 2,13 \cdot 0,02 \cdot \frac{120^3}{384 \cdot 10^3 \cdot 57,16} = \frac{1}{298} > \left[\frac{1}{150 \cdot 0,95} \right] = 1/143.$$

$I = 100 \cdot 1,9^3/12 = 57,16 \text{ см}^4$; $E = 10^3 \text{ кН/см}^2$; $[f/l] = 1/150$ – предельный прогиб настила. Принимаем $\delta = 2 \text{ мм}$. При расчете настила на второе сочетание расчетных нагрузок монтажную нагрузку передаем на две доски шириной по 15 см, т. е. $0,15 \cdot 2 = 0,3 \text{ м}$. Расчетное значение монтажной нагрузки $P = 1 \cdot 1,2 \cdot 0,940 = 1,13 \text{ кН}$.

Нагрузка от собственного веса настила, согласно таблицы 3.1:

$$g = 0,937 \cdot 0,3 \cdot 0,940 = 0,264 \text{ кН/м.}$$

Максимальный изгибающий момент в пролете под монтажной нагрузкой найдем по формуле: $M_2 = 0,07 \cdot g \cdot l^2 + 0,207 \cdot P \cdot l = 0,07 \cdot 0,264 \cdot 1,2^2 + 0,207 \cdot 1,13 \cdot 1,2 = 0,307$ кН м.

Напряжение изгиба при принятом сечении настила:

$$\sigma_n = \frac{M_2}{W} = 30,7/18,05 = 1,7 \text{ кН/см}^2 = 17 \text{ МПа} < R_u \cdot m_n \cdot m_h / \gamma_n = 13 \cdot 1,2 \cdot 1,2/0,95 = 19,7 \text{ МПа.}$$

$W = 30 \cdot 1,9^2 / 6 = 18,05 \text{ см}^3$; m_n – коэффициент породы; m_h – коэффициент, учитывающий кратковременность действия монтажной нагрузки.

Пример 3.2 Расчет навеса из волнистых листов стеклопластика

Запроектировать навес из волнистых листов полиэфирного стеклопластика в районе г. Краснодара.

Исходные данные. Волнистые листы стеклопластика длиной по 1,8 м и шириной 1 м располагаем по прогонам, которые поставлены по скату с шагом 80 см.

Конструктивная схема настила. Настил рассчитываем как двухпролетную балку с пролетами по 80 см.

Нагрузки. На настил действует равномерно распределенная снеговая нагрузка. Нормативное ее значение $s^n = 0,5$ кН/м, расчетное значение $s = 0,5 \cdot 1,6 = 0,8$ кН/м, где 1,6 – коэффициент надежности по нагрузке.

Расчетный изгибающий момент на средней опоре:

$$M = 0,125 \cdot s \cdot l^2 = 0,125 \cdot 0,8 \cdot 0,8^2 = 0,064 \text{ кНм} = 6,4 \text{ кН см.}$$

$$\text{Расчетная поперечная сила: } Q = 0,625 \cdot s \cdot l = 0,625 \cdot 0,8 \cdot 0,8 = 0,4 \text{ кН.}$$

Принимаем волнистые листы полиэфирного стеклопластика толщиной $\delta = 2,5$ мм с шагом волны $b_e = 7,8$ см и высотой $h_e = 1,8$ см.

Момент инерции сечения одного листа:

$$I = 0,125 \cdot \delta \cdot n_b \cdot b_e \cdot h_b^2 \cdot (1 + 0,125 \alpha) = 0,125 \cdot 13 \cdot 7,8 \cdot 0,25 \cdot 1,8^2 (1 + 0,125 \cdot 0,526) = 10,94 \text{ см}^4,$$

где число волн одного листа $n_b = b/b_e = 100 / 7,8 = 13$; $\alpha = \pi^2 \cdot h_b^2 / b_e^2 = 3,14^2 \cdot 1,8^2 / 7,8^2 = 0,526$.

Момент сопротивления сечения одного листа:

$$W = I / [0,5(h_b + \delta)] = 10,94 / [0,5(1,8 + 0,25)] = 10,67 \text{ см}^3.$$

Расчетные сопротивления стеклопластика в атмосферных условиях:

на изгиб $R_u = 15 \cdot 0,75 = 11,25$ МПа; на срез $R_{cp} = 9 \cdot 0,75 = 6,75$ МПа, где 0,75 – коэффициент условия работы полиэфирного стеклопластика при повышенной влажности 90 %.

Модуль упругости в тех же условиях $E = 3000 \cdot 0,65 = 1950$ МПа = 195 кН/см².

Проверка устойчивости листа при изгибе:

$$\sigma = M / (\varphi_b \cdot W) = 6,4 / (2,03 \cdot 10,67) = 0,3 \text{ кН/см}^2 = 3,0 \text{ МПа} < R_u = 11,25 \text{ МПа};$$

$$\varphi_b = E \cdot 1,92 \cdot \delta \cdot h_b / (R_u \cdot (4 \cdot h_e^2 + b_e^2)) = 1950 \cdot 1,92 \cdot 0,25 \cdot 1,8 / (11,25 \cdot (4 \cdot 1,8^2 + 7,8^2)) = 2,03.$$

Проверка прочности листа при скалывании:

$$\tau = Q / (2 \cdot n_b \cdot h_b \cdot \delta) = 0,4 / (2 \cdot 13 \cdot 1,8 \cdot 0,25) = 0,03 \text{ кН/см}^2 = 0,3 \text{ МПа} < R_{ск} = 6,75 \text{ МПа.}$$

Проверка относительного прогиба листа при нормативной нагрузке

$s^n = 0,5$ кН/м = 0,005 кН/см и модуле упругости $E = 195$ кН/см²:

$$f/l = 2,13 \cdot s^n \cdot l^3 / 384 \cdot E \cdot I = 2,13 \cdot 0,005 \cdot 80^3 / (384 \cdot 195 \cdot 10,94) = 1/151 < 1/150.$$

3.3 Прогонь

Прогонь воспринимает нагрузки от настилов или обрешетки и передает их в бесчердачных покрытиях на верхние кромки несущих конструкций и поперечные стены здания, а в чердачных покрытиях – на элементы стропильных систем, расположенных с шагом 1–1,5 м вдоль скатов. Различают однопролетные прогоны из бревен или брусьев, консольно-балочные из брусьев и неразрезные спаренные из досок.

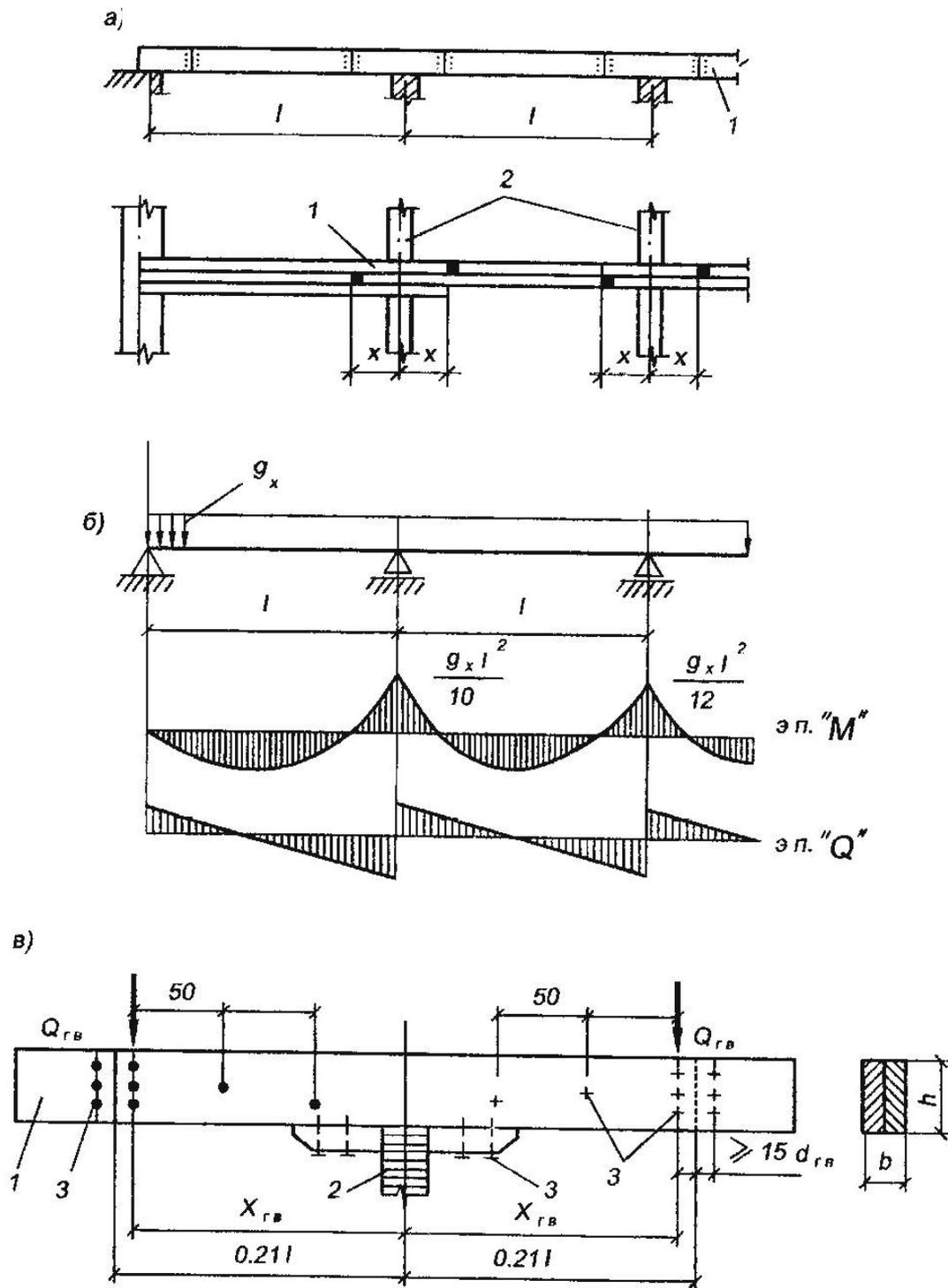


Рисунок 3.2 – Многопролетный спаренный прогон из досок:
 а – общий вид; б – расчетная схема; в – гвоздевой стык прогона;
 1 – прогон; 2 – несущая конструкция покрытия; 3 – гвозди

Однопролетные прогоны применяют при больших уклонах в покрытиях из чешуйчатой кровли. Они представляют собой горизонтальные ряды брусьев или бревен, расположенные вдоль скатов покрытия и опертые на верхние кромки основных несущих конструкций покрытия торцовых и поперечных стен здания, наклонные под углом к горизонту. Прогоны работают и рассчитываются как однопролетные шарнирно опертые балки. Стыки прогонов в виде косоугольного прируба или дощатых накладок на болтах располагают на опорах. Нагрузку принимают равномерно распределенной при опирании на прогоны настилов, обрешетки или стропильных систем, которых должно быть в пролете не менее четырех. В том случае, когда стропильных систем меньше, однопролетные прогоны рассчитывают на действие сосредоточенных нагрузок.

Многопролетные неразрезные прогоны устанавливают в скатных покрытиях при незначительных уклонах под рубероидную кровлю. Неразрезной прогон состоит из двух рядов досок толщиной не менее 4 см на ребро, которые стыкуются вразбежку на расстояниях, равных 0,21 длины пролета от оси опор, в зоне нулевых изгибающих моментов. Доски по длине прогона между стыками соединяют гвоздями в шахматном порядке через каждые 0,5 м. Многопролетные неразрезные прогоны применяют только в сочетании с настилами, например перекрестными, воспринимающими скатные составляющие нагрузок и предупреждающими возникновение косоугольного изгиба, на который эти прогоны работают ненадежно.

Спаренные прогоны работают и рассчитываются на изгиб как неразрезные балки от действия только нормальной составляющей равномерно распределенных (постоянной g – от собственного веса покрытия, временной s – снеговой) нагрузок. Расчетные изгибающие моменты возникают в ней на промежуточных опорах и определяются по формуле:]

$$M = q_x \cdot l^2 / 12. \quad (3.9)$$

Проверку прочности прогона при изгибе производят по формуле:

$$M/W \leq R_u, \quad (3.10)$$

где W – момент сопротивления прямоугольного сечения, $W = b \cdot h^2 / 6$.

Сечение прогона в крайних пролетах без расчета усиливают третьей доской.

Относительный прогиб от нормативных значений нагрузок q^n в крайних пролетах прогона наибольший и проверяется по формуле:

$$\frac{f}{l} = \frac{2,5}{384} \cdot \frac{q^n \cdot l^3}{E \cdot I} \leq \frac{F}{l} = \frac{1}{200}, \quad (3.11)$$

где I – момент инерции, соответствующий увеличенному сечению крайних пролетов.

Количество односрезных гвоздей в конце каждой доски по одну сторону стыка спаренного прогона определяют по формуле:

$$n_{зг} = M / (2 \cdot X_{зг} \cdot T \cdot \gamma_n), \quad (3.12)$$

где M – расчетный изгибающий момент; $X_{зг}$ – расстояние от оси опоры до ближайшего гвоздевого забоя по одну сторону стыка; T – наименьшая расчетная несущая способность односрезного гвоздя (кН) при толщинах досок и диаметре гвоздя (см).

Расчетная несущая способность одного гвоздя из условия смятия древесины в несимметричном соединении:

$$T_c = 0,35 \cdot c \cdot d; \quad (3.13)$$

$$T_a = k_n \cdot a \cdot d, \quad (3.14)$$

где k_n – коэффициент, учитывающий соотношение толщин досок a/c . Расчетная несущая способность из условия изгиба гвоздя:

$$T_u = 2,5 d^2 + 0,01 a^2. \quad (3.15)$$

Пример 3.3 Неразрезной спаренный прогон из досок

Исходные данные. Здание II класса ответственности, коэффициент надежности по назначению $\gamma_n = 0,95$, отапливаемое, с температурно-влажностным режимом эксплуатации по группе А1. Район строительства по снеговой нагрузке – V. Парные дощатые прогоны пролетом 5 м располагаются с шагом 1,2 м; материал – сосна.

Конструктивная схема прогона. Прогон рассчитываем как многопролетную неразрезную шарнирно опертую балку. Пролеты прогона принимаем равными по всей длине шагу несущих конструкций по 4 м. Нагрузка от покрытия приведена в таблице 3.1 и составляет на 1 пог. м прогона $g^n = 0,743 \cdot 1,2 = 0,89$ кН/м; $g = 0,937 \cdot 1,2 = 1,12$ кН/м. Предварительно задаемся значением собственного веса прогона (кН/м): $g_{cb}^H = 0,1$; $g_{cb} = 0,11$.

Снеговая нагрузка (таблица 3.1): $s^n = 2,0 \cdot 1,2 = 2,4$ кН/м; $s = 3,2 \cdot 1,2 = 3,84$ кН/м.

Нормальная составляющая действующей нагрузки на грузовую полосу шириной 1,2 м

$$q_x^H = (0,89 + 0,1 + 2,4 \cdot 0,940) \cdot 0,940 = 3,05 \text{ кН/м}; \quad q_x = (1,12 + 0,11 + 3,84 \cdot 0,940) \cdot 0,940 = 4,55 \text{ кН/м}.$$

Расчетный изгибающий опорный момент определяем по формуле:

$$M = q_x \cdot l^2 / 12 = 4,55 \cdot 5^2 / 12 = 9,48 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

По сортаменту пиломатериалов хвойных пород задаемся сечением из двух досок размером 75×175 мм при $W_x = 766 \text{ см}^3$.

Напряжение изгиба:

$$\sigma_u = M/W = 948 / 766 = 1,24 \text{ кН/см}^2 = 12,4 \text{ МПа} < R_u/\gamma_n = 13/0,95 = 13,7 \text{ МПа}.$$

Крайние пролеты прогона усиливаем третьей доской того же сечения.

Относительный прогиб в крайнем пролете прогона:

$$f/l = 2,5 \cdot q_x^H \cdot l^3 / (384 \cdot E \cdot I) = 2,5 \cdot 0,031 \cdot 500^3 / (384 \cdot 10^3 \cdot 10049) = 1/398 < [1 / (200 \cdot 0,95)] = 1/190, \text{ где } I = 7,5 \cdot 3 \cdot 17,5 / 12 = 10049 \text{ см}^4 \text{ – момент инерции сечения прогона в крайнем пролете.}$$

Произведем расчет гвоздевого стыка прогонов. Принимаем гвозди диаметром 5 мм и длиной 150 мм. По длине доски соединяем гвоздями в шахматном порядке через 500 мм. Расстояние между гвоздями вдоль волокон древесины $S_l = 15 \cdot d = 15 \cdot 0,5 = 7,5$ см. Толщины элементов прогона: $a = 7,5$ см; $a_1 = 7,5 - 1,5 \cdot 0,5 = 6,8$ см;

$$X_{cb} = 0,21 \cdot l - 15 \cdot d = 0,21 \cdot 500 - 15 \cdot 0,5 = 97,5 \text{ см}.$$

Расчетная несущая способность гвоздя в несимметричном односрезном соединении определяем по формулам (2.5), (2.6), (2.7):

$$T_c = 0,35 \cdot c \cdot d = 0,35 \cdot 7,5 \cdot 0,5 = 1,31 \text{ кН};$$

$$T_a = k_n \cdot a_1 \cdot d = 0,37 \cdot 6,8 \cdot 0,5 = 1,26 \text{ кН};$$

$$T_u = 2,5 \cdot d^2 + 0,01 \cdot a_1^2 = 2,5 \cdot 0,5^2 + 0,01 \cdot 6,8^2 = 1,09 \text{ кН},$$

где $k_n = 0,37$ при $a_1/c = 6,8/7,5 = 0,91$.

Количество гвоздей $n_{гв}$ в конце каждой доски на полустыке равно

$$n_{гв} = M / (2 \cdot X_{гв} \cdot T_u \cdot \gamma_n) = 948 / (2 \cdot 97,5 \cdot 1,09 \cdot 0,95) = 4,7 \text{ шт. Принимаем 6 гвоздей.}$$

3.4 Плиты покрытий

В индустриальном строительстве эффективно используются клеефанерные плиты покрытий заводского изготовления, которые применяются в качестве настилов и прогонов. Клеефанерные плиты имеют размеры $1,5 \times 3$ и $1,5 \times 6$ м в плане и высоту $1/30$ – $1/40$ пролета. Плиты покрытий отличаются малой массой, значительной несущей способностью и жесткостью благодаря рациональному сочетанию деревянного каркаса и листовых обшивок. Каркас плит образуется продольными (на всю ширину плиты) и поперечными ребрами из досок толщиной не менее 33 мм. К остроганным кромкам каркаса приклеивают обшивки из водостойкой фанеры толщиной 6–10 мм. Шаг продольных (рабочих) ребер каркаса принимается не более 0,5 м, а поперечных – не более 1,5 м и совпадает с расположением стыков фанеры. Плиты подразделяются на коробчатые, ребристые обшивкой вверх и ребристые обшивкой вниз.

Коробчатые клеефанерные плиты применяют в утепленных покрытиях с рулонной кровлей и гладким потолком. Они имеют двухсторонние обшивки, образующие вместе с ребрами ряд полостей, в которые по слою пароизоляции укладывается утеплитель. Полости всех плит настила соединяются отверстиями в единую вентилируемую прослойку, сообщающуюся с наружным воздухом в карнизах и коньке покрытия, которая обеспечивает осушающий режим работы настила. Первый нижний слой рулонного ковра наклеивается на верхнюю обшивку при изготовлении для предохранения плит от увлажнения при транспортировании и монтаже, а верхние слои – после сборки покрытия.

Ребристые клеефанерные плиты с одной верхней обшивкой применяют в холодных и утепленных покрытиях с рулонной кровлей без гладкого потолка. Жесткий утеплитель и рулонный ковер укладывают поверх обшивки, или любой утеплитель прикрепляют снизу.

Ребристые клеефанерные плиты с одной нижней обшивкой вниз применяют в утепленных и холодных покрытиях с чешуйчатой кровлей, например, из волнистых асбестоцементных листов. Листы кровли укладывают по продольным ребрам, а утеплитель по обшивке между ребрами.

Одним из основных требований при длительной эксплуатации трехслойных плит покрытия с деревянным каркасом является обеспечение осушающего режима работы.

Клеефанерные плиты рассчитывают как шарнирно опертые балки на одновременное действие равномерно распределенных нагрузок: собственного веса и снега отнесенных к полной ширине плиты.

Поперечные сечения клеефанерных плит с двумя обшивками благодаря жесткости клеевых соединений рассматриваются как двутавровый профиль, а плит с одной обшивкой – как тавровый. Ширина стенки таких профилей равна сумме ширин продольных ребер, а расчетная ширина обшивок – 0,9 всей ширины плиты.

Поперечные сечения клеефанерных плит рассчитывают по приведенным к фанере геометрическим характеристикам:

$$F_{\text{пр}} = F_{\text{ф}} + F \cdot E/E_{\text{ф}}; \quad (3.16)$$

$$S_{\text{пр}} = S_{\text{ф}} + S \cdot E/E_{\text{ф}}; \quad (3.17)$$

$$I_{\text{пр}} = I_{\text{ф}} + I \cdot E/I_{\text{ф}}; \quad (3.18)$$

$$W_{\text{пр}} = I_{\text{пр}}/\gamma_0, \quad (3.19)$$

где $F_{\text{ф}}$, $S_{\text{ф}}$, $I_{\text{ф}}$, $E_{\text{ф}}$ и F , S , I , E – площадь, статический момент, момент инерции, модуль упругости соответственно для фанеры и дерева; γ_0 – расстояние от нижней плоскости до центра тяжести приведенного сечения.

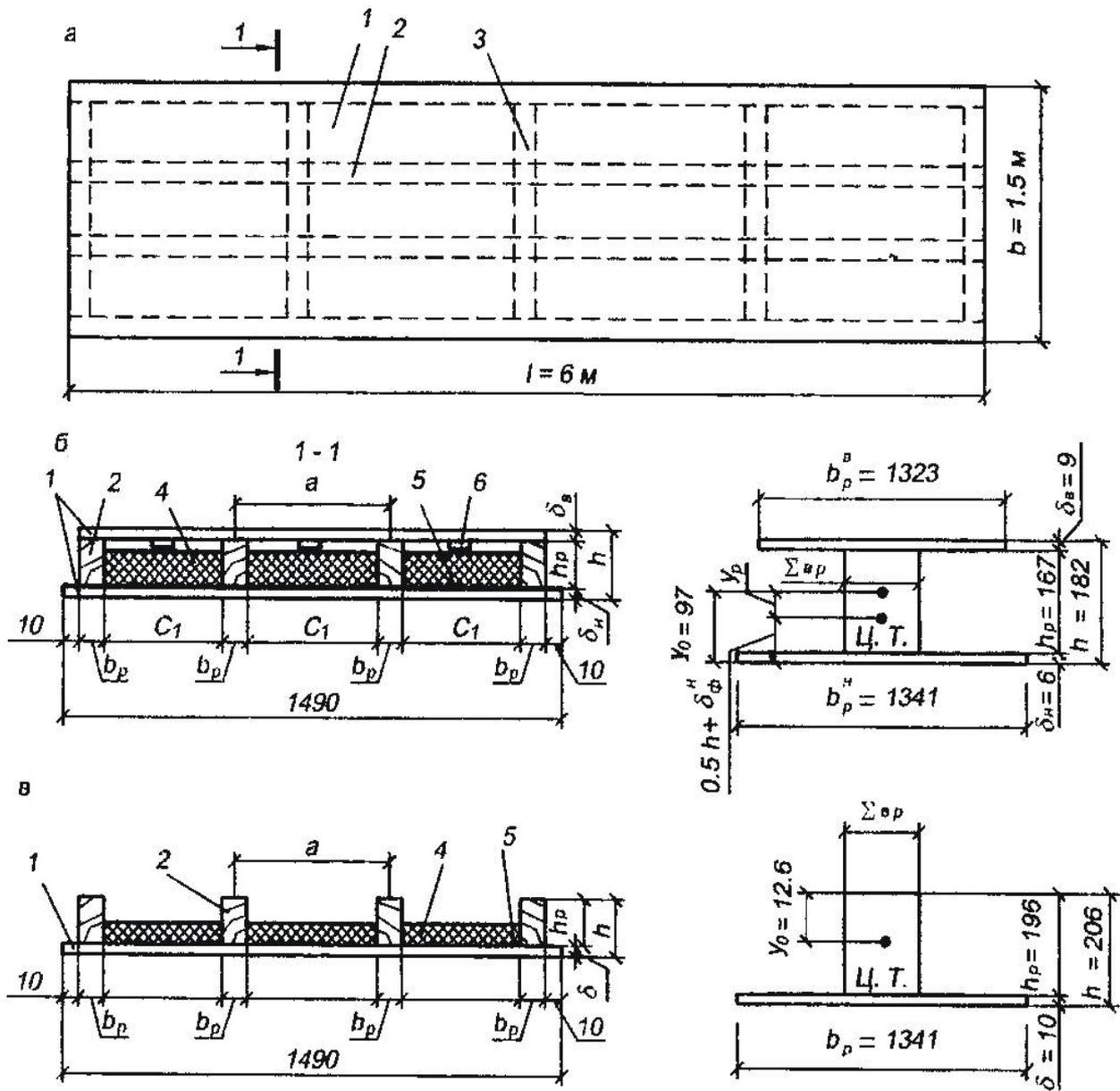


Рисунок 3.4 – Клефанерные ребристые плиты покрытия:
 а – план плиты 1,5 × 6 м; б – поперечное и расчетные сечения плит коробчатого типа;
 в – то же, с одной нижней обшивкой; 1 – фанерная обшивка;
 2 – продольные несущие ребра; 3 – поперечные ребра; 4 – утеплитель;
 5 – пароизоляция; 6 – вентиляционный продух в торцах

Прочность нижней растянутой и верхней сжатой фанерных обшивок проверяют по формулам, позволяющим учесть совместную работу обшивок и продольных ребер:

$$M/W_{\text{пр}}^{\text{H}} \leq R_{\text{фр}} \cdot k_{\text{ф}}; \quad (3.20)$$

$$\frac{M}{W_{\text{пр}}^{\text{B}} \cdot \varphi_{\text{ф}}} \leq R_{\text{фс}}, \quad (3.21)$$

где M – изгибающий момент от расчетных значений распределенной нагрузки; $W_{\text{пр}}^{\text{H}}$, $W_{\text{пр}}^{\text{B}}$ – приведенные моменты сопротивления соответственно для нижней и верхней полок; $R_{\text{фр}}$, $R_{\text{фс}}$ – расчетные сопротивления фанеры соответственно на растяжение и сжатие; $k_{\text{ф}}$ – коэффициент, учитывающий ослабление сечения обшивки стыками листов фанеры; $\varphi_{\text{ф}}$ – коэффициент устойчивости обшивки.

Коэффициент устойчивости обшивки:

$$\varphi_{\phi} = 1250 / (c_1 / \delta_{\phi})^2 \text{ при } c_1 / \delta_{\phi} \geq 50; \quad (3.22)$$

$$\varphi_{\phi} = 1 - (c_1 / \delta_{\phi})^2 / 5000 \text{ при } c_1 / \delta_{\phi} < 50, \quad (3.23)$$

где c_1 – расстояние между продольными ребрами в свету; δ_{ϕ} – толщина верхней обшивки.

Верхнюю обшивку плит проверяют на местный изгиб как полосу шириной 100 см, защемленную между продольными ребрами от действия сосредоточенной силы $P = 1,2$ кН:

$$M_{\phi} / W_{\phi} = 6 \cdot P \cdot c_1 / (8 \cdot 100 \cdot \delta_{\phi}) \leq R_{\phi и 90}, \quad (3.24)$$

где $R_{\phi и 90}$ – расчетное сопротивление фанеры изгибу поперек наружных волокон с учетом коэффициента, вводимого при расчете на монтажную нагрузку и равного 1,2.

Клеевые швы между слоями фанеры в пределах ширины продольных ребер проверяют по формуле Журавского:

$$\tau = Q \cdot S_{пр} / (I_{пр} \cdot \sum b_p) \leq R_{\phi ск}, \quad (3.25)$$

где Q – расчетная поперечная сила; $S_{пр}$ – статический момент верхней или нижней обшивки относительно центра тяжести сечения; $\sum b_p$ – ширина ребра; $R_{\phi ск}$ – расчетное сопротивление фанеры скалыванию.

Проверку плит по прогибам производят по формуле прогиба шарнирно опертой балки с учетом модуля упругости фанеры и пониженной жесткости сечения плиты с введением в знаменатель коэффициента 0,7:

$$\frac{f}{l} = \frac{5 \cdot q \cdot l^3}{384 \cdot 0,7 \cdot E_{\phi} \cdot I} \leq \frac{1}{250}. \quad (3.26)$$

В плитах с верхними обшивками из асбестоцементных плоских листов последние рассчитывают как многопролетные плиты шириной 100 см. Количество пролетов зависит от числа поперечных ребер каркаса. Продольные ребра рассчитывают как шарнирно опертые балки без учета влияния обшивок, так как крепление асбестоцементных листов к деревянному каркасу с помощью винтов является податливым.

Пример 3.4 Утепленная клефанерная плита покрытия

Запроектировать утепленную клефанерную плиту покрытия склада в г. Норильске.

Исходные данные. Здание II класса ответственности коэффициент надежности по назначению $\gamma_n = 0,95$, отапливаемое, с температурно-влажностными условиями эксплуатации по группе А1. Район строительства по снеговой нагрузке – V. Кровля рубероидная трехслойная. Шаг несущих конструкций – 4,5 м.

Материалы плиты. Древесина ребер – сосна 2-го сорта по ГОСТ 8486-86*; обшивки из водостойкой фанеры марки ФСФ сорта В/ВВ по ГОСТ 3916.1-89; клей марки ФРФ (ТУ6-05-281-14-77*); утеплитель – минераловатные плиты толщиной 8 см на синтетическом связующем по ГОСТ 9573-82* с плотностью 75 кг/м³; пароизоляция – полиэтиленовая пленка толщиной 0,2 мм.

Конструктивная схема плиты. Размеры плиты в плане назначаем 4480×1190 мм. Направление волокон наружные слоев фанеры верхней и нижней обшивок принимаем продольными. Деревянный каркас плиты образуем четырьмя продольными ребрами из досок, жестко склеенных с фанерными обшивками. Обшивки предварительно состыкованы по длине. Под стыками обшивок и в торцах плиты предусматриваем поперечные ребра. Верхняя обшивка имеет толщину 9 мм, нижняя – 6 мм. Плиту рассчитываем как свободно лежащую на двух опорах однопролетную балку. Продольные ребра после фрезерования верхних кромок принимаем равными 142×32 мм влажностью (10 ± 2) %. Относительная высота плиты: $h/l = 182/4480 = 1/25 > 1/35$.

Сбор нагрузок и статический расчет. Нагрузки на плиту приведены в таблице 3.2.

Расчетный пролет плиты с учетом длины опорного участка не менее 5,5 см составит $l = 4,48 - 0,06 = 4,42$ м.

Максимальный изгибающий момент в середине пролета плиты:

$$M = q \cdot l^2 / 8 = 4,52 \cdot 4,42^2 / 8 = 11,04 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Максимальная поперечная сила $Q = q \cdot l / 2 = 4,52 \cdot 4,42 / 2 = 9,99$ кН.

Геометрические характеристики поперечного сечения. Расстояние между продольными ребрами по осям $a = 67$ см; $l = 442 > 6 \cdot a = 6 \cdot 67 = 400$ см. Расчетная ширина верхней и нижней фанерных обшивок $b_{расч}^g = 0,9 \cdot b^g = 0,9 \cdot 117 = 105,3$ см; $b_{расч}^h = 0,9 \cdot b^h = 0,9 \cdot 119 = 107,1$ см. Геометрические характеристики клефанерной плиты приводим к фанерной обшивке, учитывая отношение $E/F_\phi = 10000/9000 = 1,11$. Приведенная площадь сечения:

$$F_{np} = 105,3 \cdot 0,9 + 107,1 \cdot 0,6 + 4 \cdot 3,2 \cdot 14,2 \cdot 1,11 = 94,77 + 64,26 + 201,75 = 361 \text{ см}^2.$$

Таблица 3.2 – Нагрузки на плиту

Наименование нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м	Коэффициент надежности по нагрузке, γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м
Вес рубероидной кровли	0,15	1,3	0,20
Вес фанерной обшивки	0,16	1,1	0,18
Вес продольных и поперечных ребер	0,16	1,1	0,17
Вес утеплителя	0,08	1,2	0,10
Вес пароизоляции	0,02	1,3	0,03
Постоянная	0,57	–	0,68
Временная снеговая $s = 2 \cdot 1,2$	2,4	1,6	3,84
Полная	2,97	–	4,52

Приведенный статический момент сечения относительно нижней грани плиты $S_{пр} = 64,26 \cdot 0,3 + 94,77 \cdot 17,75 + 201,75 \cdot (7,1 + 0,6) = 3255 \text{ см}^3$. Расстояние от нижней плоскости плиты до центра тяжести сечения $y_0 = S_{пр} / F_{np} = 3255 / 361 = 9,02$ см; $h - y_0 = 18,2 - 9,02 = 9,18$ см.

Приведенный момент инерции плиты без учета собственного момента инерции обшивок: $I_{пр} = 94,77 \cdot 8,73^2 + 64,26 \cdot 8,72^2 + 201,75 \cdot 14,2^2 / 12 + 201,75 \cdot 1,32^2 = 7223 + 4886 + 3390 + 352 = 15851 \text{ см}^4$, где $y_p = y_0 - (0,5 \cdot h_p + \delta_\phi^h) = 9,02 - 7,7 = 1,32$ см – расстояние от центра тяжести плиты до центра тяжести продольных ребер.

Моменты сопротивления:

$$W_{пр}^h = I_{пр} / y_0 = 15851 / 9,02 = 1757 \text{ см}^3; W_{пр}^b = I_{пр} / (h - y_0) = 15851 / 9,18 = 1727 \text{ см}^3.$$

Проверка плиты на прочность. Напряжение в нижней растянутой обшивке:

$$\sigma_p = \frac{M}{W_{пр}^h} = 1104 / 1757 = 0,63 \text{ кН/см}^2 = 6,3 \text{ МПа} \leq R_{фр} \cdot k_\phi / \gamma_n = 14 \cdot 0,6 / 0,95 = 8,8 \text{ МПа.}$$

Устойчивость верхней сжатой обшивки $\sigma_c = M / (W_{пр}^b \cdot \varphi_\phi)$.

При отношении расстояния c_1 между продольными ребрами к толщине обшивки δ_ϕ :

$$\frac{c_1}{\delta_\phi} = 34,7 / 0,9 = 38,5 < 50, \varphi_\phi = 1 - (c_1 / \delta_\phi)^2 / 5000 = 0,703.$$

Напряжение в сжатой обшивке $\sigma_c = 1104 / (1727 \cdot 0,703) = 0,91 \text{ кН/см}^2 = 9,1 \text{ МПа} < R_{\phi c} / \gamma_n = 12 / 0,95 = 12,65 \text{ МПа}$.

Усилие в верхней обшивке при местном изгибе определяем как в балке, заделанной по концам (у ребер). Изгибающий момент в обшивке:

$$M_{\phi} = P \cdot c_l / 8 = 1,2 \cdot 34,7 / 8 = 5,21 \text{ кН см.}$$

Момент сопротивления обшивки шириной 100 см:

$$W_{\phi} = 100 \cdot \sigma_{\phi}^2 / 6 = 100 - 0,9^2 / 6 = 13,5 \text{ см}^3.$$

Напряжение от изгиба верхней обшивки сосредоточенной силой:

$$\sigma_u = M_{\phi} / W_{\phi} = 5,21 / 13,5 = 0,38 \text{ кН/см}^2 = 3,8 \text{ МПа} < R_{\phi u 90} \cdot m_u / \gamma_n = 6,5 \cdot 1,2 / 0,95 = 8,2 \text{ МПа.}$$

Напряжение скалывания клеевых швов между слоями фанеры (в пределах ширины продольных ребер) проверяем по формуле:

$$\tau_{ск} = Q \cdot S_{пр}^n / (I_{пр} \cdot \Sigma b_p) = 9,99 \cdot 827 / (15851 \cdot 4 \cdot 3,2) = 0,04 \text{ кН/см}^2 = 0,4 \text{ МПа} < R_{\phi ск} / \gamma_n = 0,8 / 0,95 = 0,84 \text{ МПа, где приведенный статический момент верхней фанерной обшивки относительно центра тяжести сечения равен:}$$

$$S_{пр}^n = b_{пр}^p \cdot \delta_{\phi}^p \cdot (h - y_0 - \delta_{\phi}^p / 2) = 94,77 \cdot (9,18 - 0,45) = 827 \text{ см}^3.$$

Проверка плиты на прогиб.

Относительный прогиб плиты при $q^n = 2,97 \text{ кН/м} = 0,0297 \text{ кН/см}$ и

$E_{\phi} = 9000 \text{ МПа} = 900 \text{ кН/см}^2$ вычисляем по формуле:

$$\frac{f}{l} = \frac{5 \cdot q^n \cdot l^3}{384 \cdot 0,7 \cdot E_{\phi} \cdot I_{\phi}} = \frac{5 \cdot 0,0297 \cdot 442^3}{384 \cdot 0,7 \cdot 900 \cdot 15851} = 1/299 < 1/(250 \cdot 0,95) = \frac{1}{238}.$$

Пример 3.5 Утепленная плита покрытия с одной нижней обшивкой

Запроектировать утепленную плиту покрытия складского сооружения в Краснодарском крае.

Исходные данные. Здание II класса ответственности коэффициент надежности по назначению $\gamma_n = 0,95$, отапливаемое, с температурно-влажностными условиями эксплуатации по группе А1. Район строительства по снеговой нагрузке – I. Кровля черепичная. Шаг несущих конструкций 6 м.

Материалы плиты. Древесина ребер – сосна 2-го сорта по ГОСТ 8486- 86*; нижняя обшивка из водостойкой фанеры марки ФСФ сорта В/ВВ; клей марки ФРФ-50 (ТУ 6-05-281-14-77).

Конструктивная схема плиты. Размеры плиты в плане назначаем равными $5980 \times 1490 \text{ мм}$. Деревянный каркас образован четырьмя продольными ребрами из досок, склеенных с нижней обшивкой, из фанеры толщиной 10 мм, волокна которой направлены вдоль плиты. Поперечные ребра предусмотрены по торцам и в местах расположения стыков фанерной обшивки. Продольные ребра с учетом фрезерования со стороны фанерной обшивки принимаем равными $171 \times 56 \text{ мм}$ влажностью $(10 \pm 2) \%$. Относительная высота плиты $h/l = 181/5920 = 1/33 > 1/35$.

Нагрузки и статический расчет. Нагрузки на плиту даны в таблице 3.3. Расчетный пролет плиты с учетом длины опорного участка менее 5,5 м составит $l = 5,98 - 0,06 = 5,92 \text{ м}$. Максимальный изгибающий момент в середине пролета плиты $M = q \cdot l^2 / 8 = 2,19 \cdot 5,92^2 / 8 = 9,59 \text{ кНм}$.

Геометрические характеристики поперечного сечения. Расстояние между продольными ребрами по осям $a = 47,1 \text{ см}$; $l = 592 < 6 \cdot a = 286 \text{ см}$. Расчетная ширина фанерной обшивки $b_{расч} = 0,9 \cdot b = 0,9 \cdot 149 = 134,1 \text{ см}$.

Геометрические характеристики плиты приводим к древесине ребер, учитывая отношение $E_{\phi} / E = 9000 / 10000 = 0,9$. Приведенная площадь поперечного сечения

$$A_{np} = n_p \cdot b_p \cdot h_p + b_{расч} \cdot \delta_{\phi} \cdot E_{\phi} / E = 4 \cdot 5,6 \cdot 17,1 + 134,1 \cdot 1,0 \cdot 0,9 = 504 \text{ см}^2.$$

Приведенный статический момент сечения относительно верхней грани продольных ребер: $S_{пр} \cdot n_p \cdot b_p \cdot h_p^2 / 2 + b_{расч} \cdot \delta_\phi \cdot (h - \delta_\phi / 2) \cdot E_\phi / E = 4 \cdot 5,6 \cdot 17,1^2 / 2 + 134,1 \cdot 1,0 \times (18,1 - 1,0/2) \cdot 0,9 = 5399 \text{ см}^2$. Расстояние от верхней грани продольных ребер до центра тяжести сечения: $y_0 = S_{пр} / A_{пр} = 5399 / 504 = 10,7 \text{ см}$. Расстояние от центра тяжести плиты до наружной грани фанерной обшивки: $h - y_0 = 18,1 - 10,7 = 7,4 \text{ см}$.

Расстояние от центра тяжести плиты до центра тяжести продольных ребер:
 $y_p = y_0 - h_p / 2 = 10,7 - 17,1 / 2 = 2,15 \text{ см}$.

Таблица 3.3 – Нагрузки на плиту

Наименование нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м	Коэффициент надежности по нагрузке, γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м
Вес черепицы	0,6	1,3	0,78
Вес продольных и поперечных ребер ($0,056 \cdot 0,171 \cdot 5,98 \cdot 4 +$ $+ 0,04 \cdot 0,147 \cdot 0,437 \cdot 15) \cdot 500 / (100 \cdot 6)$)	0,22	1,1	0,24
Вес фанерной обшивки $0,01 \cdot 700 / (100 \cdot 1,5)$	0,11	1,1	0,12
Постоянная нагрузка, g	0,93	–	1,14
Временная снеговая нагрузка, $s = 0,5 \cdot 1,5$	0,75	1,4	1,05
Полная нагрузка	1,68	–	2,19

Момент инерции фанерной обшивки относительно центра тяжести плиты (без учета момента фанерной обшивки относительно собственной оси):

$$I_\phi = b_{расч} \cdot \delta_\phi \cdot (h - y_0 - \delta_\phi / 2)^2 = 134,1 \cdot (18,1 - 10,7 - 1/2)^2 = 6385 \text{ см}^4.$$

Момент инерции ребер относительно нейтральной оси плиты:

$$I_d = n_p \cdot b_p \cdot h_p^3 / 12 + n_p \cdot b_p \cdot h_p \cdot y_p^2 = 4 \cdot 5,6 \cdot 17,1^3 / 12 + 4 \cdot 5,6 \cdot 17,1 \cdot 2,15^2 = 9334 + 1771 = 11105 \text{ см}^4.$$

Момент инерции поперечного сечения плиты, приведенный к древесине:

$$I_{пр}^d = I_d + I_\phi \cdot E_\phi / E_d = 11105 + 6385 \cdot 0,9 = 16852 \text{ см}^4.$$

Момент инерции поперечного сечения плиты, приведенный к фанере:

$$I_{пр}^\phi = I_\phi + I_d \cdot E_d / E_\phi = 6385 + 11105 \cdot 1,11 = 18601 \text{ см}^4.$$

Проверка плиты на прочность.

Напряжение в нижней фанерной обшивке:

$$\sigma_p = M \cdot (h - y_0) / I_{пр}^\phi = 959 \cdot 7,4 / 18601 = 0,38 \text{ кН/см}^2 = 3,8 \text{ МПа} <$$

$$< R_{фр} \cdot k_\phi / \gamma_n = 14 \cdot 0,6 / 0,95 = 8,8 \text{ МПа}.$$

Напряжение в сжатых волокнах продольных ребер, работающих на изгиб:

$$\sigma_u = M \cdot y_0 / I_{пр}^d = 959 \cdot 10,7 / 16852 = 0,61 \text{ кН/см}^2 = 6,1 \text{ МПа} <$$

$$< R_u / \gamma_n = 13 / 0,95 = 13,7 \text{ МПа}.$$

Проверку на скалывание фанерной обшивки в месте приклеивания ее к продольным ребрам каркаса производят по формуле:

$$\tau = Q \cdot S_{пр}^\phi / (I_{пр}^\phi \cdot \sum b_p) = 6,48 \cdot 925 / (18601 \cdot 22,4) = 0,014 \text{ кН/см}^2 = 0,14 \text{ МПа} <$$

$< R_{фск} / \gamma_n = 0,8 / 0,95 = 0,84 \text{ МПа}$, где приведенный статический момент фанерной обшивки (нижней) относительно центра тяжести (центральной оси) сечения равен:

$$S_{пр}^\phi = b_{расч} \cdot \delta_\phi \cdot (h - y_0 - \delta_\phi / 2) = 134,1 \cdot 1,0 \cdot (18,1 - 10,7 \cdot 1,0/2) = 925 \text{ см}^3.$$

Проверка плиты на прогиб.

Относительный прогиб плиты при $q^n = 1,68 \text{ кН/м} = 0,0168 \text{ кН/см}$ и

$$E_d = 10000 \text{ МПа} = 1000 \text{ кН/см}^2: \frac{f}{l} = \frac{5 \cdot q^n \cdot l^3}{384 \cdot 0,7 \cdot E_d \cdot I_{пр}^d} = 5 \cdot 0,0168 \cdot 592^3 / (384 \cdot 0,7 \cdot 1000 \cdot 16852)$$

$$= 1/260 < 1/(250 \cdot 0,95) = 1/238, \text{ где } 1/250 \text{ – предельный прогиб в плитах покрытия.}$$

4 НЕСУЩИЕ БАЛКИ ПОКРЫТИЙ

Балки являются простейшими несущими конструкциями покрытий и перекрытий различных зданий, рабочих площадок и других сооружений в зданиях с химически агрессивной средой и специальными требованиями радиопрозрачности и немагнитности конструкций. Балки из отдельных брусьев, окантованных бревен или досок на ребро применяют при пролетах до 6 м и относительно малых нагрузках.

4.1 Клеедеревянные балки

Клеедеревянные балки сплошного сечения, слои которых из досок склеены между собой пластинами, перекрывают пролеты от 6 до 24 м. Такие балки благодаря водостойким высокопрочным клеям работают как монолитные, а размеры и форма сечений могут быть практически любыми. Ширину балок прямоугольного сечения постоянной высоты рекомендуется принимать не менее $1/6$ их высоты, которая определяется расчетом и принимается равной $1/10$ – $1/17$ пролета. Для двускатных балок по соображениям устойчивости из плоскости изгиба рекомендуется минимальная ширина равная $1/8,5$ высоты прямоугольного сечения. При больших отношениях обязательна проверка устойчивости плоской формы деформирования балок. Балки рассчитывают как изгибаемые шарнирно опертые элементы на одновременное действие равномерно распределенных нагрузок: постоянной g и временной снеговой s .

Проверку прочности балки при изгибе производят по формуле:

$$M/W \leq R_u \cdot m_b \cdot m_{cl}, \quad (4.1)$$

где $M = q \cdot l^2/8$ – максимальный изгибающий момент в балках постоянной высоты.

В двускатных балках (рисунок 4.1) при равномерно распределенной нагрузке q сечение, в котором действуют максимальные нормальные напряжения, находится от опоры на расстоянии:

$$x = l \cdot h_{on} / (2 \cdot h), \quad (4.2)$$

где l – пролет; h_{on} и h – высота балки у опоры и в середине пролета, соответственно.

Момент в точке x равен:

$$M_x = q \cdot x \cdot (l - x) / 2. \quad (4.3)$$

Расчетное сопротивление изгибу балок принимают с учетом фактической ширины сечения равным 13 или 15 МПа. Коэффициенты условий работы m_b и m_{cl} учитывают влияние размеров поперечного сечения и толщины слоев, соответственно. В опорной зоне клееных балок, где действуют наибольшие поперечные силы $Q = q \cdot l/2$, проверяют прочность по формуле Журавского:

$$Q \cdot S / (I \cdot b) \leq R_{СК}, \quad (4.4)$$

где $R_{СК} = 1,5$ МПа – расчетное сопротивление скалыванию древесины при изгибе для клееных элементов.

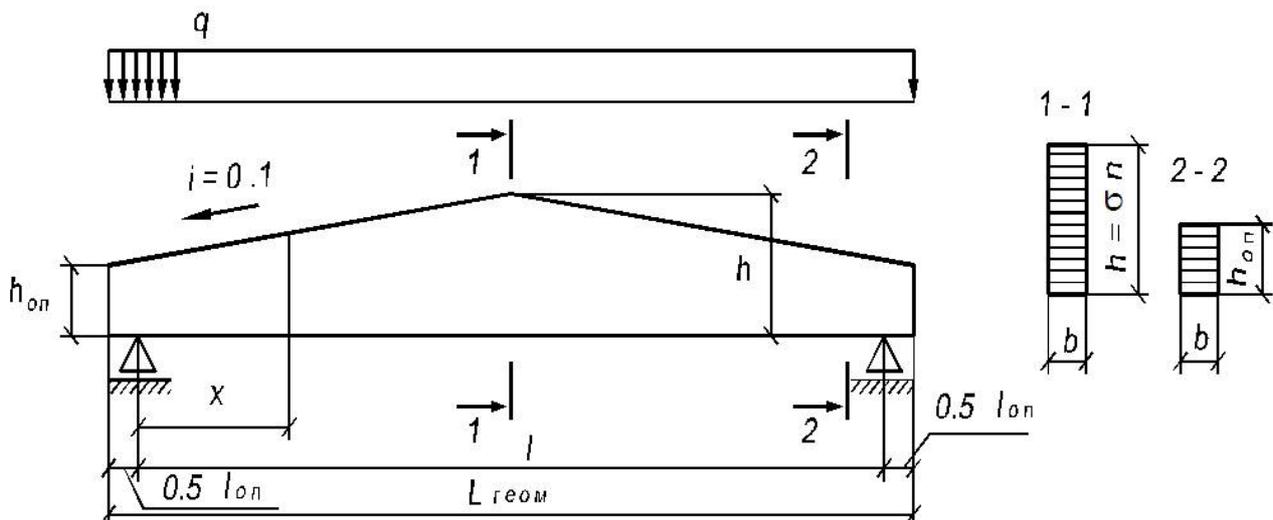


Рисунок 4.1 – Общий вид и расчетная схема двускатной кледедервянной балки

Проверку относительного прогиба двускатных шарнирно опертых балок постоянного и переменного сечений при равномерно распределенной нормативной нагрузке q^H с учетом влияния касательных напряжений производят по формуле:

$$f = f_0 \cdot (1 + c \cdot h^2 / l^2) / k, \quad (4.5)$$

где f – прогиб балки постоянного сечения высотой h без учета деформаций сдвига; $f_0 = 5 \cdot q^H \cdot l^4 / (384 \cdot E \cdot I)$; $c = 15,4 + 3,8 \cdot h_0/h$ – коэффициент, учитывающий деформации сдвига; l – пролет балки; k – коэффициент, учитывающий переменность сечения балки по высоте. Значения коэффициентов k и c даны в таблице 14.

Двускатные балки из-за относительно высоких сечений могут потерять устойчивость плоской формы деформирования до исчерпания несущей способности по изгибу. При $l_P > 70 \cdot (b^2/h)$ сжатые зоны балок проверяют на устойчивость плоской формы изгиба по формуле:

$$M / (\varphi_M \cdot W) \leq R_u, \quad (4.6)$$

где φ_M – коэффициент устойчивости балок из плоскости:

$$\varphi_M = 140 \frac{b^2}{l \cdot h} \kappa_{\phi},$$

где κ_{ϕ} – см. таблицу 13 приложения.

Пример 4.1 Расчет клеедеревянной балки

Спроектировать бесчердачное покрытие над отапливаемым производственным зданием. Кровля рубероидная трехслойная. Район строительства – г. Пермь. Изготовление конструкций – заводское. Материал – сосновые доски второго сорта. Клей резорциновый марки РФ-12.

Выбор конструкций и компоновка покрытия. В качестве несущих конструкций покрытия принимаем клеевые дощатые балки двускатного очертания с уклоном верхней кромки 1:10. Расстановка балок здания через 6 м. При ширине здания 18 м расчетный пролет принимаем 17,7 м. Утепленные панели клеефанерной конструкции укладывают непосредственно на балки. Продольная неизменяемость покрытия обеспечивается прикреплением панели к балкам и постановкой горизонтальных связей в торцах через 24–30 м.

Нагрузки на балку. При определении нагрузки на балку ввиду малости угла наклона можно считать, что вес на 1 м² горизонтальной проекции покрытия равен весу, приходящемуся на 1 м² поверхности покрытия. Нагрузки на 1 м² горизонтальной проекции приведены в таблице 4.1. Собственный вес балки определен из выражения:

$$g_{св}^H = \frac{g^H + p^H}{\frac{K_{св} \cdot l}{1000} - 1} = \frac{0,46 + 2}{\frac{6,45 \cdot 17,7}{1000} - 1} = 0,2 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2},$$

где принято $K_{св} = 6,45$ (таблица 15 приложения).

Таблица 4.1 – Подсчет нагрузок на 1 м² горизонтальной проекции покрытия

Нагрузка	Нормативная g^n , кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке, γ_f	Расчетная g , кН/м ²
Рубероидная трехслойная кровля	0,10	1,27	0,127
Плитный утеплитель толщиной 10 см; 0,6 × 0,1	0,06	1,2	0,072
Клеефанерная панель	0,30	1,1	0,33
Собственный вес балки	0,20	1,1	0,22
Постоянная нагрузка	0,66	–	0,75
Временная (снеговая)	2,24	1,4	3,20
Всего	2,90	–	3,95

Нормативное значение снеговой нагрузки определяется умножением расчетного значения на коэффициент 0,7 согласно СП 20.13330.2011: $p_n = p_p \cdot 0,7 = 3,2 \cdot 0,7 = 2,24$.

Нагрузка на 1 пог. м балки:

$$\text{нормативная } q_n = 2,90 \cdot 6 = 17,4 \text{ кН/м;}$$

$$\text{расчетная } q_p = 3,95 \cdot 6 = 23,7 \text{ кН/м.}$$

Конструкция балки. Балка дощато-клееная двускатная. Уклон 1:10. Изготовлена из сосновых досок второго сорта размером 275 × 40 мм. Доски после фрезерования будут иметь размер 255 × 33 мм. Высота балки в середине и на опоре должна быть кратной толщине доски, т. е. 33 мм.

Принимаем высоту балки в середине равной примерно

$$h_{ср} = (1/10) \cdot l \approx 1782 \text{ мм, что составляет 54 доски, а высоту балки на опоре примерно}$$

$$h_{оп} = 1782 - 0,1 \cdot (18000 / 2) = 882 \text{ мм, примем 27 досок, что составляет } 27 \cdot 33 = 891 \text{ мм.}$$

Расчетный пролет балки: $l = 17,7$ м.

Статический расчет балки.

Опорная реакция балки:

$$A = B = q_p \cdot l / 2 = 23,7 \cdot 17,7 / 2 = 209,8 \text{ кН.}$$

Расстояние от левой опоры до сечения с наибольшими нормальными напряжениями:

$$x = \frac{l \cdot h_{оп}}{2 \cdot h_{ср}} = \frac{1770 \cdot 891}{2 \cdot 1782} = 442,5 \text{ см.}$$

Момент в сечении $x = 442,5$ см

$$M_x = 209,8 \cdot 4,425 - 23,7 \cdot 4,425^2 / 2 = 696,3 \text{ кН·м.}$$

Высота балки в сечении $x = 442,5$ см

$$y_x = h_{on} + (h_{cp} - h_{on}) \cdot 2 \cdot x / l = 89,1 + (178,2 - 89,1) \cdot 2 \cdot 442,5 / 1770 = 133,65 \text{ см.}$$

Число целых досок $n = 133,65 / 3,3 = 40$ шт.

Расчетная высота $y_x^p = 3,3 \cdot 40 = 132$ см.

Момент сопротивления в сечении $x = 442,5$ см:

$$W_x = 25,5 \cdot 132^2 / 6 = 74052 \text{ см}^3.$$

Максимальное напряжение:

$$\sigma = M_x / W_x \cdot m_b = 696,3 / (74052 \cdot 10^{-6} \cdot 0,8) = 11,8 < 15 \text{ МПа, где } m_b \text{ – смотри таблицу 5 приложения.}$$

Момент инерции балки в опорном сечении:

$$I_{on} = b \cdot h_{on}^3 / 12 = 25,5 \cdot 89,1^3 / 12 = 1503114 \text{ см}^4;$$

в среднем сечении: $I_{cp} = 25,5 \cdot 178,2^3 / 12 = 12024915 \text{ см}^4$.

Статический момент в опорном сечении балки:

$$S_{on} = b \cdot h_{on}^2 / 8 = 25,5 \cdot 89,1^2 / 8 = 25304 \text{ см}^3.$$

Касательные напряжения в опорном сечении балки:

$$\tau = \frac{Q \cdot S_{on}}{b \cdot I_{on}} = (209,8 \cdot 25304 \cdot 10^{-6}) / (0,255 \cdot 1503114 \cdot 10^{-8}) = 1,39 < 1,5 \text{ МПа.}$$

Проверка устойчивости плоской формы деформирования.

В качестве связей применяем полураскосную систему с расстояниями между ригелями 1,95 м. Связи расположены со стороны сжатой кромки балки.

$$\sigma_u = M / (W_x \cdot m_b \cdot \varphi_M) = 696,3 / (74052 \cdot 10^{-6} \cdot 0,8 \cdot 2,83) = 4,15 < 15 \text{ МПа;}$$

$$\varphi_M = 140 \cdot b^2 \cdot k_{\phi} \cdot k_{nep} / (h \cdot l) = 140 \cdot 25,5^2 \cdot 1,13 \cdot 0,707 / (132 \cdot 195) = 2,83.$$

Коэффициент, зависящий от формы эпюры моментов, согласно таблица 13 приложения:

$$k_{\phi} = 1.13.$$

Коэффициент, учитывающий переменность сечения по высоте:

$$k_{nep} = (h_{on} / h_{cp})^{1/2} = (89,1 / 178,2)^{1/2} = 0.707.$$

Прогиб балки определяют с учетом переменного сечения:

$$\frac{f_0}{l \cdot k_{жс}} = \frac{5 \cdot q_n \cdot l^3}{384 \cdot E \cdot I_{np}} = \frac{5 \cdot 17,4 \cdot 17,7^3}{384 \cdot 10^7 \cdot 6914326 \cdot 10^{-8}} = \frac{1}{550}.$$

Коэффициент переменности сечения для дощато-клееной балки прямоугольного сечения: $k_{жс} = 0,15 + 0,85 \cdot h_{on} / h_{cp} = 0,15 + 0,85 \cdot 89,1 / 178,2 = 0,575$.

Приведенный момент инерции:

$$I_{np} = I_{max} \cdot k_{жс} = 12024915 \cdot 10^{-8} \cdot 0,575 = 6914326 \text{ см}^4.$$

Полный относительный прогиб:

$$\frac{f}{l} = \frac{1}{550} \left[1 + c \cdot \left(\frac{178,2}{1770} \right)^2 \right] = \frac{1}{550} \cdot [1 + 17,3 \cdot 0,01] = 1/469, \text{ что меньше } (1/300) \cdot l.$$

Коэффициент, учитывающий влияние деформаций сдвига от поперечной силы:

$$c = 15,4 + 3,8 \cdot (89,1 / 178,2) = 17,3.$$

Определение ширины опоры «а»:

$$a = A / (R_{cm} \cdot b) = 209,8 / (3000 \cdot 0,255) \approx 28 \text{ см.}$$

4.2 Клеефанерные балки

Клеефанерные балки могут быть с плоской и с волнистой фанерной стенкой. Балки с плоской фанерной стенкой могут быть односкатными и двускатными, с прямолинейным, ломаным или круговым очертанием верхнего пояса (рисунок 4.2). Для поясов используются доски такие же, как и для клеедощатых балок. В качестве стенки применяется клееная водостойкая фанера марки ФСФ сорта не ниже В/В и толщиной не менее 8 мм. Направление волокон рубашки фанеры принимается вдоль длины балки. Размеры стандартных листов фанеры и их толщины приведены в таблица 3 приложения. Для обеспечения устойчивости фанерной стенки по длине балки с шагом $(1/8 - 1/10) \cdot l$ ставятся ребра жесткости, которые располагаются, как правило, в местах стыкования листов фанеры.

Балки с волнистой фанерной стенкой (рисунок 4.2) выполняются одностенчатыми и двухстенчатыми. Устойчивость фанерной стенки в таких балках обеспечивается путем придания фанере волнистого очертания, ребра жесткости ставятся лишь на опорах – для восприятия опорных реакций.

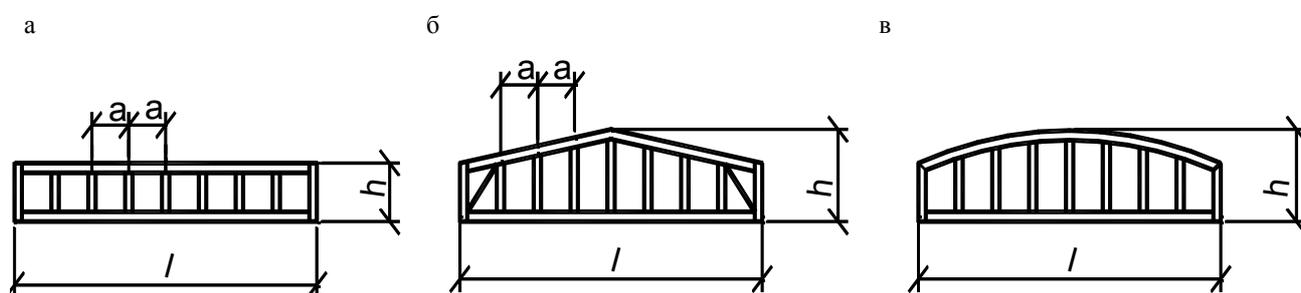


Рисунок 4.2 – Клеефанерные балки

При назначении размеров балки и ее элементов необходимо руководствоваться следующими рекомендациями: $h = \left(\frac{1}{10} - \frac{1}{15}\right) \cdot l$, $h_B \geq \frac{1}{3} \cdot b_{II}$, $\frac{h_B}{l_B} = \frac{1}{12} - \frac{1}{18}$, $\delta_\phi \geq 6$ мм.

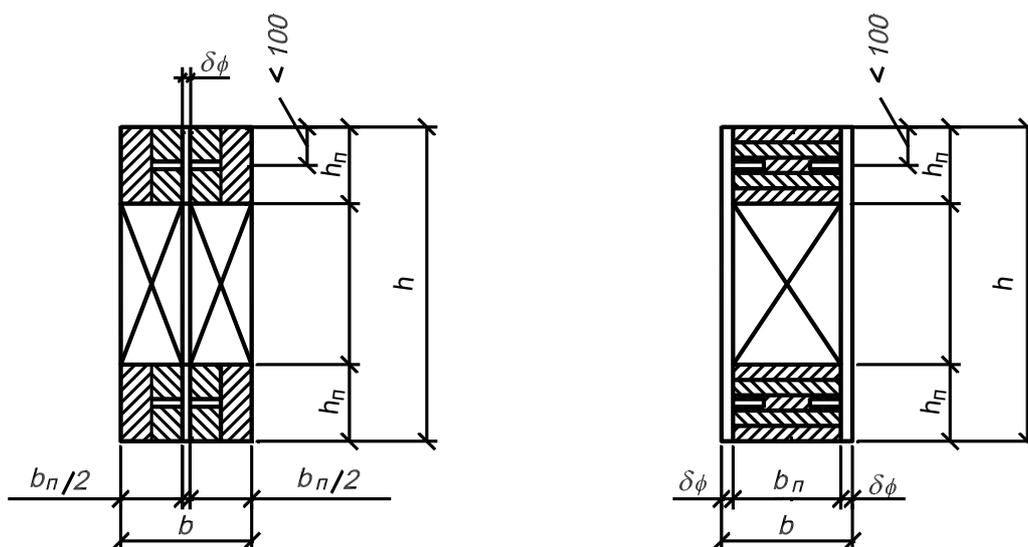


Рисунок 4.3 – Поперечное сечение балок

Пояса балок выполняются из цельных и клееных брусьев, при этом размер h_{II} составляет примерно $(1/5 - 1/6) \cdot h$, а $b_{II} \approx (2 - 2,85) \cdot h_{II}$.

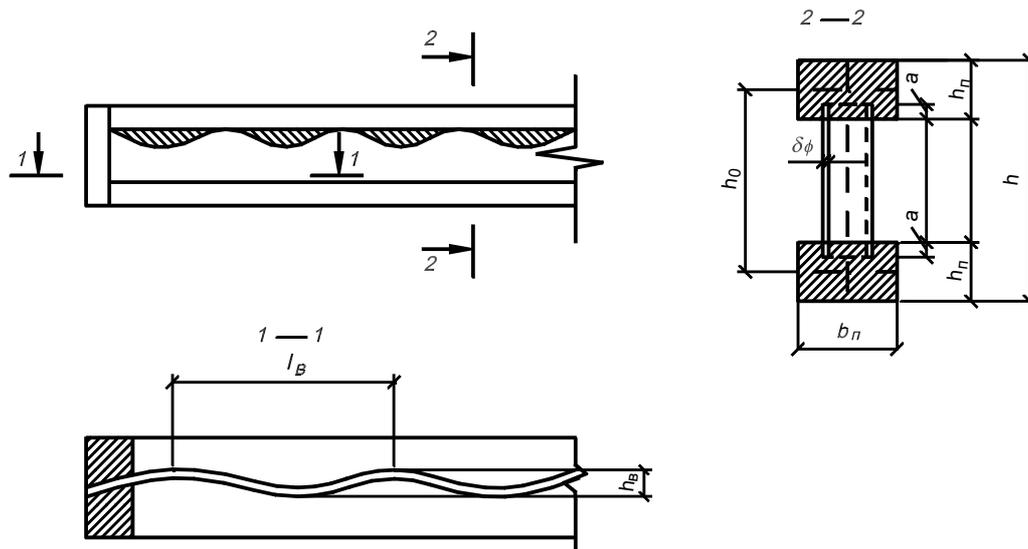


Рисунок 4.4 – Балка с волнистой стенкой

Расчет балок с плоской фанерной стенкой производится по приведенным геометрическим характеристикам:

$$I_{np} = I_{op} + \frac{E_{\phi}}{E_{op}} I_{\phi}; \quad (4.7)$$

$$S_{np} = S_{op} + \frac{E_{\phi}}{E_{op}} S_{\phi}; \quad (4.8)$$

$$W_{np} = \frac{2I_{np}}{h}. \quad (4.9)$$

При расчете клефанерных балок с плоской фанерной стенкой необходимо:

- 1) Проверить прочность растянутого нижнего пояса по формуле:

$$\sigma_p = \frac{M}{W_{np}} \leq R_p. \quad (4.10)$$

- 2) Проверить устойчивость верхнего сжатого пояса по формуле:

$$\sigma_c = \frac{M}{W_{np}} \leq R_c \cdot \varphi_y, \quad (4.11)$$

где φ_y – коэффициент продольного изгиба пояса балки из плоскости, определяется по расчетной длине равной расстоянию между точками раскрепления (связями).

Опасное сечение в двухскатной балке (рисунок 4.2, б) находится на расстоянии x от опоры:

$$x = \gamma \cdot \left[\sqrt{1 + \frac{1}{\gamma}} - 1 \right], \quad (4.12)$$

где $\gamma = h_0 / \operatorname{tg}\alpha$; h_0 – расстояние между осями поясов на опоре; α – угол наклона верхнего пояса балки.

3) Проверить прочность фанерной стенки на срез:

$$\tau = \frac{Q \cdot S_{np}^{nc}}{I_{np} \cdot \sum \delta_{cp \phi}} \leq R_{cp}^{\phi} . \quad (4.13)$$

4) Проверить прочность фанеры на скалывание между шпонами:

$$\tau = \frac{Q \cdot S_{np}^n}{I_{np} \cdot \sum h_n} \leq R_{ск}^{\phi} . \quad (4.14)$$

5) Проверить прочность фанеры на действие главных растягивающих напряжений:

$$\sigma_{zл} = \frac{\sigma}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma}{2}\right)^2 + \tau^2} \leq R_{p\alpha}^{\phi} . \quad (4.15)$$

6) Проверить устойчивость фанерной стенки:

$$\frac{\sigma}{\sigma_{кр}} + \frac{\tau}{\tau_{кр}} \leq 1 , \quad (4.16)$$

где $\sigma_{кр} = k_u \cdot \left[\frac{100\sigma_{\phi}}{a} \right]^2$ – критические нормальные напряжения;

$\tau_{кр} = k_{\tau} \cdot \left[\frac{100\sigma_{\phi}}{a_{расч}} \right]$ – критические касательные напряжения.

Коэффициенты k_u и k_{τ} принимаются в соответствии с рисунком А2 и А3.

7) Проверить прогибы:

$$\frac{f}{l} \leq \left[\frac{f}{l} \right] , \quad (4.17)$$

где прогиб f подсчитывается по формуле:

$$f = \frac{f_0}{k} \left(1 + c \frac{h^2}{l^2} \right) , \quad (4.18)$$

здесь k – коэффициент, учитывающий переменность высоты сечения балки, принимается по таблице 14 приложения; c – коэффициент, учитывающий влияние поперечных сил на величину прогиба, принимается по таблице 14 приложения; f_0 – прогиб, подсчитанный как для балки постоянной высоты сечения, равной h в середине пролета, от действия только изгибающих моментов (для свободно опертой балки, нагруженной равномерно распределенной нагрузкой, $f_0 = (5 \cdot q^m \cdot l^4) / (384 \cdot E \cdot I)$).

Пример 4.2 Расчет клеефанерной балки коробчатого сечения

Спроектировать бесчердачное покрытие над отапливаемым производственным зданием. Кровля рубероидная трехслойная. Район строительства – г. Саратов. Изготовление конструкций заводское. Материал: древесина – сосна второго сорта; фанера марки ФСФ сорта В/ВВ. Клей фенольно–резорциновый марки ФР-12.

Выбор конструкций и компоновка покрытия. В качестве несущих конструкций покрытия примем клеефанерные балки коробчатого сечения. Расстановка балок через 6 м. При ширине здания 14 м расчетный пролет принимаем 13,7 м. Утепленное покрытие клеефанерной конструкции укладывают непосредственно на балки. Две фанерные стенки из водостойкой фанеры приняты толщиной 12 мм, каждую приклеивают с наружных сторон поясов. Оба пояса балки приняты одинакового сечения из четырех вертикальных слоев досок. Средние слои выполняют из черновых заготовок по сортаменту пиломатериалов сечением 275 × 40 мм. После сушки (до 12 % влажности) и фрезерования их размер будет 255 × 33 мм. Крайние слои, примыкающие к фанерным стенкам, – из таких же досок с продольной их распиловкой на две узкие доски, размер которых после фрезерования должен быть 124 × 33 мм. Между последними имеется горизонтальный зазор 7 мм.

Соединения досок нижнего пояса по длине выполняют зубчатым стыком вразбежку так, чтобы в сечении стыковалась только одна доска. Доски верхнего пояса имеют один стык в коньке, который выполняют впритык и перекрывают парными накладками на болтах. В фанерных листах стенки волокна наружных шпонов расположены вдоль балки, поэтому стыкование фанеры осуществляется «на ус». Для обеспечения жесткости фанерных стенок из их плоскости между стенками поставлены ребра жесткости, склеенные из четырех досок после фрезерования, имеющих сечение в чистоте 120 × 132 мм. Они расположены в стыках, а если требуется, и посередине фанерных листов. Расстояние между осями ребер определяется размерами фанерного листа равного 1525 × 1220 мм. После обрезки кромок листа его размер принят 1480 × 1180 мм. При этом расстояние между осями ребер жесткости (a_0) получается равным длине фанерного листа, уменьшенной на длину соединения «на ус», которое равно десятикратной толщине фанеры $10 \cdot \delta_f = 10 \cdot 12 = 120$ мм; тогда $a_0 = 1180 - 120 = 1060$ мм. Первые панели от опоры имеют меньшую длину (a'_0).

Геометрические размеры балки. Расчетный пролет балки 13,7 м, полная длина балки с учетом опорной площадки длиной 200 мм будет: $L = 13,7 + 0,2 \cdot 2 / 2 = 13,9$ м.

Высоту балки в середине пролета выбираем из условия ее достаточной жесткости (в пределах $1/8 - 1/12$ L), а также не превышающего размера фанерного листа после выравнивания кромок. Высоту балки на опоре принимаем 900 мм, а в середине пролета – равным размеру фанерного листа 1480 мм. Фактический наклон верхнего пояса балки к горизонтальной проекции: $\operatorname{tg} \alpha = (1,48 - 0,9) \cdot 2 / 13,9 = 0,0835$, т. е. примерно 1:12.

Нагрузки на балку. При определении нагрузки на балку ввиду малости угла наклона можно считать, что вес 1 м² горизонтальной проекции покрытия равен весу, приходящемуся на 1 м² поверхности покрытия. Нагрузка на 1 м² горизонтальной проекции приведена в таблица 4.2.

Собственный вес клеефанерной балки:

$g^{св}_н = (0,45 + 1,26) / (1000 / (3,5 \cdot 13,7 - 1)) = 0,086$ кН/м², где $k_{св} = 3,5$ – коэффициент собственного веса.

Нормативное значение снеговой нагрузки определяется умножением расчетного значения на коэффициент 0,7 согласно СП 20.13330.2011: $p_n = p_p \cdot 0,7 = 1,8 \cdot 0,7 = 1,26$.

Нагрузка на 1 м балки:

нормативная $q^n = 1,796 \cdot 6 = 10,8$ кН/м;

расчетная $q^p = 2,415 \cdot 6 = 14,5$ кН/м.

Таблица 4.2 – Подсчет нагрузок на 1 м² горизонтальной проекции покрытия

Нагрузка	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кН/м ²
Рубероидная трехслойная кровля	0,10	1,3	0,13
Утеплитель плиточный толщиной 0.1 м	0,10	1,2	0,12
Клеефанерная панель с учетом пароизоляции	0,25	1,1	0,27
Собственный вес балки	0,086	1,1	0,095
Постоянная	0,536	–	0,615
Временная снеговая нагрузка	1,26	1,4	1,8
Всего	1,796		2,415

Статический расчет балки.

Опорные реакции балки: $A = 14,5 \cdot 13,7 / 2 = 99,3$ кН.

Максимальный изгибающий момент в середине пролета балки:

$$M_{max} = 14,5 \cdot 13,7^2 / 8 = 340,7 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Расстояние от опоры до сечения, где нормальные напряжения имеют наибольшее значение:

$$x_{расч} = \frac{h'_0}{tg\alpha} \left(\sqrt{1 + \frac{l \cdot tg\alpha}{h'_0}} - 1 \right) = \frac{0,655}{0,0835} \left(\sqrt{1 + \frac{13,7 \cdot 0,0835}{0,655}} - 1 \right) = 5,16 \text{ м}.$$

Высота балки в опорном сечении полная $h_0 = 0,9 + 0,0835 \cdot 0,1 = 0,91$ м, а высота между центрами поясов $h'_0 = 0,91 - 0,255 = 0,655$ м.

Изгибающий момент в расчетном сечении на расстоянии от левой опоры $x_{расч} = 5,16$ м:

$$M_{расч} = (q \cdot x_{расч} / 2) \cdot (l - x_{расч}) = (14,5 \cdot 5,16 / 2) \cdot (13,7 - 5,16) = 319,5 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Расстояние от оси левого опорного узла до оси первого промежуточного ребра жесткости: $a'_0 = 13,7/2 - 6 \cdot 1,06 = 0,49$ м.

Расстояние от левой опоры до середины первой панели:

$$x_1 = 0,12 + (0,49 - 0,12 - 0,12 / 2) / 2 = 0,275 \text{ м}.$$

Расстояние от опоры до середины второй панели:

$$x_2 = 0,49 + 1,06 / 2 = 1,02 \text{ м}.$$

Изгибающие моменты:

в середине первой панели при $x_1 = 0,275$ м: $M_1 = 14,5 \cdot 0,275 \cdot (13,7 - 0,275) / 2 = 26,77$ кН·м;

в середине второй панели при $x_2 = 1,02$ м: $M_2 = 14,5 \cdot 1,02 \cdot (13,7 - 1,02) / 2 = 93,77$ кН·м.

Проверка принятого сечения балки. Определяем геометрические характеристики поперечных сечений, в которых требуется проверить напряжения – в опасном сечении на расстоянии $x = 5,16$ м от опоры.

Высота сечения балки: $h_x = 0,91 + 5,16 \cdot 0,0835 = 1,34$ м.

Высота сечения между осями поясов: $h'_x = 1,34 - 0,255 = 1,085$ м.

Приведенный к древесине поясов момент инерции поперечного сечения балки при $x = 5,16$ м:

$$I_{пр.д} = I_d + I_\phi \cdot E_\phi / E_{др} = \left[\frac{0,066 \cdot 0,255^3}{12} + \frac{4 \cdot 0,033 \cdot 0,124^3}{12} + (0,132 \cdot 0,255 - 2 \cdot 0,033 \cdot 0,007) \frac{1,085^2}{4} \right] \cdot 2 + \frac{2 \cdot 0,012 \cdot 1,34^3}{12} \cdot \frac{9000}{10000} = 0,0241 \text{ м}^4.$$

Среднее нормальное напряжение в нижнем растянутом поясе, считая, что по высоте пояса оно распределяется равномерно:

$$\sigma = \frac{M_x \cdot h'_x}{I_{пр.д} \cdot 2} = 340,7 \cdot 1,085 / (0,0241 \cdot 2) = 8,33 \text{ МПа} < 9 \text{ МПа}.$$

Касательные напряжения в стенке балки по нейтральной оси проверяем в сечении на опоре, где поперечная сила имеет наибольшее значение. Приведенный к фанере статический момент поперечного сечения балки:

$$S_{np.\phi} = S_{\phi} + S_{\partial p} \cdot E_{\partial p} / E_{\phi} = 2 \cdot 0,012 \cdot 0,91^2 / 8 + (0,132 \cdot 0,255 - 2 \cdot 0,033 \cdot 0,007) \cdot 0,7 \times 10000 / (2 \cdot 9000) = 0,0154 \text{ м}^3.$$

Приведенный к фанере момент инерции поперечного сечения балки:

$$I_{np.\phi}^0 = I_{\phi} + I_{\partial p} \cdot E_{\partial p} / E_{\phi} = 2 \cdot 0,012 \cdot 0,91^3 / 12 + [0,066 \cdot 0,255^3 / 12 + 4 \cdot 0,033 \times 0,124^3 / 12 + (0,132 \cdot 0,255 - 2 \cdot 0,033 \cdot 0,007) \cdot 0,7^2 / 4] \cdot 2 \cdot 10000 / 9000 = 0,0108 \text{ м}^4.$$

Максимальные касательные напряжения фанерной стенки:

$$\tau_0 = \frac{Q \cdot S_{np.\phi}}{2 \cdot \delta_{\phi} \cdot I_{np.\phi}^0} = 99,3 \cdot 0,0154 / (2 \cdot 0,012 \cdot 0,0108) = 5,9 \text{ МПа} < 6 \text{ МПа}.$$

Максимальные касательные напряжения по швам между фанерой и древесиной проверяем в сечении на опоре. Статический момент поперечного сечения пояса:

$$S_n = (0,132 \cdot 0,255 - 2 \cdot 0,033 \cdot 0,007) \cdot 0,655 / 2 = 0,0109 \text{ м}^3.$$

Расчетная ширина сечения пояса:

$$b_{расч} = n \cdot h_n = 4 \cdot 0,124 = 0,496 \text{ м}.$$

$$\tau_{ск} = \frac{Q \cdot S_n}{I_{np.\phi}^0 \cdot b_{расч}} = 99,3 \cdot 0,0109 / (0,0108 \cdot 0,496) = 0,202 \text{ МПа} < 0,8 \text{ МПа}.$$

Устойчивость фанерной стенки балки проверяем на действие касательных и нормальных напряжений в середине первой панели при $x_1 = 0,275 \text{ м}$.

$$\text{Высота сечения балки } h_1 = 0,91 + 0,275 \cdot 0,0835 = 0,93 \text{ м}.$$

$$\text{Высота сечения между осями поясов } h'_1 = 0,93 - 0,255 = 0,675 \text{ м}.$$

$$\text{Высота стенки между внутренними кромками поясов } h'_{cm} = 0,93 - 2 \cdot 0,255 = 0,42 \text{ м}.$$

Отношение $h'_{cm} / \delta_{\phi} = 0,42 / 0,012 = 35 < 50$, следовательно, согласно п. 4.30 СП 20.13330.2011, проверку стенки на устойчивость не следует проводить.

Так как в следующей панели расстояние между ребрами жесткости больше, чем в опорной, проверяем фанерную стенку балки на устойчивость из ее плоскости в середине второй панели при $x_2 = 1,02 \text{ м}$.

$$\text{Высота сечения балки } h_2 = 0,91 + 1,02 \cdot 0,0835 = 1 \text{ м}.$$

$$\text{Высота сечения между осями поясов } h_2 = 1 - 0,255 = 0,745 \text{ м}.$$

$$\text{Высота стенки между внутренними кромками поясов } h_2^{cm} = 1 - 2 \cdot 0,255 = 0,49 \text{ м}.$$

Поперечная сила в середине второй панели:

$$Q_2 = 99,3 - 14,5 \cdot 1,02 = 84,5 \text{ кН}.$$

Приведенный к фанере момент инерции сечения балки в середине второй панели:

$$I_{np.\phi}^2 = 2 \cdot 0,012 \cdot 1^3 / 12 + [0,066 \cdot 0,255^3 / 12 + 4 \cdot 0,033 \cdot 0,124^3 / 12 + (0,132 \cdot 0,255 - 2 \cdot 0,033 \cdot 0,007) \cdot 0,745^2 / 4] \cdot 2 \cdot 10000 / 9000 = 0,0125 \text{ м}^4.$$

Нормальные напряжения в стенке на уровне внутренней кромки поясов:

$$\sigma_{cm}^2 = \frac{M_2 \cdot h_{cm}^2}{2 \cdot I_{np.\phi}^2} = 93,77 \cdot 0,49^2 / 2 \cdot 0,0125 = 0,9 \text{ МПа}.$$

Приведенный к фанере статический момент поперечного сечения на высоте внутренней кромки поясов:

$$S_{np.\phi}^2 = 2 \cdot 0,012 \cdot 0,255 \cdot 0,745 / 2 + [(0,132 \cdot 0,255 - 2 \cdot 0,033 \cdot 0,007) \cdot 0,745 / 2] \times 10000 / 9000 = 0,016 \text{ м}^3.$$

Касательные напряжения в стенке на уровне кромки поясов:

$$\tau_{cm}^2 = 84,5 \cdot 0,016 / 2 \cdot 0,012 \cdot 0,0125 = 4,51 \text{ МПа}.$$

Расчетная высота стенки: $h_{расч} = h_{cm}^2 = 0,49 \text{ м}$.

Определяем $\gamma_2 = a'_0 / h_{cm}^2 = 1,06 / 0,49 = 2,2$, тогда $\kappa_u = 14 \text{ МПа}$; $\kappa_{\tau} = 2,35 \text{ МПа}$.

Проверка устойчивости:

$$0,9 / [14 \cdot (100 \cdot 0,012 / 0,49)^2] + 4,51 / [2,35 \cdot (100 \cdot 0,012 / 0,49)^2] = 0,331 < 1.$$

Прочность стенки на действие главных растягивающих напряжений проверяем в середине второй панели по формуле: $(\sigma_{cm} / 2) + \sqrt{(\sigma_{cm} / 2)^2 + \tau_{cm}^2} \leq R_{\phi p}^{\alpha}$.

Определяем угол:

$$\operatorname{tg} 2\alpha = 2\tau_{cm} / \sigma_{cm} = 2 \cdot 4,51 / 0,9 = 10,02; \alpha = 32,15^{\circ}.$$

По графику, приведенному на рисунке 1 приложения, определяем $R_{\phi p}^{\alpha} = 5$ МПа.

Главные растягивающие напряжения:

$$0,9 / 2 + \sqrt{(0,9/2)^2 + 4,51^2} = 4,98 \text{ МПа} < 5 \text{ МПа}.$$

Прогиб в середине пролета балки с учетом переменности высоты сечения, а также деформаций сдвига от поперечной силы: $f = f_0 / k \cdot [1 + c \cdot (h / l)^2]$, где коэффициенты k и c принимаем по таблице 14 приложения.

Прогиб балки постоянного сечения без учета деформаций сдвига:

$$f_0 = 5 \cdot q_n \cdot l_p^4 / (384 \cdot E_d \cdot I_{np,d}).$$

Момент инерции поперечного сечения балки в середине пролета, приведенный к древесине:

$$I_{np,d} = [0,066 \cdot 0,255^3 / 12 + 4 \cdot 0,033 \cdot 0,124^3 / 12 + (0,132 \cdot 0,255 - 2 \cdot 0,033 \times 0,007) \cdot (1,48 - 0,255)^2 / 4] \cdot 2 + 2 \cdot 0,012 \cdot 1,48^3 / 12 \cdot 9000 / 10000 = 0,031 \text{ м}^4;$$

$$f_0 = 5 \cdot 10,8 \cdot 13,7^4 / (384 \cdot 10^7 \cdot 0,031) = 0,016 \text{ м}.$$

Коэффициенты:

$$k = 0,4 + 0,6 \cdot h_0 / h = 0,4 + 0,6 \cdot 0,9 / 1,48 = 0,765;$$

$$c = (45,3 - 6,9 \cdot h_0 / h) \cdot \gamma = (45,3 - 6,9 \cdot 0,9 / 1,48) \cdot 1,9 = 78,1;$$

$$\gamma = F_n / F_{cm} = 2 \cdot (0,132 \cdot 0,255 - 2 \cdot 0,033 \cdot 0,007) / (2 \cdot 0,012 \cdot 1,48) = 1,9.$$

Полный прогиб балки:

$$f = 0,016 / 0,765 \cdot [1 + 78,1 \cdot (1,48 / 13,7)^2] = 0,04 \text{ м}.$$

Относительный прогиб балки:

$f/l = 0,04 / 13,7 = 1/342 < 1/300$, где $1/300$ – предельный прогиб в балках, согласно таблице А9.

5 НЕСУЩИЕ КОЛОННЫ И СТОЙКИ

5.1 Деревянные стойки

Деревянные стойки могут быть цельнодеревянными, составными, клеендеревянными и решетчатыми.

Цельнодеревянные стойки представляют собой деревянные элементы – брусья, толстые доски или бревна круглого или окантованного сечения. Их применяют в виде опор покрытий, навесов, рабочих площадок, платформ, элементов каркаса деревянных стен ограждений, вертикальных стержней сквозных конструкций, опор линий электропередач и связи. Эти малотрудоемкие элементы конструкций, имеющие относительно невысокую стоимость, широко распространены в строительстве.

Размеры цельнодеревянных стоек и их несущая способность ограничены сортаментом лесоматериалов. Длина их должна быть не более 6,4 м, а размеры сечений не превышать 20 см. Большие длины и сечения имеют стойки линий электропередач, изготавливаемые из лесоматериалов, специально предназначенных для них.

Стойки из брусьев квадратного сечения и из круглых бревен применяют в основном в тех случаях, когда их концы закрепляются шарнирно и на них действуют только сжимающие нагрузки. Стойки из брусьев прямоугольного сечения и из толстых досок с шарнирно закрепленными концами используют в случаях, если на них действуют не только вертикальные сжимающие нагрузки, но и горизонтальные, например ветровая, вызывающая в них изгиб, в направлении которой их устанавливают большими размерами сечений. Шарнирно закрепленные стойки применяют также в сквозных конструкциях. Стойки из бревен круглого сечения, широко используемые в качестве невысоких опор линий электропередач, имеют заделанные опорные и свободные концы и на них действуют вертикальные и горизонтальные нагрузки.

Составные стойки состоят из цельных брусьев или из толстых досок, соединенных по длине болтами или гвоздями. Стержни составных стоек соединяются пластами вплотную или имеют между ними зазоры, выполняемые с помощью коротких дощатых или брусчатых прокладок. Длины составных стоек, как и цельнодеревянных, не превышают 6,4 м (рисунок 5.1).

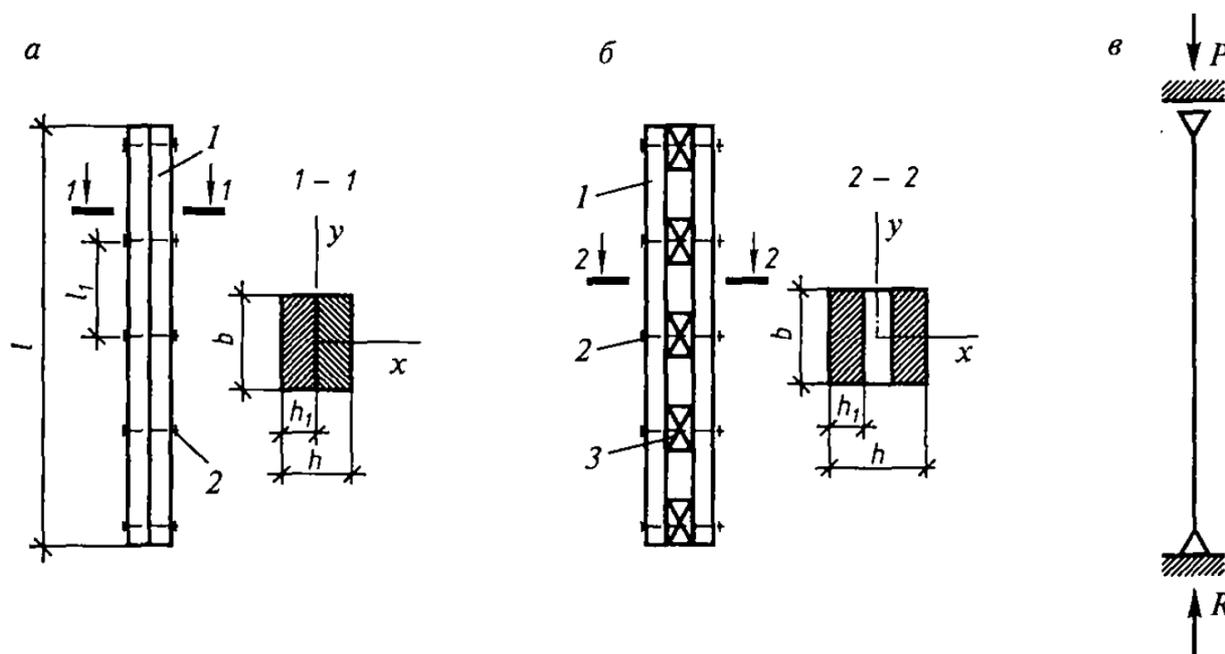


Рисунок 5.1 – Составные брусчатые стойки:

a – сплошная; *б* – сквозная с прокладками; *в* – схема работы; 1 – брусья; 2 – болты; 3 – прокладки

Составные стойки применяют в том случае, когда несущая способность цельнодеревянных стоек недостаточна для восприятия действующих нагрузок. Эти стойки обычно имеют шарнирно закрепленные концы и работают, как правило, только на продольные сжимающие силы от вертикальных нагрузок. В направлении относительно материальной оси составные стойки могут работать также на сжатие с изгибом и воспринимать дополнительно горизонтальные изгибающие нагрузки. Составные стойки рассчитывают на сжатие и устойчивость в двух плоскостях. Расчет относительно материальной оси, которая проходит через центры сечений обоих элементов стойки, производят как стойки цельного сечения шириной, равной ширине сечения обоих брусьев. Податливость соединений при этом на несущую способность стойки не влияет и не учитывается. Расчет стойки относительно свободной оси, проходящей вне сечений брусьев, производят с учетом того, что ее гибкость существенно выше, а несущая способность ниже, чем стойки цельного сечения двойной высоты. Это объясняется тем, что гибкость увеличивается в результате податливости соединений и гибкости отдельных брусьев между соединениями.

Клеедеревянные стойки (рисунок 5.2) являются конструкциями исключительно заводского изготовления. Их формы и размеры определяются только назначением, величинами действующих нагрузок, расчетом и не зависят от ограничений сортамента досок, применяемых для их склеивания. Размеры сечений могут превышать 1 м, а их длины достигать 10 м. Клеедеревянные стойки могут иметь сечения квадратные и прямоугольные постоянные, переменные и ступенчатые по длине. Возможно также изготовление клее-деревянных стоек круглого сечения. Трудоемкость изготовления и стоимость этих стоек значительно выше, чем цельнодеревянных, но они могут обладать большей несущей способностью.

Клеедеревянные стойки постоянного квадратного сечения (рисунок 5.2, а) имеют размеры сечения, значительно превышающие реальную ширину досок, и поэтому при их изготовлении доски должны стыковаться не только по пластям, но и по кромкам. В большинстве случаев их применяют в качестве внутренних отдельно стоящих элементов каркаса зданий, несущих значительные нагрузки. Эти стойки имеют, как правило, шарнирные крепления концов. Они работают и рассчитываются на действие только продольных сжимающих сил N от расчетных нагрузок, на сжатие и устойчивость – с учетом коэффициентов условий работы m_5 и $m_{сл}$. Крепление этих стоек к опорам осуществляется с помощью закладных частей бетона или железобетона, а крепление к ним деревянных перекрытий – с помощью стальных креплений.

Клеедеревянные стойки постоянного прямоугольного сечения (рисунок 5.2, б) применяют в большинстве случаев в качестве вертикальных стоек деревянных наружных стен значительной высоты, например торцевых фахверков. Высота их сечений обычно значительно превышает ширину, которая, как правило, принимается не больше ширины склеиваемых досок, чтобы избежать склеивания их по кромкам. Стойки обычно имеют шарнирно закрепленные концы и располагаются большими размерами сечений в направлении из плоскости стен. Эти стойки работают и рассчитываются в направлении большего размера сечения H на сжатие с изгибом от действия сжимающих сил N от вертикальных нагрузок и изгибающего момента M от горизонтальной ветровой нагрузки. В направлении меньшего размера сечения H_0 эти стойки работают и рассчитываются только на сжатие и устойчивость при их расчетной длине, равной расстоянию между их креплениями вертикальными связями каркаса стен. Крепление этих стоек к опорам и несущим конструкциям выполняется аналогично креплению стоек квадратного сечения, однако они должны быть рассчитаны также на действие горизонтального ветрового давления.

Клеедеревянные стойки переменного прямоугольного сечения (рисунок 5.2, в) обычно служат опорами основных несущих конструкций покрытий производственных однопролетных зданий значительной высоты. Они имеют жесткое соединение с фундаментом и шарнирное с опорными узлами конструкций покрытия. Сечения этих стоек имеют постоянную по длине ширину B и переменную высоту: максимальную H – у нижнего опорного конца,

где действуют наибольшие усилия, и минимальную H_0 – у верхнего конца, где изгибающие моменты отсутствуют. Высота сечения верхнего конца стойки определяется в основном требованиями прочности и удобства опирания на него несущих конструкций покрытия.

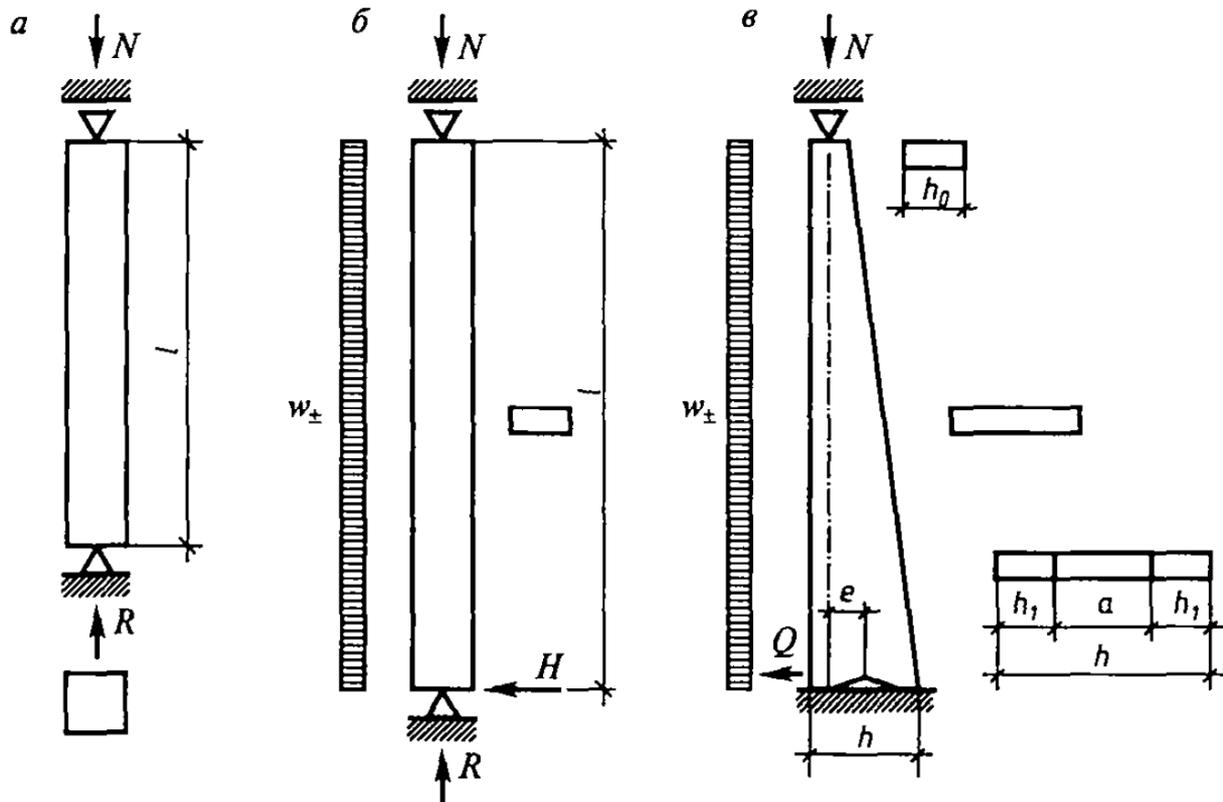


Рисунок 5.2 – Клеедеревянные стойки:
 а – постоянного квадратного сечения; б – постоянного прямоугольного сечения;
 в – переменного прямоугольного сечения

Доштакклеенные колонны для зданий с напольным транспортом и подвесными кранами проектируют, как правило, постоянного по высоте сечения. Для зданий с мостовыми кранами характерно применение колонн с уступом для укладки подкрановых балок.

Колонны рассчитывают: на вертикальные постоянные нагрузки от веса покрытия, стенового ограждения и собственного веса; на вертикальные временные снеговые нагрузки, нагрузки от кранов и различных коммуникаций, размещаемых в плоскости покрытия; на горизонтальные временные ветровые нагрузки и нагрузки, возникающие при торможении мостовых и подвесных кранов.

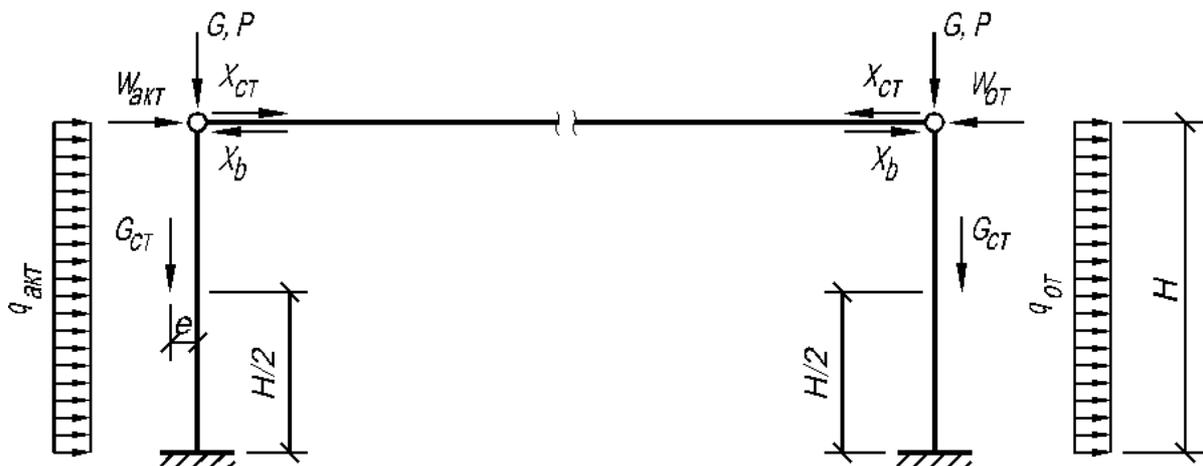


Рисунок 5.3 – Расчетная схема рамы

Поперечная рама, состоящая из двух колонн, заземленных в фундаментах и шарнирно связанных с ригелем (балкой, фермой, аркой), представляет собой однажды статически неопределимую систему (рисунок 5.3). Продольное усилие в ригеле такой рамы:

$$X = X_w + X_q, \quad (5.1)$$

где $X_w = 0,5 \cdot (W_{акт} - W_{ом})$.

От равномерно распределенной ветровой нагрузки на колонны:

$$X_q = (3/16) \cdot H \cdot (-q_{ак} + q_{ом}). \quad (5.2)$$

От стенового ограждения (условно считая, что вертикальное усилие от стенового ограждения приложено по середине высоты колонны):

$$X_{см} = 9 \cdot M_{см} / 8 \cdot H, \quad (5.3)$$

где $M_{см} = P_{см} \cdot l$; $l = h_{см} / 2 + h_k / 2$ – расстояние между серединой стенового ограждения и осью колонны.

После определения усилия в ригеле определяют изгибающие моменты и поперечные силы. Высоту сечения колонны h_k принимают в пределах $(1/8 - 1/15) \cdot H$; ширину $b \geq h_k / 5$. Принятое с учетом сортамента пиломатериалов и условий опирания ригеля на колонну сечение колонн проверяют на расчетное сочетание нагрузок; в плоскости рамы – как сжатоизгибаемый элемент; из плоскости рамы – как центрально сжатый элемент.

Предельная гибкость для колонн 120. При определении гибкости расчетную длину колонны в плоскости рамы принимают $l_0 = 2,2 \cdot H$ (при отсутствии соединения верха колонн с жесткими торцами здания горизонтальными связями). При вычислении гибкости колонны из плоскости рамы расчетную длину принимают равной расстоянию между узлами вертикальных связей, поставленных по колоннам в плоскости продольных стен. Наиболее ответственным в колоннах является жесткий узел, который обеспечивает восприятие изгибающего момента. При определении усилия N_a не учитывают на снеговую и другие временные нагрузки.

Из двух условий равновесия:

$$\left\{ \begin{array}{l} N + N_a - D_c = 0; \\ M_0 - N_a \cdot h_a + D_c \cdot (x/3) = 0. \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} (5.4, а) \\ (5.4, б) \end{array}$$

Вычисляем значения N_a , подставляя соответствующее значение D_c . Усилие в анкерном болте:

$$N_{a.б} = N_a / 2 \cdot 0,85, \quad (5.5)$$

где 0,85 – коэффициент, учитывающий возможную неравномерность усилий в анкерных болтах.

Необходимую площадь анкерного болта определяем по формуле:

$$F_{a.б}^{nm} = N_{a.б} / R_{a.б}, \quad (5.6)$$

где $F_{a.б}^{nm}$ – площадь анкерного болта нетто (по сечению, ослабленному нарезкой); $R_{a.б}$ – расчетное сопротивление стали, принимаемое по таблице 60 СНиП II-23-81*.

Пример 5.1 Дощато-клееная колонна однопролетного здания

Исходные данные. Здание производственного назначения, с напольным транспортом, отапливаемое (рисунок 5.4). Класс здания по степени ответственности II. Здание будет строиться в г. Перми в открытой местности, которая сохраняется с наветренной стороны на расстоянии $30 \cdot H$. Пролет здания в свету (l_{CB}) 18 м; высота до низа несущих конструкций покрытия 8 м ($H = 8$ м); шаг колонн 6 м ($S = 6$ м), длина здания 72 м. Покрытие здания с рулонной кровлей по клефанерным плитам и дощато-клееным балкам. Уклон кровли 5 %. Стеновые панели клефанерные трехслойные общей толщиной (с обшивками) $192 + 2 \cdot 8 = 208$ мм $\approx 0,21$ м. Масса панели 31 кг/м². Расчетная нагрузка от панелей 0,346 кН/м² площади стены. Дощато-клееные балки покрытия шириной 140 мм, высотой на опоре 1200 мм. Колонны проектируют из пиломатериалов хвойных пород (сосна, ель). Древесина – третьего сорта для колонн.

Предварительный подбор сечения колонн. Предельная гибкость для колонн равна 120. При подборе размеров сечения колонн целесообразно задаваться гибкостью 100. Тогда при $\lambda = 100$ и распорках, располагаемых по верху колонн:

$$\lambda_x = \frac{2,2 \cdot H}{r_x} = \frac{2,2 \cdot H}{0,289 \cdot h_k}; \quad h_k = \frac{2,2 \cdot H}{0,289 \cdot 100} = \frac{H}{13};$$

$$\lambda_y = \frac{H}{r_y} = \frac{H}{0,289 \cdot b_k}; \quad b_k = \frac{H}{0,289 \cdot 100} = \frac{H}{29}.$$

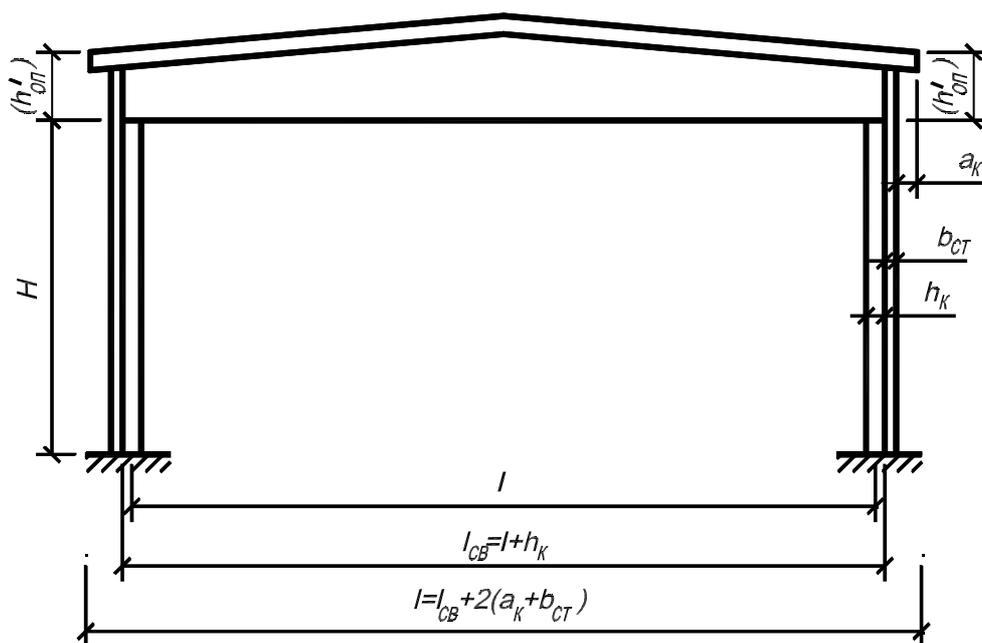


Рисунок 5.4 – Схематический разрез здания

При высоте здания $H = 8$ м получим:

$$h_k = H/13 = 8/13 = 0,615 \text{ м}; \quad b_k = H/29 = 8/29 = 0,276 \text{ м}.$$

Принимаем, что для изготовления колонн используют доски шириной 275 и толщиной 40 мм. После фрезерования толщина досок составит $40 - 7 = 43$ мм. Ширина колонны после фрезерования (острожки) заготовочных блоков по пласти будет $275 - 15 = 260$ мм. С учетом принятой толщины досок после острожки высота сечения колонн будет:

$$h_k = 19 \cdot 3 = 627 \text{ мм}; \quad b_k = 260 \text{ мм}.$$

Определение нагрузок на колонну. Расчетная схема рамы приведена на рисунок 5.3. Определим действующие на колонну расчетные вертикальные и горизонтальные нагрузки. Подсчет нагрузок горизонтальной проекции дан в таблице 5.1.

Расчетный пролет: $l = l_{св} - h_k = 18 - 0,627 = 17,37$ м. Полная ширина покрытия здания: $L = l_{св} + 2 \cdot \delta_{ст} + 2 \cdot a_k = 18 + 2 \cdot 0,21 + 2 \cdot 0,25 = 18,92$ м, где $l_{св}$ – пролет здания в свету; $\delta_{ст}$ – толщина стены; a_k – вылет карниза.

Нагрузки на колонну:

- от ограждающих конструкций покрытия:

$$G_{о.к.п.} = g_{о.к.п.} \cdot L \cdot S / 2 = 0,775 \cdot 18,92 \cdot 6 / 2 = 44 \text{ кН};$$

- от веса ригеля (в данном случае клеодощатой балки):

$$G_{риг} = g_{риг} \cdot l_{св} \cdot S / 2 = 0,512 \cdot 18 \cdot 6 / 2 = 27,65 \text{ кН};$$

- от снега:

$$P_{сн} = p_{сн} \cdot L \cdot S / 2 = 3,2 \cdot 18,92 \cdot 6 / 2 = 181,63 \text{ кН}.$$

Нагрузка на колонну от стен (таблица 5.1):

$$h'_{он} = 1,2 + 0,21 = 1,41 \text{ м};$$

$$G_{ст} = g_{ст} \cdot (H + h'_{он}) \cdot S = 0,346 \cdot (8 + 1,41) \cdot 6 = 19,54 \text{ кН}.$$

С небольшой погрешностью можно заменить схему распределения k (рисунок 5.5, а) на схему распределения k (рисунок 5.5, б).

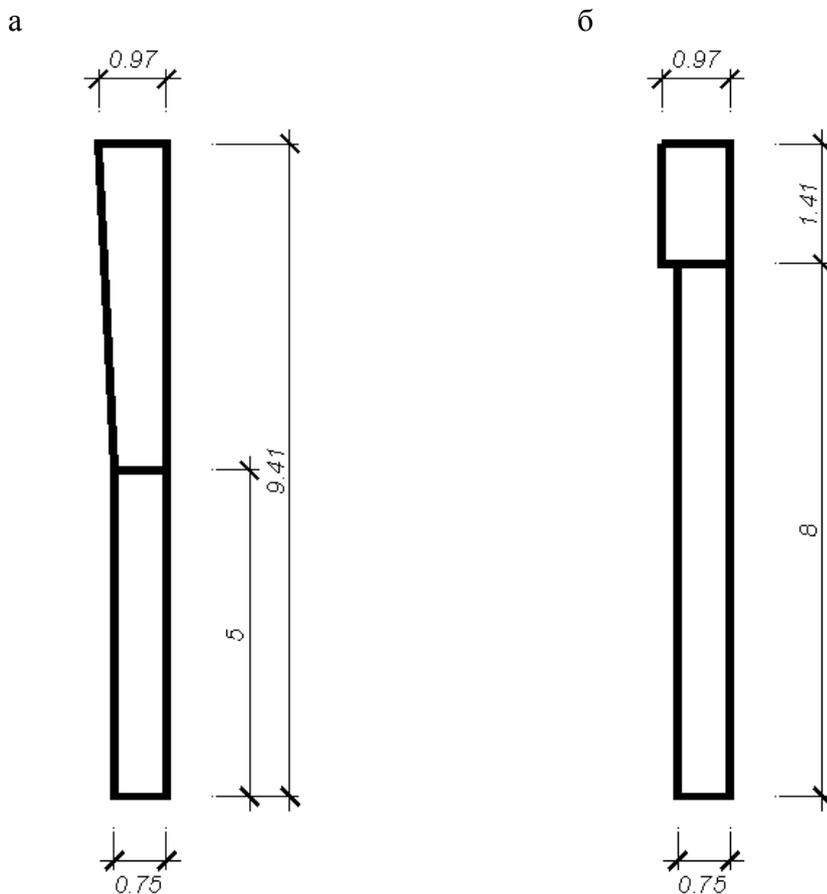


Рисунок 5.5 – Изменение коэффициента k по высоте:
а – по СП 20.13330.2011; б – принятое в расчете колонны

Ветровая нагрузка, передаваемая от покрытия, расположенного выше колонны:

$$W_{акт} = W_{акт} \cdot S \cdot h'_{он} = 0,322 \cdot 6 \cdot 1,41 = 2,72 \text{ кН}; h'_{он} = 1,2 + 0,21 = 1,41 \text{ м};$$

$$W_{от} = W_{от} \cdot S \cdot h'_{сн} = 0,21 \cdot 6 \cdot 1,41 = 1,78 \text{ кН}.$$

$$\text{Нагрузки от ветра: } q_{акт} = w_{акт} \cdot S = 0,252 \cdot 6 = 1,51 \text{ кН/м};$$

$$q_{от} = w_{от} \cdot S = 0,154 \cdot 6 = 0,92 \text{ кН/м}.$$

Таблица 5.1 – Сбор нагрузок

Нагрузка	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке, γ	Расчетная нагрузка, кН/м ²
Защитный слой гравия	0,21	1,3	0,273
Трехслойный рубероидный ковер	0,12	1,3	0,156
Клеефанерные утепленные плиты	0,31	1,12	0,342
Итого по ограждающим покрытиям	0,64	–	0,775
Собственный вес дощато-клееной балки (при $k_{cb}=8$) $(g^H + p^H) / \left(\frac{1000}{k_{cb} \cdot l} - 1 \right) =$ $= (0,64 + 2,24) / \left(\frac{1000}{8 \cdot 17,37} - 1 \right)$	0,465	1,1	0,512
Итого по покрытию:	1,105	–	1,287
Временная (снеговая)	2,24	–	3,2
Навесные стены (в данном случае клеефанерные панели)	0,31	1,12	0,346
Собственный вес колонны, кН $0,26 \cdot 0,627 \cdot 8 \cdot 5$	6,52	1,1	7,17
Ветровая нагрузка: $W_m = w_0 \cdot k \cdot c$; $w_0 = 0,3$ кН/м ² . Для здания размером в плане 18×72 м: $b/l = 72/18 = 4 > 2$; $\frac{h_1}{l} = \frac{8 + 1,2 + 0,21}{18} = 0,52$, Следовательно, $c_e = 0,8$, $c_{e3} = -0,5$. При $Z = H + h_{on} = 9,41$ м; $k = 0,75 + \frac{1 - 0,75}{10 - 5} (9,41 - 5) = 0,97$	–	–	–
$W_{акт} = 0,3 \cdot 0,97 \cdot 0,8$	0,23	1,4	0,322
$W_{от} = 0,3 \cdot 0,97 \cdot 0,5$ (при $Z = 5$ м; $k = 0,75$)	0,12	1,4	0,210
$w_{акт} = 0,3 \cdot 0,75 \cdot 0,8$	0,18	1,4	0,252
$w_{от} = 0,3 \cdot 0,75 \cdot 0,5 = 0,095$	0,11	1,4	0,154

Определение усилий в колоннах. Поперечную раму однопролетного здания, состоящую из двух колонн, жестко защемленных в фундаментах и шарнирно соединенных с ригелем в виде балки, рассчитывают на вертикальные и горизонтальные нагрузки (рисунок 5.4). Она является однажды статически неопределимой системой. При бесконечно большой жесткости ригеля (условное допущение) за лишнее неизвестное удобно принять продольное усилие в ригеле, которое определяют по известным правилам строительной механики.

Определение изгибающих моментов (без учета коэффициента сочетаний): от ветровой нагрузки усилие в ригеле:

$$X_{\varepsilon} = X_w + X_q = 0,5 \cdot (W_{акт} - W_{от}) + 3 \cdot H \cdot (q_{акт} - q_{от}) / 16 = 0,5 \cdot (2,72 - 1,78) + 3 \cdot 8 \cdot (1,51 - 0,92) / 16 = 1,355 \text{ кН.}$$

Изгибающий момент в уровне верха фундамента:

$$M_{лев. \varepsilon} = W_{акт} \cdot H + q_{акт} \cdot H^2 / 2 - X_{\varepsilon} \cdot H = 2,72 \cdot 8 + 1,51 \cdot 8^2 / 2 - 1,355 \cdot 8 = 59,24 \text{ кН/м;}$$

$$M_{пр. \varepsilon} = W_{от} \cdot H + q_{от} \cdot H^2 / 2 + X_{\varepsilon} \cdot H = 1,78 \cdot 8 + 0,92 \cdot 8^2 / 2 + 1,355 \cdot 8 = 54,52 \text{ кН/м.}$$

От внецентренного приложения нагрузки от стен: эксцентриситет приложения нагрузки от стен: $e_{cm} = h_k / 2 + \delta_{cm} / 2 = 0,627 / 2 + 0,21 / 2 = 0,418$ м.

Изгибающий момент, действующий на стойку рамы:

$$M_{cm} = G_{cm} \cdot e_{cm} = 19,54 \cdot 0,418 = 8,17 \text{ кН/м;}$$

Усилие в ригеле (усилие растяжения): $X_{cm} = 9 \cdot M_{cm} / (8 \cdot H) = 9 \cdot 8,17 / (8 \cdot 8) = 1,15$ кН.

Изгибающие моменты в уровне верха фундамента:

$$M_{лев. ст} = -M_{cm} + X_{cm} \cdot H = -8,17 + 1,15 \cdot 8 = 1,03 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{пр. ст} = M_{cm} - X_{cm} \cdot H = 8,17 - 1,15 \cdot 8 = -1,03 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Определение поперечных сил (без учета коэффициента сочетаний) от ветровой нагрузки: $Q_{лев. в.} = q_{акт} \cdot H + W_{акт} - X_v = 1,78 \cdot 8 + 2,72 - 1,355 = 15,6$ кН.

От внецентренного приложения нагрузки от стен: $Q_{лев. ст} = X_{cm} = 1,15$ кН.

Определение усилий в колоннах с учетом в необходимых случаях коэффициентов сочетаний при первом сочетании нагрузок:

$$N = G_{о.к.л.} + G_{риг} + G_{ст} + G_{кол} + P_{сн} \psi_1 = 44 + 27,65 + 19,54 + 7,17 + 181,63 \cdot 0,95 = 270,9 \text{ кН}.$$

Моменты на уровне верха фундаментов:

$$M_{лев} = M_{лев. ст} + M_{лев. в} \cdot \psi_1 = 1,03 + 59,24 \cdot 0,95 = 57,31 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{пр} = M_{пр. ст} + M_{пр. в} \cdot \psi_1 = -1,03 + 54,52 \cdot 0,95 = 50,76 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$Q_{лев.} = Q_{лев. ст} + Q_{лев. в} \cdot \psi_1 = 1,15 + 15,6 \cdot 0,95 = 15,97 \text{ кН}.$$

Для расчета колонн на прочность и устойчивость плоской формы деформирования принимаем значения: $M = M_{лев} = 57,31$ кН·м; $N = 270,9$ кН.

Определение усилий в колоннах с учетом в необходимых случаях коэффициентов сочетаний при втором сочетании нагрузок (при одной временной нагрузке коэффициент ψ_1 не учитывается):

$$N = G_{о.к.л.} + G_{риг} + G_{ст} + G_{кол} + P_{сн} = 44 + 27,64 + 19,54 + 7,17 + 181,63 = 280 \text{ кН}.$$

Третье сочетание нагрузок (коэффициент ψ_1 не учитывается, так как одна временная нагрузка):

Изгибающие моменты в уровне фундамента:

$$M_{лев} = M_{лев. ст} + M_{лев. в} = 1,03 + 59,24 = 60,27 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{пр} = M_{пр. ст} + M_{пр. в} \psi_1 = -1,03 + 54,52 = 53,49 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$\text{Поперечная сила: } Q_{лев.} = Q_{лев. ст} + Q_{лев. в} = 1,15 + 15,6 = 16,75 \text{ кН}.$$

Нормальную силу (продольную силу) определяют при $\gamma_f = 0,9$.

$$N = G_{о.к.л.} + G_{риг} + G_{ст} + G_{кол} = (44/1,21 + 27,65/1,1 + 19,54/1,12 + 7,17/1,1) \times 0,9 = 76,92 \text{ кН}.$$

Расчет колонн на прочность по нормальным напряжениям и на устойчивость плоской формы деформирования.

Расчет проводится на действие N и M при первом сочетании нагрузок.

$$M = 57,31 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad N = 270,9 \text{ кН}.$$

Расчетная длина (в плоскости рамы): $l_0 = 2,2 \cdot H = 2,2 \cdot 8 = 17,6$ м.

$$\text{Площадь сечения колонны: } F_{нт} = F_{бр} = h_k \cdot b_k = 0,627 \cdot 0,26 = 0,163 \text{ м}^2.$$

$$\text{Момент сопротивления: } W_{нт} = W_{бр} = b_k \cdot h_k^2 / 6 = 0,26 \cdot 0,627^2 / 6 = 0,017 \text{ м}^3.$$

$$\text{Гибкость: } \lambda = l_0 / r = l_0 / (0,289 \cdot h_k) = 17,6 / (0,289 \cdot 0,627) = 97,13;$$

$$\varphi = 3000 / \lambda^2 = 3000 / 97,13^2 = 0,318.$$

При древесине третьего сорта и при принятых размерах сечения по таблице 3 приложения: $R_c = 11$ МПа.

С учетом $m_n = 1,2$, $m_{сл} = 1$ и коэффициента надежности $\gamma_n = 0,95$, получим:

$$R_c = 11 \cdot 1,2 \cdot 1 / 0,95 = 13,89 \text{ МПа}$$

$$\xi = 1 - \frac{N}{\varphi \cdot R_c \cdot F_{бр}} = 1 - \frac{270,9}{0,318 \cdot 13,89 \cdot 10^3 \cdot 0,163} = 0,624.$$

$$\delta = N / F_{нт} + M_{\delta} / W_{нт}; \quad M_{\delta} = M / \xi.$$

При эпюре моментов треугольного очертания, согласно п. 4.17 СП 20.13330.2011, поправочный коэффициент к ξ :

$$k_n = \alpha_n + \xi \cdot (1 - \alpha_n) = 1,22 + 0,624 \cdot (1 - 1,22) = 1,08.$$

В данном случае эпюра момента близка к треугольной:

$$M_{\delta} = M / (k_n \cdot \xi) = 57,31 / (1,08 \cdot 0,624) = 85,04 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$\delta = 270,9 / (0,163) + 85,04 / (0,017) = 6,66 \text{ МПа} < 13,89 \text{ МПа.}$$

Оставляем ранее принятое сечение, исходя из необходимости ограничения гибкости.

Расчет на устойчивость плоской формы деформирования производится по формуле (33) СП 20.13330.2011. Принимаем, что распорки по наружным рядам колонн (в плоскости, параллельной наружным стенам) идут только по верху колонн. Тогда $l_p = H$, $l_0 = H$. В формуле:

$$\frac{N}{\varphi \cdot R_c \cdot F_{\text{бр}}} + \left(\frac{M_\delta}{\varphi_m \cdot R_u \cdot W_{\text{бр}}} \right)^n \leq 1 \text{ показатель степени } n = 2, \text{ как для элементов, не имеющих за-}$$

крепления растянутой зоны из плоскости деформирования: $R_u = R_c = 13,89 \text{ МПа}$.

$$\lambda_y = l_0 / r_y = l_0 / (0,289 \cdot b_k) = 8 / (0,289 \cdot 0,26) = 106,5;$$

$$\varphi_y = 3000 / \lambda_y^2 = 3000 / 106,5^2 = 0,264;$$

$$\varphi_m = 140 \frac{b^2}{l_p \cdot h} k_\phi = 140 \frac{b^2 \cdot k}{l_p \cdot h_k} k_\phi = 140 \cdot 0,26^2 \cdot 1,75 / (8 \cdot 0,627) = 3,3.$$

Применительно к эпюре моментов треугольного очертания (таблица 13 приложения): $k_\phi = 1,75 - 0,75 \cdot d = 1,75$; $d = 0$, так как момент в верхней части колонны равен 0:

$$\frac{270,9}{0,264 \cdot 13,89 \cdot 0,163} + \left(\frac{85,04}{3,3 \cdot 13,89 \cdot 10^3 \cdot 0,017} \right)^2 = 0,47 \leq 1.$$

Следовательно, устойчивость обеспечена.

Расчет на устойчивость из плоскости как центрально сжатого стержня.

$\varphi = 0,264$ (см. расчет на устойчивость плоской формы деформирования); $N = 280 \text{ кН}$ (для второго сочетания нагрузок):

$$\delta = \frac{N}{\varphi \cdot F_{\text{расч}}} = \frac{280}{0,264 \cdot 0,163} = 6,51 \text{ МПа} \leq 11,57 \text{ МПа};$$

$$F_{\text{расч}} = F_{\text{нт}} = F_{\text{бр}} = 0,163 \text{ м}^2; R_c = \frac{11}{0,95} = 11,57 \text{ МПа.}$$

Устойчивость обеспечена.

Расчет узла защемления колонны в фундаменте. Расчет производим для третьего сочетания нагрузок (ветровая нагрузка и минимальная вертикальная, рассчитанная только с учетом постоянной нагрузки и без учета снеговой нагрузки). При этом сочетании нагрузок получим максимальные усилия в анкерах конструкции узла защемления.

$$M_\delta = M / (k_n \cdot \xi); N = 76,92 \text{ кН}; M = 60,27 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Из расчета колонн на прочность имеем:

$$l_0 = 13,2; F_{\text{нт}} = F_{\text{бр}} = 0,163 \text{ м}^2; W_{\text{нт}} = 0,017 \text{ м}^3.$$

$$\varphi = 0,318; R_c = 11 \cdot 1,2 / 0,95 = 13,89 \text{ МПа}; k_n = 1,08;$$

$$\xi = 1 - \frac{76,92}{0,318 \cdot 13,89 \cdot 10^3 \cdot 0,163} = 0,893;$$

$$k_n = 1,22 + 0,893(1 - 1,22) = 1,024; M_\delta = 60,27 / (1,08 \cdot 0,893) = 62,5 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Принимаем решение узла защемления колонны в фундаменте с применением железобетонной приставки, бетон класса В25 ($R_b > R_c = R_{\text{см}} = 13,89 \text{ МПа}$), из которой выпущены четыре стержня из арматуры периодического профиля из стали класса А-II (рисунок 5.6). Вклеивание арматурных стержней в древесину осуществляется с помощью эпоксидно-цементного клея марки ЭПЦ-1.

Принимаем (предварительно) диаметр арматурных стержней 22 мм. Расстояние между осью арматурного стержня до наружных граней колонны должно быть не менее $2 \cdot d_a$: $a = 2 \cdot 22 = 44 \text{ мм}$. При определении усилий в арматурных стержнях учитываем, что прочность бетона на смятие более прочности древесины.

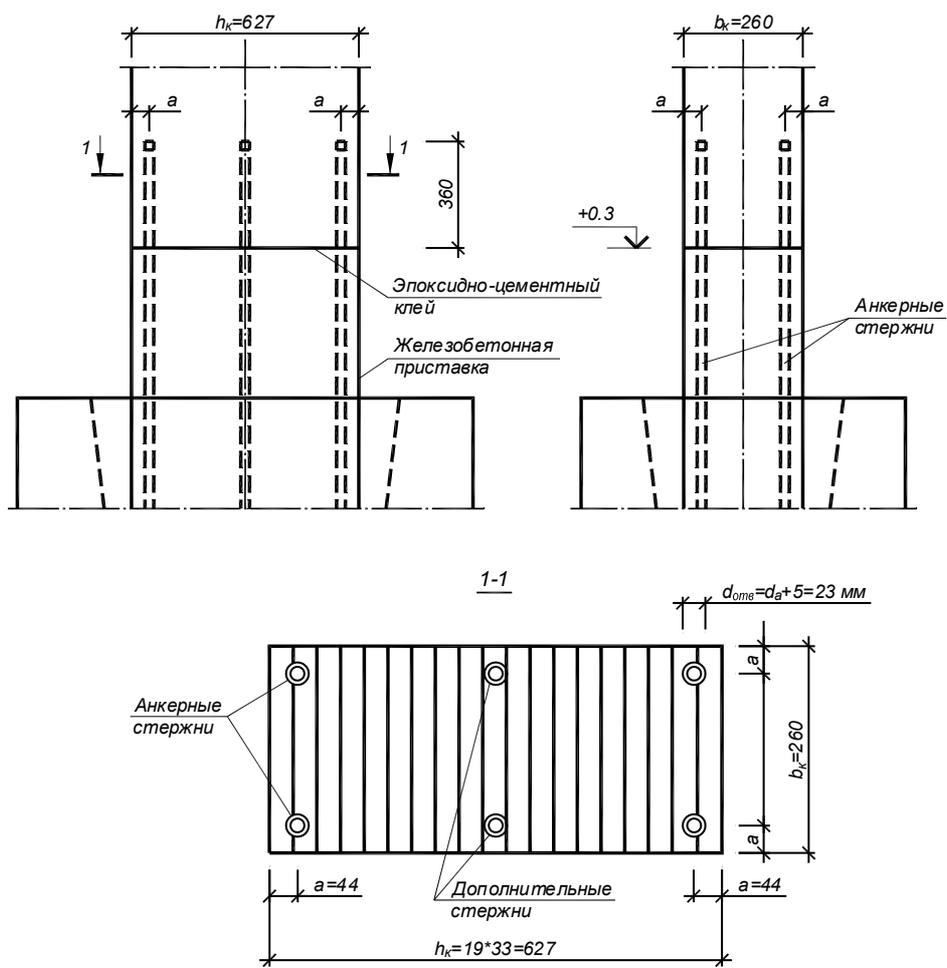


Рисунок 5.6 – Конструкция узла защемления колонны

Пренебрегая (для упрощения расчета) работой сжатых арматурных стержней, усилия в растянутых арматурных стержнях находим, используя два условия равновесия (рисунок 5.7): $\sum N = 0$; $-N_a - N + R_{cm} \cdot b_k \cdot x/2 = 0$;

$$\sum M = 0; \quad M_d + N \cdot (h_k / 2 - a) - \frac{R_{cm} \cdot b_k \cdot x}{2} \cdot (h_k - a - \frac{x}{3}) = 0.$$

При $N = 76,92$ кН; $M_d = 62,5$ кН·м; $R_{cm} = 13,89$ МПа;
 $b_k = 0,26$ м; $h_k = 0,627$ м, получим: $-N_a - 76,92 + 13,89 \cdot 10^3 \cdot 0,26 \cdot x/2 = 0$;

$$62,5 + 76,92 \cdot (0,627/2 - 0,044) - \frac{13,89 \cdot 10^3 \cdot 0,26 \cdot x}{2} \cdot (0,627 - 0,044 - x/3) = 0.$$

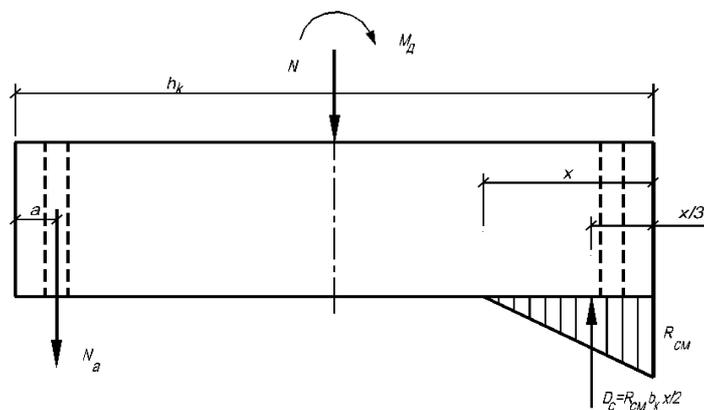


Рисунок 5.7 – Схема действия сил на колонну

(фундамент условно отброшен, и действие его на колонну заменено силой D_c)

Из второго равенства определим x , а затем, подставив значение x в первое равенство, получим значение N_a . Произведя необходимые вычисления, получим значения $x = 0,0757$ м и $N_a = 60$ кН.

Требуемая площадь двух арматурных стержней ($R_a = 280/0,95 = 295$ МПа):

$$F_a = N_a / R_a = 0,06 / 295 = 2,04 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 2,04 \text{ см}^2.$$

Ставим два стержня $d_a = 18$ мм, для которых $F_a = 2 \cdot 2,545 = 5,09 \text{ см}^2 > 2,04 \text{ см}^2$.

Тогда диаметр отверстия будет: $d_{отв} = d_a + 5 = 18 + 5 = 23$ мм.

Определим расчетную несущую способность вклеиваемых стержней на выдергивание:

$$T = R_{ск} \cdot \pi [d_a + 0,005] l_1 \cdot k_c \cdot n_a.$$

Принимаем (предварительно) длину заделки стержня 360 мм ($\sim 20 \cdot d_a$), получим:

$$k_c = 1,2 - 0,02 \frac{l_1}{d_a} = 1,2 - 0,02 \frac{360}{18} = 0,8;$$

$$T = [2,1 \cdot 3,14 (0,018 + 0,005) 0,360 \cdot 0,8] \cdot 2 = 0,087 \text{ МН} > N_a = 0,06 \text{ МН}.$$

Следовательно, несущая способность соединения достаточна.

6 НЕСУЩИЕ АРКИ

Арочные конструкции являются распространенными несущими конструкциями покрытия сельскохозяйственных, промышленных и общественных зданий пролетом 12 – 100 м. Основными достоинствами клеедеревянных арок являются простота при изготовлении, монтаже и повышенный предел огнестойкости. Высота подъема пологих арок $\frac{1}{4}$ – $\frac{1}{8}$ пролета, а высоких – достигает половины пролета. Арки могут иметь круговое, ломаное или треугольное очертание. Наиболее распространены трехшарнирные арки, реже применяют двухшарнирные. Распор арок воспринимается фундаментами или затяжками.

6.1 Треугольные арки

Треугольные распорные системы из клеедеревянных элементов с затяжками ввиду того, что они проще в изготовлении, транспортировке, монтаже и не вызывают затруднений при устройстве кровли в зданиях пролетом до 24 м, получили наибольшее распространение в сельском строительстве. Треугольную распорную систему (рисунок 6.1) рассчитывают на два сочетания нагрузок: 1) постоянная и временная по всему пролету; 2) постоянная по всему пролету и временная на половине пролета. Для распорной системы пролетом l при распределенной нагрузке q величину расчетного изгибающего момента в клеедеревянном элементе можно определить по формуле $M = q \cdot l^2 / 32$. Распор, $M = q \cdot l^2 / (8 \cdot f)$, где f – стрела подъема распорной системы. Нормальная сила $N = H \cdot \cos \alpha + Q \cdot \sin \alpha$, где α – угол между осями клеедеревянного элемента и затяжки; Q – балочная поперечная сила, определяемая как для однопролетной балки. Поперечное сечение клеедеревянного элемента, рассчитывающего на сжатие с изгибом, проверяют по формуле:

$$N / F + M_D / W \leq R_c, \text{ где } M_D = M / \xi; \xi = 1 - N / (\varphi \cdot R_c \cdot F); 1 > \xi > 0.$$

Изгибающий момент вычисляют с учетом узловых эксцентриситетов. Касательные напряжения в клееном элементе проверяют по формуле:

$$Q \cdot S / (I \cdot b) \leq R_{ск},$$

где $R_{ск} = 1,5$ МПа – расчётное сопротивление скалыванию при изгибе для клееных деревянных элементов.

Проверку устойчивости плоской формы деформирования сжато-изгибаемого клеедеревянного элемента производят с учетом его фактического раскрепления из плоскости. Сечение стальной затяжки подбирают по наибольшему растягивающему усилию.

Пример 6.1 Расчёт распорной системы треугольного очертания

Спроектировать и рассчитать деревянное утепленное покрытие с расчетным пролетом 17,7 м, сооружаемое в г. Новороссийске. Материал несущих конструкций покрытия: пиломатериал из сосны второго сорта с влажностью не более 12 %, металлические элементы из стали марки ВСт13пк2 по ТУ-14-1-3023-80. Изготовление конструкций кровли и несущих конструкций покрытия – заводское.

Исходные данные. Принимаем в качестве несущих конструкций покрытия треугольную трехшарнирную распорную систему с клееным верхним поясом и металлической затяжкой. Утепленное кровельное покрытие принято из клефанерных панелей. Панели кровельного покрытия укладывают непосредственно на верхние пояса несущих конструкций, поставленных вдоль здания с шагом 6 м между осями. Продольная жесткость покрытия обеспечивается панелями кровли, прикрепленными к верхним поясам систем и постановкой горизонтальных связей, воспринимающих и ветровую нагрузку. Горизонтальные связи образуют в плоскости верхних поясов двух соседних несущих конструкций ферму, которая передает действующие в ее плоскости усилия на продольные стены. Горизонтальные связи должны быть расположены в торцевых частях здания и по его длине на расстоянии не более 30 м одна от другой.

Геометрические размеры системы и нагрузки. Расчетную схему принимаем по рисунку 6.1 с отношением $h/l = 1/5$. При этом высота системы будет $h = 3,54$ м. Угол наклона верхних поясов $\alpha = 21^\circ 50'$; $\operatorname{tg} \alpha = 0,4$; $\sin \alpha = 0,371$; $\cos \alpha = 0,928$. Длина ската

$$l_{CK} = \frac{l}{2 \cdot \cos \alpha} = \frac{17,7}{2 \cdot 0,928} = \frac{17,7}{1,856} = 9,54 \text{ м.}$$

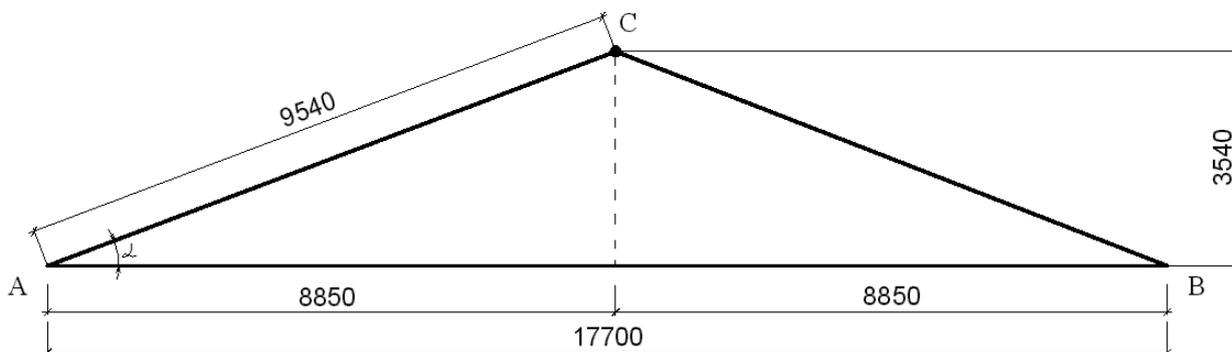


Рисунок 6.1 – Треугольная система

Нагрузки на 1 м^2 плана здания сведены в таблице 6.1, в которой подсчитаны нормативная и расчетная нагрузки. Собственный вес системы определяем при $k_{CB} = 5$ из выражения

$$g_{cm} = (g_H + S_0) \left(1 - \frac{1000}{k_{CB} \cdot l} \right) = (0,49 + 0,56) \left(1 - \frac{1000}{5 \cdot 17,7} - 1 \right) = 0,102 \text{ кН/м}^2$$

Нагрузка на 1 м системы: постоянная $g = 0,672 \cdot 6 = 4,03 \text{ кН / м}$

временная $S = 0,8 \cdot 6 = 4,8 \text{ кН / м}$

Определение усилий в элементах системы. Систему рассчитывают на два сочетания нагрузок (рисунок 6.2) – постоянную и временную нагрузки по всему пролету (первое сочетание) и постоянную нагрузку по всему пролету и временную на половине пролета (второе сочетание).

Таблица 6.1 – Подсчет нагрузки на 1 м² плана здания

Нагрузка	Нормативная, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная, кН/м ²
Утепленная панель покрытия	$\frac{0,46}{0,928} = 0,49$	–	$\frac{0,52}{0,928} = 0,56$
Собственный вес системы	0,102	1,1	0,112
Постоянная	0,592	–	0,672
Временная (снеговая)	0,56	1,2	0,8
Полная	1,152	–	1,472

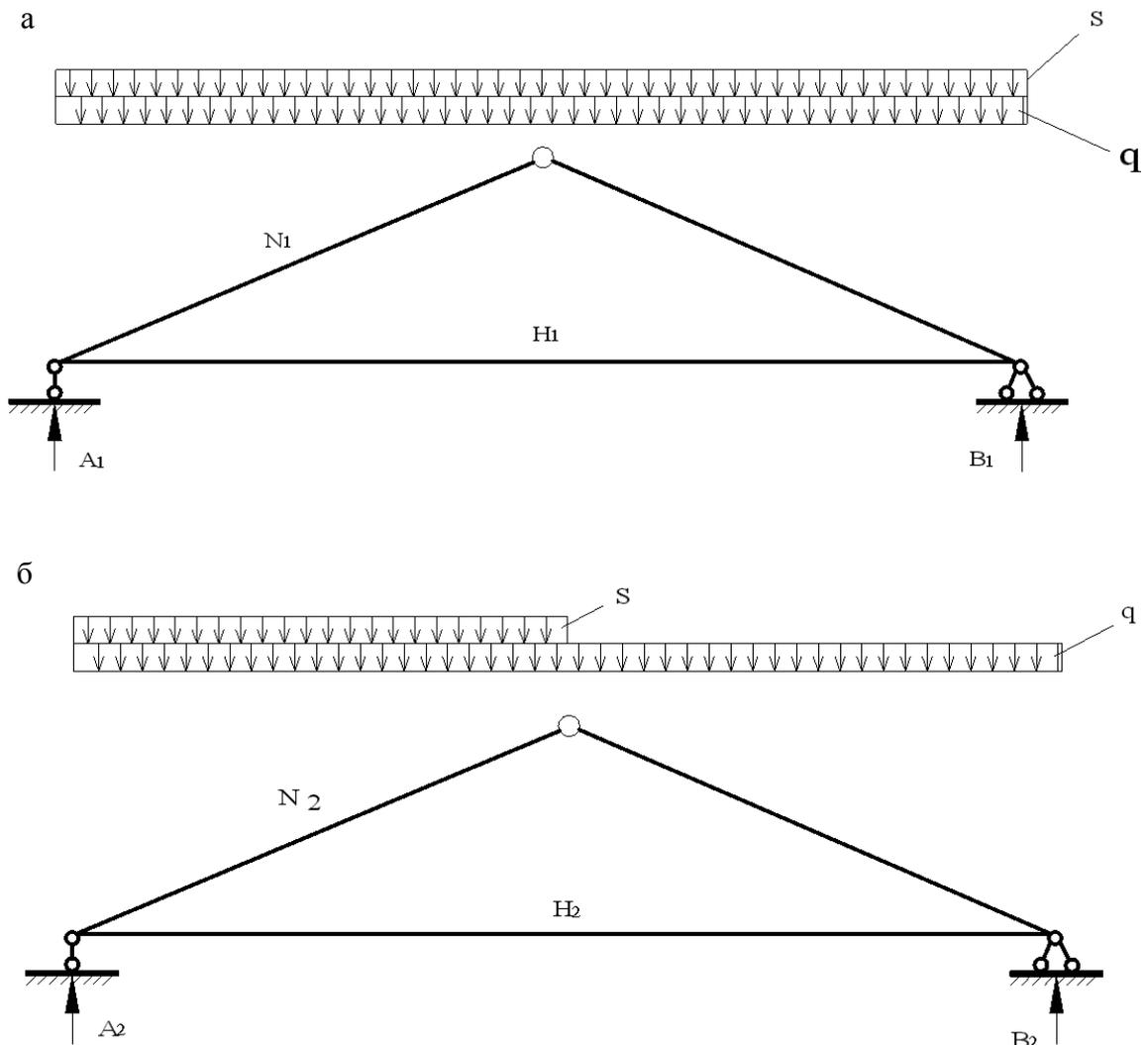


Рисунок 6.2 – Схема загрузки системы:
 а – первое сочетание нагрузок; б – второе сочетание нагрузок

При первом сочетании нагрузок: опорные реакции

$$A_1 = B_1 = \frac{(g + S) \cdot l}{2} = \frac{(4,03 + 4,8) \cdot 17,7}{2} = 78,15 \text{ кН} .$$

Усилие в затяжке:

$$H_1 = -\frac{(g + S) \cdot l^2}{8h} = \frac{(4,03 + 4,8) \cdot 17,7^2}{8 \cdot 3,54} = 97,68 \text{ кН} .$$

Сжимающее усилие в верхнем поясе:

$$N_1 = H_1 / \cos \alpha = 97,68 / 0,928 = 105,3 \text{ кН}.$$

Изгибающий момент от нагрузки по верхнему поясу

$$M_1 = -\frac{(g+S) \cdot l^2}{32} = \frac{(4,03+4,8) \cdot 17,7^2}{32} = 86,45 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

При втором сочетании нагрузок: опорные реакции

$$A_2 = \frac{g \cdot l}{2} + \frac{3}{4} \cdot \frac{S \cdot l}{2} = \frac{4,03 \cdot 17,7}{2} + \frac{3 \cdot 4,8 \cdot 17,7}{4 \cdot 2} = 67,52 \text{ кН};$$

$$B_2 = \frac{g \cdot l}{2} + \frac{1}{4} \cdot \frac{S \cdot l}{2} = \frac{4,03 \cdot 17,7}{2} + \frac{4,8 \cdot 17,7}{8} = 46,28 \text{ кН};$$

усилие в затяжке

$$H_2 = \frac{g \cdot l^2}{8 \cdot h} + \frac{S \cdot l^2}{16 \cdot h} = \frac{4 \cdot 17,7^2}{8 \cdot 3,54} + \frac{4,8 \cdot 17,7^2}{16 \cdot 3,54} = 71,13 \text{ кН};$$

сжимающее усилие в верхнем поясе у опор:

$$N_2 = H_2 / \cos \alpha = 71,13 / 0,928 = 76,6 \text{ кН}.$$

Подбор сечения верхнего пояса. Верхний, пояс рассчитывают как сжато-изгибающий стержень, находящийся, под действием внецентренно приложенной нормальной силы и изгибающего момента от поперечной нагрузки. Для уменьшения изгибающего момента в верхнем поясе системы создаем внецентренное приложение нормальной силы, в результате чего в опорном и коньковом узлах возникают разгружающие отрицательные моменты (рисунок 6.3). Задаемся эксцентриситетом приложения нормальной силы в опорных и коньковых узлах не более 1/4 высоты сечения пояса: $e = 0,1 \text{ м}$.

Сечение верхнего пояса выполняют в виде клееного пакета, состоящего из черновых заготовок по рекомендуемому сортаменту пиломатериалов второго сорта (применительно к ГОСТ 24454-80*Е) сечением $40 \times 175 \text{ мм}$. После фрезерования черновых заготовок по пластям на склейку идут чистые доски сечением $33 \times 175 \text{ мм}$. Клееный пакет из 12 досок общей высотой $15 \times 33 = 495 \text{ мм}$. После склейки пакета его еще раз фрезеруют по боковым поверхностям, таким образом сечение клееного пакета составляет $185 \times 495 \text{ мм}$.

Площадь поперечного сечения:

$$F = 0,185 \cdot 0,495 = 9,16 \cdot 10^{-2} \text{ м}^2.$$

Момент сопротивления $W = 0,185 \cdot 0,495^2 / 6 = 7,55 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3$.

Принимаем расчетные характеристики древесины второго сорта по таблице 2 СП 20.13330.2011. Расчетное сопротивление изгибу и сжатию: $R_u = R_c = 15 \text{ МПа}$.

Расчет на прочность сжато-изгибаемых элементов производят по формуле

$$\frac{N}{F_{\text{расч}}} + \frac{M_D}{W_{\text{расч}}} \leq R_c.$$

Для шарнирно-опертых элементов при эпюрах изгибаемых моментов параболического и прямоугольного очертания, как в нашем случае (рисунок 6.3), M_D определяют по формуле:

$$M_D = M_1 / \xi + M_N / \xi \cdot K_H; \text{ где: } \xi = 1 - \frac{N}{\varphi \cdot R_c \cdot F_{бр}}; \quad k_H = \alpha_H + \xi \cdot (1 - \alpha_H)$$

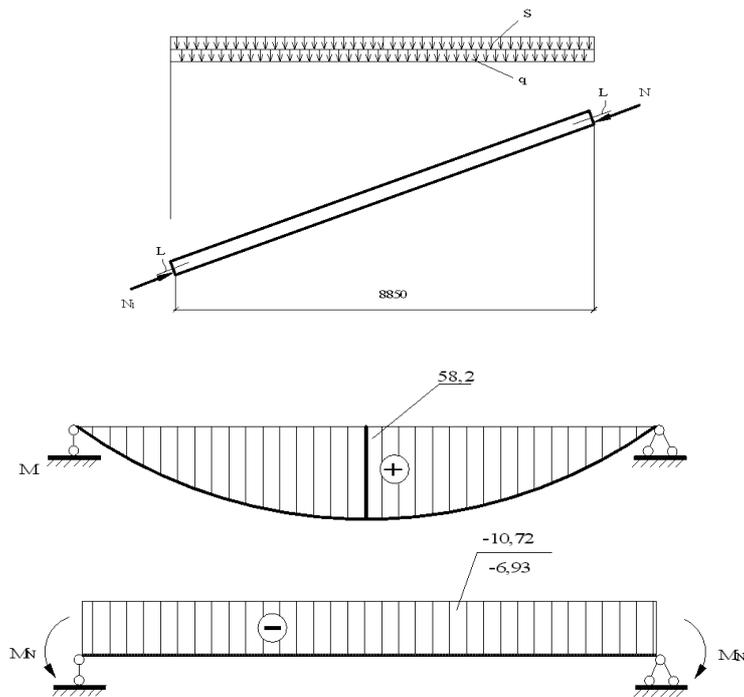


Рисунок 6.3 – К расчету верхнего пояса. Эпюра изгибающих моментов

Проверка принятого сечения верхнего пояса для первого сочетания нагрузок.

Разгружающий момент в узлах: $M_N = N \cdot e$, $M_N = 105,3 \cdot 0,1 = 10,53 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Гибкость верхнего пояса в плоскости действия изгибающего момента при $l_{CK} = 9,54 \text{ м}$

$\lambda = 9,54 / 0,289 \cdot 0,495 = 67$; тогда коэффициенты $\varphi = 3000 / 67^2 = 0,67$;

$$\xi = 1 - \frac{105,3 \cdot 10^{-3}}{0,67 \cdot 15 \cdot 9,2 \cdot 10^{-2}} = 0,89; k_H = 0,81 + 0,89 \cdot (1 - 0,81) = 0,98.$$

Расчетный изгибающий момент:

$$M_D = \frac{86,45}{0,89} - \frac{10,53}{0,98 \cdot 0,89} = 96,13 - 12,07 = 84,06 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Напряжение в верхнем поясе:

$$\sigma_1 = \frac{105,3 \cdot 10^{-3}}{9,2 \cdot 10^{-2}} + \frac{84,06 \cdot 10^{-3}}{7,55 \cdot 10^{-2}} = 14,4 \text{ МПа} < 15 \text{ МПа}.$$

Проверка принятого сечения для второго сочетания нагрузок:

разгружающий момент в узлах: $M_N'' = N_2 \cdot e$, $M_N'' = 76,6 \cdot 0,1 = 7,66 \text{ кН} \cdot \text{м}$;

$$\text{определяем } \xi = 1 - \frac{76,6 \cdot 10^{-3}}{0,67 \cdot 15 \cdot 9,2 \cdot 10^{-2}} = 0,92; k_H = 0,81 + 0,92 \cdot (1 - 0,81) = 0,98.$$

$$\text{Расчетный изгибающий момент: } M_D'' = \frac{86,45}{0,92} - \frac{7,66}{0,98 \cdot 0,92} = 93,96 - 8,5 = 85,47 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$$\text{Напряжение в верхнем поясе: } \sigma_2 = \frac{76,6 \cdot 10^{-3}}{9,2 \cdot 10^{-2}} + \frac{85,47 \cdot 10^{-3}}{7,55 \cdot 10^{-3}} = 12,15 \text{ МПа} < 15 \text{ МПа}$$

Так как панели крепят по всей длине верхнего пояса, то проверку на устойчивость плоской формы деформирования не производим.

Подбор сечения нижнего пояса.

Расчетное усилие в нижнем поясе принимаем максимальным при первом сочетании нагрузок: $H_1 = 97,68 \text{ кН}$

Нижний пояс выполняют из стального троса. Необходимая площадь сечения пояса:

$$F_{mp} = \frac{97,68 \cdot 10^3}{189 \cdot 0,8 \cdot 10^6} = 6,46 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 646 \text{ мм}^2, \text{ где: } R_p^{CT} = 210 \cdot 0,90 = 189 \text{ МПа} - \text{расчет-}$$

ное сопротивление принято по таблице 51 СНиП 11-23-81; $\gamma_c = 0,9$ – коэффициент условия работы по таблице 6 п. 5 СНиП 11-23-81; $m_a = 0,9$ согласно п. 3.4 СП 20.13330.2011.

Принимаем трос $d = 32$ мм; с учетом установки стяжной муфты:

$$F_{нт} = 804,2 \text{ мм}^2 > 658 \text{ мм}^2.$$

В хомутах и петлях у опорных узлов требуемая площадь поперечного сечения:

$$F_x = \frac{97,68 \cdot 10^3}{2 \cdot 189 \cdot 0,85 \cdot 0,71} = 428 \text{ мм}^2.$$

Принимаем $d_x = 25$ мм; $F = 490,9 > 428 \text{ мм}^2$. Здесь 0,85 учитывает возможную неравномерность распределения усилия в двойном тросе, а 0,71 учитывает угол наклона троса в опорных узлах.

Коньковый узел (рисунок 6.5, а). При полном симметричном снеговом нагружении покрытия верхние концы сжатого пояса подвержены сминающему действию горизонтальной силы и стыкуются простым лобовым упором: $N_{см} = 97,68$ кН. Размер площадки назначаем из расчета на обеспечение приложения силы, сжимающей верхний пояс, с таким же эксцентриситетом $l = 0,1$ м, как и в опорном узле. Для этого в верхней части сечения устраиваем зазор высотой, равной двум величинам эксцентриситета. Площадка смятия в узле:

$$F_{см} = 0,185 \cdot (0,495 - 2 \cdot 0,1) = 5,456 \cdot 10^{-2} \text{ м}^2.$$

Смятие в коньковом узле происходит под углом $\alpha = 21^\circ 50'$ к волокнам, и расчетное сопротивление древесины смятию будет: $R_{сма} = \frac{15}{1 + (15/3 - 1) \cdot 0,371^3} = 12,5 \text{ МПа}$.

$$\text{Напряжение смятия в узле: } \sigma_2 = \frac{N_{см}}{F_{см}} + \frac{97,68 \cdot 10^{-3}}{5,456 \cdot 10^{-2}} = 1,8 \text{ МПа} < 12,5 \text{ МПа}.$$

При несимметричном нагружении снегом лишь одного из скатов покрытия в коньковом узле возникает поперечная сила, которая воспринимается парными деревянными накладками на болтах. Поперечная сила в узле при несимметричной снеговой нагрузке будет $Q = S \cdot l/8 = 4,8 \cdot 17,7/8 = 10,62$ кН.

Накладки принимаем сечением 60×175 мм. Учитывая кососимметричную схему работы накладок и прикладывая к ним поперечную силу в точке перегиба их оси (рисунок 6.5, б), определяем усилия, действующие на болты, присоединяющие накладки к поясу:

$$R_1 = \frac{Q}{1 - e_1/e_2} = \frac{10,62}{1 - 300/900} = 15,93 \text{ кН}; \quad R_2 = \frac{Q}{e_2/e_1 - 1} = \frac{10,62}{900/300 - 1} = 5,31 \text{ кН}.$$

Для прикрепления накладок принимаем болты диаметром 18 мм.

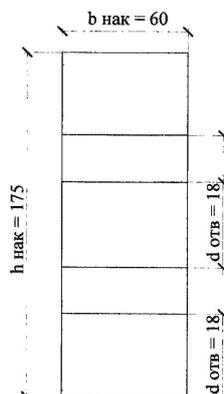


Рисунок 6.4 – Накладка

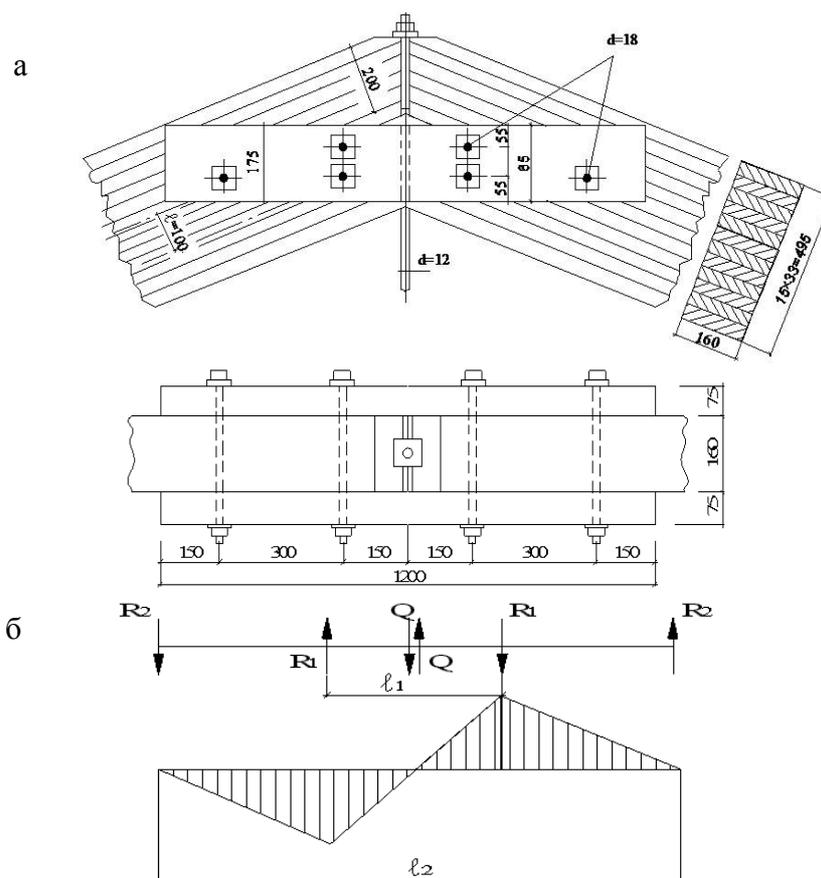


Рисунок 6.5 – Конструкция конькового узла:
а – конструкция узла; б – усилия в болтах

Несущая способность болта на один рабочий шов при направлении передаваемого усилия, считая в запас, под углом 90° к волокнам будет: из условия изгиба болта:

$$T'_u = (1,8 \cdot d^2 + 0,02 \cdot a^2) \cdot \sqrt{k_\alpha} = (1,8 \cdot 1,8^2 + 0,02 \cdot 6,0^2) \cdot \sqrt{0,575} = 4,97 \text{ кН};$$

$$T''_u = 2,5 \cdot d^2 \cdot \sqrt{k_\alpha} = 2,5 \cdot 1,8^2 \cdot \sqrt{0,575} = 6,14 \text{ кН}.$$

Несущая способность из условия смятия накладки:

$$T'_{см} = 0,8 \cdot a \cdot d \cdot k_\alpha = 0,8 \cdot 6,0 \cdot 1,8 \cdot 0,575 = 4,97 \text{ кН};$$

Несущая способность из условия смятия среднего элемента – верхнего пояса

$$T''_{см} = 0,5 \cdot c \cdot d \cdot k_\alpha = 0,5 \cdot 18,5 \cdot 1,8 \cdot 0,575 = 9,57 \text{ кН}.$$

Минимальная несущая способность $T_{min} = 4,97$ кН.

Необходимое число болтов в ближайшем к узлу ряду:

$$n'_\sigma = R_1 / n \cdot T_{min}; \quad n'_\sigma = 15,93 / (2 \cdot 4,97) = 1,6, \text{ принимаем два болта.}$$

Число болтов в дальнем от узла ряду $n''_\sigma = \frac{R_1}{n} \cdot T_{min}; \quad n''_\sigma = 7 / (2 \cdot 5,3) = 0,7$, принимаем один болт. Указанная на рисунок 6.5, а расстановка болтов удовлетворяет требованиям.

Изгибающий момент в накладках (рисунок 6.5, б):

$$M_N = Q \cdot \frac{e_1}{2} = 10,62 \cdot 0,15 = 1,59 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Момент сопротивления накладки, ослабленной двумя отверстиями диаметром 18 м (рисунок 6.4): $W_{нт} = b_{накл} \cdot (h_{накл} - 2 \cdot d_{отв})^2 / 6; \quad W_{нт} = 0,06 \cdot (0,175 - 2 \cdot 0,018)^2 / 6 = 1,93 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3.$

$$\text{Напряжение в накладках: } \sigma = \frac{M_n}{2 \cdot W_{нт}} = \frac{1,59 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 1,93 \cdot 10^{-3}} = 4,1 \text{ МПа} < 13 \text{ МПа, где}$$

$R_u = 13$ МПа (таблица 3 СНиП 11-25-80). Для поддержания нижнего пояса от провисания в коньковом узле устраивают подвеску из троса диаметром 12 мм.

6.2 Сегментная клеедеревянная арка

Сегментные клеедеревянные арки с затяжками относятся к пологим конструкциям, выполняются трехшарнирными из двух полуарок или двухшарнирными с неразрезным верхним слоем. Затяжки изготавливают стальными из профильной или круглой стали и реже из бруса или клееной древесины (рис 6.6). Для сегментных арок расчетными сочетаниями нагрузок являются: постоянная и временная по всему пролету; распределенные постоянные и снеговые (равномерные или треугольные), расположенные на левой половине пролета. Ветровую нагрузку в расчете не учитывают.

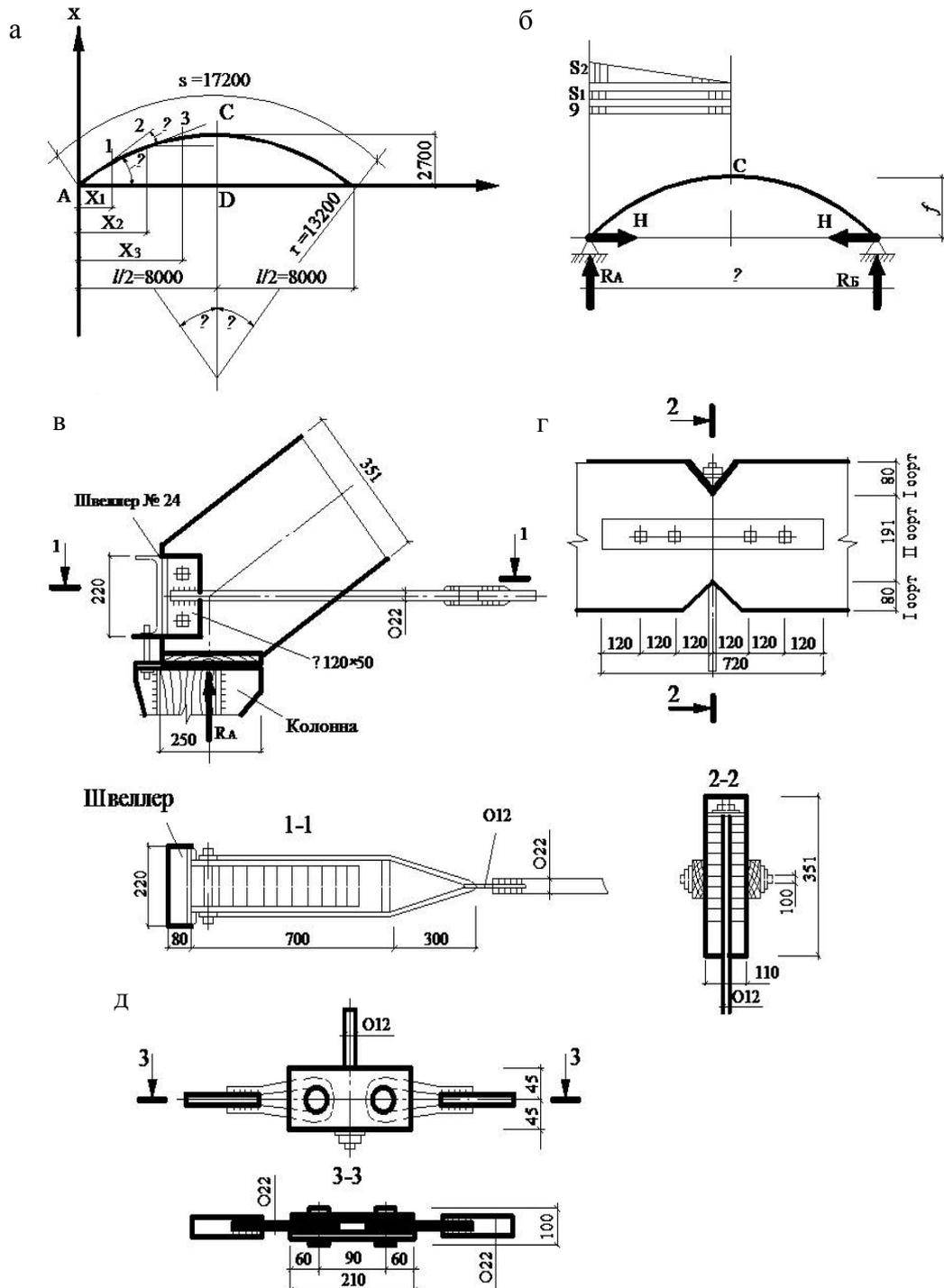


Рисунок 6.6 – Сегментная арка со стальной стяжкой:
 a – геометрические размеры; b – расчетная схема; e – опорный узел;
 z – коньковый узел; d – центральный узел затяжки

Пример 6.2 Расчет трехшарнирной арки кругового очертания

Конструкция покрытия. Несущими конструкциями покрытия являются клееные трехшарнирные арки пролетом 12 м из гнутых досок толщиной 33 мм с металлической затяжкой. Шаг арок 6 м. Стрела подъема 2 м ($l/f = 6$). Место строительства – V снеговой район г. Пермь. Ограждающая часть покрытия состоит из утепленных клефанерных панелей, укладываемых непосредственно на арки. Кровля рубероидная.

Геометрические размеры оси арки: $l = 12$ м, $f = 2$ м.

$$\text{Радиус арки } r = \frac{l^2 + 4 \cdot f^2}{8 \cdot f} = \frac{12^2 + 4 \cdot 2^2}{8 \cdot 2} = 10 \text{ м.}$$

Центральный угол дуги полуарки α определяем из выражения:

$$\cos \alpha = \frac{r - f}{r} = \frac{10 - 2}{10} = 0,8; \quad 2 \cdot \alpha = 37^\circ; \quad 2 \cdot \alpha = 74^\circ.$$

$$\text{Длина дуги арки } S = \frac{\pi \cdot r \cdot 2 \cdot \alpha}{180} = \frac{3,14 \cdot 10 \cdot 74}{180} = 12,9 \text{ м.}$$

Координаты точек оси арок y вычисляем по формуле

$$y = \sqrt{r^2 - (l/2 - x)^2} - c; \quad c = r - f = 10 - 2 = 8 \text{ м.}$$

Нагрузки. При вычислении нагрузки разница между длиной дуги арки и ее проекцией учитывают коэффициентом $k = \frac{S}{l} = \frac{12,9}{12} = 1,076 \approx 1,1$. Нормативная постоянная нагрузка: от собственного веса клефанерной панели покрытия с обшивками из водостойкой фанеры марки ФСФ сорта В/ВВ (нижняя – толщиной 6 мм, верхняя – 9 мм); от ребер из сосновых досок, утеплителя из минераловатных плит толщиной 80 мм ($\gamma = 1$ кН/м³), пароизоляции из полиэтиленовой пленки толщиной 0,2 мм и рулонной кровли составляет 0,4 кН/м². Учитывая, что около половины веса панели составляет вес утеплителя и рулонной кровли; коэффициент надежности по нагрузке для веса панели принимаем 1,2; $g_{nan} = 0,40 \cdot 1,2 = 0,48$ кН/м².

Собственный вес арки определяем при $k_{CB} = 3$ по формуле:

$$g_{CB}^H = \frac{S^H + g^H}{\frac{1000}{k_{CB} \cdot l} - 1} = \frac{2 + 0,4}{\frac{1000}{3 \cdot 12} - 1} = 0,089 \text{ кН/м}^2.$$

Нагрузка от снегового покрова для V района $S_0 = 2$ кН/м². Отношение нормативного значения собственного веса покрытия к нормативному значению веса снегового покрова $\frac{(0,4 + 0,08)}{2} = 0,24$. Согласно п. 5.7 СП 20.13330.2011 $v_f = 1,6$.

$$\text{Коэффициент } \mu_1 \text{ (СП 20.13330.2011) составляет } \mu_1 = \frac{l}{8 \cdot f} = \frac{12}{8 \cdot 2} = 0,75.$$

Расчетная снеговая нагрузка на 1 м² горизонтальной проекции

$$s_1 = s_0 \cdot v_f \cdot \mu_1 = 2 \cdot 1,6 \cdot 0,75 = 2,4 \text{ кН/м}^2.$$

При снеговой нагрузке, распределенной по треугольнику коэффициент $\mu_2 = 2$;

$$s_2 = s_0 \cdot v_f \cdot \mu_1 = 2 \cdot 1,6 \cdot 2 = 6,4 \text{ кН/м}^2.$$

Расчетная нагрузка, приходящаяся на 1 м горизонтальной проекции арки, при шаге арок 6 м:

от собственного веса покрытия:

$$q_p = (q_{пан} + q_{ут}) \cdot k \cdot s; \quad q_p = (0,48 + 0,08) \cdot 1,1 \cdot 6 = 3,69 = 3,7 \text{ кН/м};$$

от снегового покрова: $S_1 = 2,4 \cdot 6 \cdot 1,1 = 15,84 \text{ кН/м}; \quad S_2 = 6,4 \cdot 1,1 \cdot 6 = 42,24 \text{ кН/м}.$

Статический расчет арки. Известно, что наиболее выгодным сочетанием нагрузок является постоянная нагрузка на всем колете с временной нагрузкой на полупролете. Для полых арок применяемых в покрытии зданий при небольших отношениях l/f максимальный изгибающий момент получается без учета ветровой нагрузки и для рассматриваемых схем нагружения возникает вблизи четверти пролета. Поэтому усилия в арке определяем только для четырех промежуточных точек с координатами оси x , равными 2; 3; 9; 10 м (рисунок 6.7). Начало координат принимаем на левой опоре.

Для вычисления усилий в арке от равномерно распределенной постоянной и временной нагрузок выполним расчет арки на единичную равномерно распределенную нагрузку $g = 1 \text{ кН/м}$ расположенной на левой половине пролета. Усилия в арке при нагрузке на всем пролете получаются алгебраическим суммированием усилий, полученных от одностороннего нагружения в симметрично расположенных точках арки.

$$\text{Опорные реакции: } V_A = \frac{3}{8} \cdot g \cdot l = \frac{3 \cdot 1 \cdot 12}{8} = 4,5 \text{ кН}; \quad V_B = \frac{1}{8} \cdot g \cdot l = \frac{1 \cdot 1 \cdot 2}{8} = 1,5 \text{ кН};$$

$$\text{Распор } H = \frac{g \cdot l^2}{16 \cdot f} = \frac{1 \cdot 12^2}{16 \cdot 2} = 4,5 \text{ кН}.$$

Изгибающий момент при $0 \leq x \leq l/2$ (таблица 5.3)

$$M_n = M_n^0 - H \cdot y_n = \left(V_A \cdot x_n - \frac{g \cdot x_n^2}{2} \right) - H \cdot y_n \quad (\text{индекс } n, \text{ у и } x \text{ координаты сечения}).$$

Изгибающий момент в правой половине арки при $x \geq l/2$ $M_n = V_B \cdot (\ell - x_n) - H \cdot y_n$.

Значения изгибающих моментов от единичной нагрузки, собственного веса покрытия и снегового покрова приведены в таблице 6.2. При действии снеговой нагрузки, распределенной по треугольнику, на половине пролета арки вертикальные опорные реакции

$$V_A = \frac{5}{24} \cdot s_2 \cdot \ell = \frac{5 \cdot 42,24 \cdot 12}{24} = 105,6 \text{ кН}; \quad V_B = \frac{1}{24} \cdot s_2 \cdot \ell = \frac{42,24 \cdot 12}{24} = 21,12 \text{ кН}.$$

$$\text{Распор } H = \frac{s_2 \cdot l^2}{48 \cdot f} = \frac{42,24 \cdot 12^2}{48 \cdot 2} = 63,36 \text{ кН}.$$

Изгибающие моменты M_n, M_n^0 (таблица 6.2), если принято начало координат на правой опоре: при $x \leq l/2$: $M_n^0 = V_B \cdot x$; ; при $x > l/2$:

$$M_n^0 = s^2 / 24 \left[\ell \cdot x - \left(\frac{2 \cdot x \cdot \ell}{\ell} \right)^3 \right] = \frac{42,24}{24} \left[12 \cdot x - \frac{(2 \cdot x - 12)^3}{12} \right] \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Таблица 6.2 – Изгибающие моменты при одностороннем нагружении треугольной снеговой нагрузкой

Координаты точек оси		Значения		
$x, \text{ м}$	$y, \text{ м}$	$M_2^0 \text{ кНм}$	$Hu, \text{ кН} \cdot \text{м}$	$Mn, \text{ кН} \cdot \text{м}$
10	1,17	+136,2	-74,13	+62,07
9	1,54	+158,4	-97,57	+60,83
3	1,54	+63,36	-97,57	-34,21
2	1,17	+42,24	-74,13	-31,89

Таблица 6.3 – Изгибающие моменты в арке

Координаты точек оси арки		От единичной нагрузки $q = 1 \text{ кН/м}$			От пост. нагрузки $Q = 3,7 \text{ кН/м}$	От снеговой нагрузки		От снеговой нагрузки треугольного очертания слева $s^2 = 20,9 \text{ кН/м}$	Расчетные моменты от собственного веса и снега
$x, \text{ м}$	$y, \text{ м}$	Слева на $l/2$	Справа на $l/2$	на ℓ		Слева на $l/2$	Справа на $l/2$		

2	1,17	+3,49	-0,51	-2,98	-11,03	+55,28	-8,08	+69,07	+58,04
3	1,54	+4,38	-0,12	-4,26	-15,76	+69,38	-1,90	+60,83	+53,62
9	1,54	-0,12	+4,38	-4,26	-15,76	-1,90	+69,38	-34,21	+53,62
10	1,17	-0,51	+3,49	-2,98	-11,03	-8,08	+55,28	-31,89	+44,25

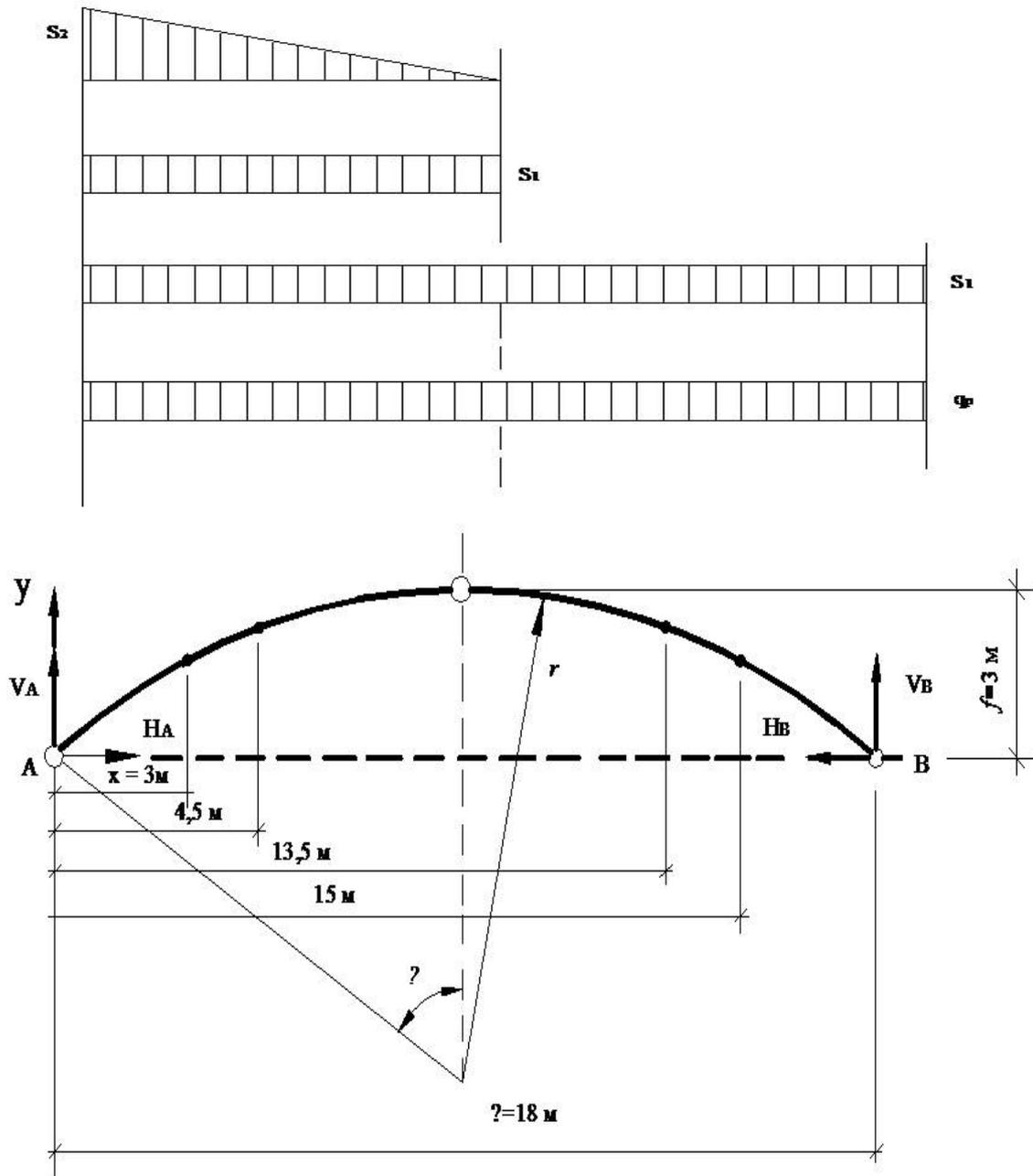


Рисунок 6.7 – Расчетная схема арки

Сопоставление значений изгибающих моментов от снеговой нагрузки, приведенных в таблице 6.2, показывает, что расчетным является загрузение нагрузкой, распределенной по треугольнику. Расчетные моменты: положительный $+58,04 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Для этих сечений ($x = 2 \text{ м}$). Находим $N_x = H_{\cos\gamma} + Q_{\sin\gamma}$ – нормальную силу, где Q_0 – поперечная сила в простой балке: от треугольной снеговой нагрузки (начало координат на правой опоре) при $x = 2 \text{ м}$: $Q_2^0 = V_B = +21,12 \text{ кН}$; от собственного веса $Q_n^0 = V_A = x \cdot g \cdot g_p$ (начало координат правой опоре) с учетом $g_p = 3,7 \text{ кН/м}^2$: $Q_2^0 = (4,5 - 2 \cdot 1) \cdot 3,7 = 9,25 \text{ кН/м}^2$.

Суммарное значение Q^0 : $Q_2^0 = 21,12 + 9,25 = 30,37 \text{ кН/м}^2$.

Суммарный распор при этом загрузении: $H = 63,36 + 2 \cdot 3,7 = 70,76$ кН.
Вычисление нормальных сил выполнено в таблице 6.4.

Таблица 6.4 – Вычисление продольных сил в арке

Расчетное сечение, м	φ	$\sin \varphi$	$\cos \varphi$	H , кН	$H, \cos \varphi$	Q_0 , кН	$Q_0 \cdot \sin \varphi$, кН	N_x , кН
2	23°34'	0,4	0,99	70,76	70,05	30,37	12,15	82,20

$$\sin \varphi = \frac{l/2 - x}{r} = \frac{6 - 2}{10} = 0,4; \quad \varphi_2 = 23^\circ 34';$$

$$\sin \varphi_{13,5} = \frac{l/2 - x}{r} = \frac{9 - 13,5}{15} = -0,3; \quad \varphi_{13,5} = -17^\circ 27'.$$

Конструктивный расчет арки

Принимаем сечение арки из 24 досок толщиной 33 мм (до острожки 40 мм), шириной 150–14 = 136 мм. Высота сечения арки $h = 3,3 \cdot 24 = 79,2$ см, что составляет $1/30 \cdot l$ ($h \approx 1/30 \cdot l - 1/50 \cdot l$). Расчет на прочность производим по формуле (28) СП 20.13330.2011:

$$\sigma = \frac{N}{F_{расч}} + \frac{M_d}{W_{расч}} \leq R_c m_\sigma$$

$$\left(\frac{r}{a} = \frac{10000}{33} \right) = 303 > 250 \text{ из таблица 7.9 СП 20.13330.2011 } m_{ГН} = 1; m_\sigma = 0,97.$$

Изгибающий момент M_d на полуарке определяем согласно примечанию 1 п. 4.17 СП 20.13330.2011 как для шарнирно-опертого элемента, считая эпюру изгибающих моментов на полуарке от действия поперечных нагрузок (равномерно распределенной от собственного веса покрытия и снеговой, распределенной по треугольнику), близкой по очертанию к параболической. Тогда: $M_d = \frac{M}{\xi}$; $M = 58,04$ кН/м; $\zeta = 1 - \frac{N_k}{F_{бр} \cdot m_\sigma \cdot R_c}$, сжимающую силу N принимают в ключевом сечении арки от постоянной и временной односторонней снеговой нагрузки, распределенной по треугольнику $N_k = H$; $N_k = 96,66$ кН;

$\varphi = \frac{3000}{\lambda^2}$; $\lambda = \ell_0 / r_x$; $r_x = 0,289$; $h = 0,289 \cdot 79,2 = 22,8$ см; $\ell_0 = 0,58 \cdot S$ (п. 6.25 СП 20.13330.2011), где S – полная длина дуги арки, см; $\ell_0 = 0,58 \cdot 1290 = 748,2$ см;

$$\lambda = \frac{748,2}{79,2} = 66; \quad \varphi = \frac{3000}{66^2} = 2,75; \quad F_{бр} = 13,6 \cdot 79,2 = 1077 \text{ см}^2; \quad W_x = \frac{13,6 \cdot 79,2^2}{6} = 14217 \text{ см}^3;$$

$$\xi = 1 - \frac{96,66 \cdot 10}{2,75 \cdot 15 \cdot 0,97 \cdot 1077} = 0,98; \quad M_d = \frac{58,04}{0,98} = 59,22 \text{ кНм}; \quad m_\sigma = 0,97;$$

$$\sigma = \frac{99,83 \cdot 10^{-3}}{1077 \cdot 10^{-4}} + \frac{59,22 \cdot 10^{-3}}{14217 \cdot 10^{-6}} = 0,92 + 4,2 = 5,12 < 15 \cdot 0,97 = 14,5 \text{ МПа}.$$

Сечение арки достаточно.

Расчет на устойчивость плоской формы деформирования

При положительном изгибающем моменте сжатая грань арки имеет раскрепление панелями через 150 см ($l_p = 150$ см): $r_y = 0,289 \cdot b = 0,289 \cdot 13,6 = 3,9$ см; $\lambda = \frac{\ell_p}{r_y} = \frac{150}{3,9} = 38,5$;

$$\varphi = \frac{3000}{38,5^2} = 2; \quad \varphi_M = 140 \frac{b^2}{\ell_p \cdot h} k_\varphi; \quad k_\varphi = 1 \text{ определен по таблице 2 прил. IV СП 20.13330.2011}$$

при форме эпюры изгибающих моментов на участке I , близкой к прямоугольной

$$\varphi_M = 140 \frac{13,6^2}{150 \cdot 79,2} = 2,2; \quad \frac{N}{E_{\sigma p} \cdot \varphi \cdot R_C \cdot m_\sigma} + \left(\frac{M_g}{W_{\sigma p} \cdot \varphi_M \cdot R_{II}} \right)^n \leq 1; \quad n = 2;$$

$$\frac{109,41 \cdot 10}{1077 \cdot 15 \cdot 0,97} + \left(\frac{73,8 \cdot 10^3}{14217 \cdot 2,2 \cdot 15 \cdot 0,97} \right)^2 = 0,06 + 0,02 = 0,08 < 1.$$

Устойчивость плоской формы деформирования арки при положительном изгибающем моменте обеспечена.

Расчет конькового узла

Конструкция узла показана на рисунке 6.8. Поперечная сила в коньковом шарнире при загрузении арки односторонней треугольной снеговой нагрузкой составит $Q = V_B = 21,12$ кН; при загрузении арки односторонней равномерно распределенной на половине пролета снеговой нагрузкой $Q = V_B \cdot 10,56 = 1,5 \cdot 10,56 = 15,84$ кН. Расчетное значение $Q = 15,84$ кН. Принимаем болты диаметром 18.

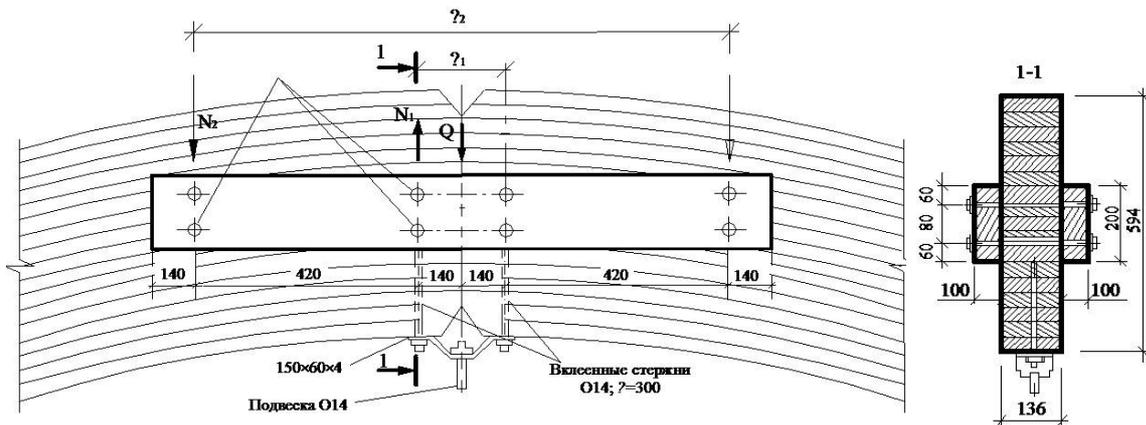


Рисунок 6.8 – Коньковый узел арки

Определим несущую способность одного болта на один шов.

$$\text{При } \alpha = 90^\circ k_\alpha = 0,55; \quad T'_C = 0,5 \cdot c \cdot d \cdot K_\alpha = 0,5 \cdot 13,6 \cdot 1,8 \cdot 0,55 = 637 \text{ кН};$$

$$T''_C = 0,8 \cdot c \cdot d \cdot K_\alpha = 0,8 \cdot 10 \cdot 1,8 \cdot 0,55 = 7,9 \text{ кН};$$

$$T_{II} = \sqrt{K_\alpha} (1,8 \cdot d^2 + 0,02 \cdot a^2) = \sqrt{0,55} \cdot (1,8 \cdot 1,8^2 + 0,02 \cdot 10^2) = 58 \text{ кН}.$$

Расчетное значение несущей способности одного двухсрезного болта

$$T = 2 \cdot 5,8 = 11,6 \text{ кН}.$$

В месте действия силы N_I устанавливаем два болта. Усилие:

$$N_1 = \frac{Q}{1 - e_2/e_1} = \frac{15,84}{1 - 28/112} = 21,1 < 2 \cdot 11,6 = 23,2 \text{ кН}.$$

$$\text{Усилие: } N_2 = \frac{Q}{e_2/e_1 - 1} = \frac{15,84}{112/28 - 1} = 5,28 \text{ кН}.$$

В месте действия силы $N_2 = 5,28$ кН достаточно поставить один болт. Конструктивно для обжатия накладок ставим также два болта.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Конструкции из дерева и пластмасс получают и будут получать все большее развитие и популярность. Деревянные конструкции обладают высокой несущей способностью относительно их веса.

Основные достоинства деревянных конструкций:

- транспортабельность;
- легкость монтажа и демонтажа;
- меньший вес, чем у других конструкций;
- простота и скорость изготовления и возведения сооружений;
- высокая теплоизоляция;
- надежность в эксплуатации.

К достоинствам клеендеревянных конструкций относится:

- высокая несущая способность;
- возможность изготовления конструкций любых форм и сечений;
- высокая стойкость к агрессивным средам.

К достоинствам пластмассовых конструкций можно отнести:

- легкость конструкций;
- светопрозрачность;
- гибкость и т. д.

Эти неоспоримые технические и экономические преимущества сделали конструкции из дерева и пластмасс неотъемлемой частью современного строительства. Они успешно заменяют такие стройматериалы, как кирпич, металл и железобетон, в том числе и в сфере строительства перегрузочных мостов, пандусов, эстакад трубопроводов.

Следует отметить, что эстакада из металлоконструкции намного выгоднее и экономичнее чем мост из прочих не таких долговечных строительных материалов, например, железобетона. Последний разрушается от дождя, снега и ветра раньше, чем металлоконструкции подвергаются коррозии, которую можно легко замедлить использованием качественной окраски и специальных защитных средств.

Область применения конструкций из дерева огромна: помимо монтажа опор, башен, ангаров, из них строят здания, причем древесину используют не только для возведения непосредственно сооружений, но и их отдельных частей. Деревянные конструкции очень легкие, что и позволяет применять их в качестве основы для надстраиваемого этажа и крыши, так как они незначительно влияют на общую массу строения. При качественной обработке древесины они не подвергаются влиянию биологических процессов, а значит, не потребует замены и демонтажа многие десятилетия.

КОНТРОЛЬНЫЕ ВОПРОСЫ

1. Каковы достоинства и недостатки деревянных конструкций?
2. Каковы основные достоинства и недостатки пластмассовых конструкций?
3. Какие основные требования, предъявляемые к деревянным конструкциям?
4. В чем отличие древесины от других строительных материалов?
5. Сколько сортов древесины выделяют и по каким критериям?
6. Что такое сортамент, его составляющие?
7. Какое строение имеет древесина?
8. Как используется древесина, не попадающая под распределение сортов?
9. Что такое гниение?
10. Как защитить древесину от гниения?
11. Как защитить древесину от горения?
12. Что относится к пластмассовым конструкциям?
13. По сколько группам предельных состояний выполняется расчет деревянных и пластмассовых конструкций?
14. В чем заключается расчет по предельным состояниям?
15. Чем нагрузка отличается от усилия?
16. Что такое расчетное сопротивление древесины? Перечислите их.
17. Какие напряжения возникают в деревянных элементах?
18. Как называется соединение деревянных элементов по длине?
19. Как называется соединение деревянных элементов по ширине?
20. Что такое податливые и неподатливые связи? В чем отличие?
21. Где применяют настилы из досок?
22. Чем отличаются разрезные и неразрезные прогоны?
23. Что из себя представляет клефанерная плита?
24. Что из себя представляет пластмассовая плита?
25. Чем отличаются цельнодеревянные и клеедеревянные элементы?
26. В чем преимущества и недостатки клеедеревянных конструкций по сравнению с цельнодеревянными?
27. Что из себя представляет клеедеревянная балка?
28. Что из себя представляет клефанерная балка?
29. Какими методами выполняют расчет усилий в стержнях деревянных ферм?
30. Какими бывают деревянные стойки?
31. В чем заключается расчет деревянных арок?
32. Что относят к достоинствам и недостаткам клеедеревянных арок?
33. Что относят к достоинствам и недостаткам клеедеревянных рам?

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. СП 64.13330.2011. Деревянные конструкции. – Введ. 2011-05-20 – М. : Минрегион России, 2010. – 88 с.
2. СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. – Введ. 2010-12-27 – М. : Минрегион России, 2010. – 96 с.
3. Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП II-25-80) / ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко. – М. : Стройиздат, 1986. – 215 с.
4. Индустриальные деревянные конструкции. Примеры проектирования : учеб. пособие для вузов / Ю. В. Слицкоухов, И. М. Гуськов, Л. К. Ермоленко [и др]. под ред. Ю. В. Слицкоухова. – М. : Стройиздат, 1991. – 256 с.
5. Расчет конструкций из дерева и пластмасс. Курсовое и дипломное проектирование : учеб. пособие для строительных вузов / Э. М. Улицкая [и др]. М. : Высш. Шк., 1996. – 159 с.
6. Вдовин В. М. Сборник задач и практические методы их решения по курсу «Конструкции из дерева и пластмасс» : учеб. пособие / В. М. Вдовин, В. Н. Карпов. – М. : АСВ, 2004. – 144 с.
7. Конструкции из дерева и пластмасс : учебник для техн. вузов / Д. К. Арленинов, Ю. Н. Буслаев, В. П. Игнатъев, П. Г. Романов, Д. К. Чахов. – М. : Изд-во. АСВ, 2002. – 280 с.
8. Конструкции из дерева и пластмасс : учеб. пособие для студ. вузов / Г. Н. Зубарев, Ф. А. Бойтемиров, В. М. Головина, В. И. Ковликов, Э. М. Улицкая; под ред. Ю. Н. Хромца. – 3-е изд., перераб. и доп. – М. : Изд. центр «Академия», 2004. – 304 с.
9. Проектирование и расчет деревянных конструкций : справочник / И. М. Гринь, В. В. Фурсов, Д. М. Бабушкин [и др.]; под ред. И. М. Гриня. – Киев : Будивэльнык, 1988. – 240 с.
10. Каленик В. В. Применение древесины в современном строительстве / В. В. Каленик, Д. С. Кравченко, Д. В. Лейер // Научное обеспечение АПК : сб. статей по материалам X Всерос. кон. молодых ученых, посвященной 120-летию И. С. Косенко. 29–30 ноября 2016 г. – Краснодар : КубГАУ, 2017. – С. 1058–1059.

Приложение А

Таблица А1 – Сортамент пиломатериалов (ГОСТ 8486-86*Е)

Толщина, мм	Ширина, мм								
	75	100	125	150	175	200	225	250	275
16	75	100	125	150	–	–	–	–	–
19	75	100	125	150	175	–	–	–	–
22	75	100	125	150	175	200	225	–	–
25	75	100	125	150	175	200	225	250	275
32	75	100	125	150	175	200	225	250	275
40	75	100	125	150	175	200	225	250	275
44	75	100	125	150	175	200	225	250	275
50	75	100	125	150	175	200	225	250	275
60	75	100	125	150	175	200	225	250	275
75	75	100	125	150	175	200	225	250	275
100	–	100	125	150	175	200	225	250	275
125	–	–	125	150	175	200	225	250	–
150	–	–	–	150	175	200	225	250	–
175	–	–	–	–	175	200	225	250	–
200	–	–	–	–	–	200	225	250	–
250	–	–	–	–	–	–	–	250	–

Примечание – При необходимости могут быть изготовлены брусковые заготовки с размерами, получаемыми путем распиловки досок на несколько равных частей, согласно ГОСТ 9685-61*.

Таблица А2 – Сортамент и плотность фанеры

Наименование материала	Размеры, мм			Плотность, кгс/м ³	ГОСТ
	Длина	Ширина	Толщина		
Строительная фанера марок ФСФ и ФК	2440	1525	1,5; 2; 2,5	700	3916-69
	2440	1220	3		
	2135	1525	4		
	1830	1220	5		
	1525	1525	6, 7, 8, 9, 10		
		1220	12		
		725			
	1220	1220	15, 18, 19		
		725			
	1500	1200	5		
Бакелизованная фанера марки ФСБ		1500	7	1010	11539-65
	4400	1500	10		
	4900	1250	12		
	5000	1200	14		
	5600	1500	16		
	1200				

Примечание – Подчеркнутые размеры листов рекомендуются к широкому применению.

Таблица А3 – Расчетные сопротивления сосны и ели

Напряженное состояние и характеристика элементов	Обозначение	Расчетные сопротивления, МПа, для сортов древесины		
		1	2	3
1. Изгиб, сжатие и смятие вдоль волокон: а) элементы прямоугольного сечения (за исключением указанных в подпунктах «б», «в») высотой до 50 см; б) элементы прямоугольного сечения шириной свыше 11 до 13 см при высоте сечения свыше 11 до 50 см; в) элементы прямоугольного сечения шириной свыше 13 см при высоте сечения свыше 13 до 50 см; г) элементы из круглых лесоматериалов без врезок в расчётном сечении.	$R_{и}, R_{с}, R_{см}$	14	13	8,5
	$R_{и}, R_{с}, R_{см}$	15	14	10
	$R_{и}, R_{с}, R_{см}$	16	15	11
	$R_{и}, R_{с}, R_{см}$	–	16	10
2. Растяжение вдоль волокон: а) неклееные элементы; б) клееные элементы.	R_p	10	7	–
	R_p	12	9	–
3. Сжатие и смятие по всей площади поперек волокон.	$R_{с90}, R_{см90}$	1,8	1,8	1,8
4. Смятие поперек волокон местное: а) в опорных частях конструкций, лобовых врубках и узловых примыканиях элементов; б) под шайбами при углах смятия от 90 до 60.	$R_{см90}$	3	3	3
	$R_{см90}$	4	4	4
5. Скалывание вдоль волокон: а) при изгибе неклееных элементов; б) при изгибе клееных элементов; в) в лобовых врубках для максимального напряжения; г) местное в клеевых соединениях для максимального напряжения.	$R_{ск}$	1,8	1,6	1,6
	$R_{ск}$	1,6	1,5	1,5
	$R_{ск}$	2,4	2,1	2,1
	$R_{ск}$	2,1	2,1	2,1
6. Скалывание поперек волокон: а) в соединениях неклееных элементов; б) в соединениях клееных элементов	$R_{ск90}$	1	0,8	0,6
	$R_{ск90}$	0,7	0,7	0,6
7. Растяжение поперек волокон элементов из клееной древесины	R_{p90}	0,35	0,3	0,25

Таблица А4 – Переходные коэффициенты m_n

Древесные породы	Коэффициент m_n для расчетных сопротивлений		
	растяжению, изгибу, сжатию и смятию вдоль волокон R_p, R_u, R_c, R_{cm}	сжатию и смятию поперек волокон R_{c90}, R_{cm90}	скалыванию $R_{ск}$
<i>Хвойные</i>			
1. Лиственница, кроме европейской и японской	1,2	1,2	1
2. Кедр сибирский, кроме кедра Красноярского края	0,9	0,9	0,9
3. Кедр Красноярского края, сосна веймутова	0,65	0,65	0,65
4. Пихта	0,8	0,8	0,8
<i>Твердые лиственные</i>			
5. Дуб	1,3	2	1,3
6. Ясень, клен, граб	1,3	2	1,6
7. Акация	1,5	2,2	1,8
8. Береза, бук	1,1	1,6	1,3
9. Вяз, ильм	1	1,6	1
<i>Мягкие лиственные</i>			
10. Ольха, липа, осина, тополь	0,8	1	0,8

Примечание – Коэффициенты m_n , указанные в таблице для конструкций опор воздушных линий электропередачи, изготавливаемых из не пропитанной антисептиками лиственницы (при влажности $\leq 25\%$), умножаются на коэффициент 0,85.

Таблица А5 – Значение коэффициентов m_b

Высота сечения, см	50 и менее	60	70	80	100	120 и более
Коэффициент m_b	1	0,96	0,93	0,90	0,85	0,8

Таблица А6 – Значение коэффициентов m_{cl}

Толщина слоя, мм	19 и менее	26	33	42
коэффициент m_{cl}	1,1	1,05	1	0,95

Таблица А7 – Расчетные сопротивления строительной фанеры

Вид фанеры	Расчетные сопротивления, МПа				
	растяжению в плоскости листа $R_{ф,р}$	сжатию в плоскости листа $R_{ф,с}$	изгибу из плоскости листа $R_{ф,и}$	скалыванию в плоскости листа $R_{ф,ск}$	срезу перпендикулярно плоскости листа $R_{ф,ср}$
Фанера клееная березовая марки ФСФ, сортов В/ВВ, В/С, ВВ/С а) семислойная толщиной 8 мм и более:					
вдоль волокон наружных слоев	14	12	16	0,8	6
поперек волокон наружных слоев	9	8,5	6,5	0,8	6
под углом 45° к волокнам	4,5	7	–	0,8	9
Фанера клееная березовая марки ФСФ, сортов В/ВВ, В/С, ВВ/С пятислойная толщиной 5-7 мм:					
вдоль волокон наружных слоев	14	13	18	0,8	5
поперек волокон наружных слоев	6	7	3	0,8	6
под углом 45° к волокнам	4	6	–	0,8	9
Фанера клееная из древесины лиственницы марки ФСФ, сортов В/ВВ и ВВ/С семислойная, толщиной 8 мм и более:					
вдоль волокон наружных слоев	9	17	18	0,6	5
поперек волокон наружных слоев	7,5	13	11	0,5	5
под углом 45° к волокнам	3	5	–	0,7	7,5
Фанера бакелизированная марки ФБС, толщиной 7 мм и более:					
вдоль волокон наружных слоев	32	28	33	1,8	11
поперек волокон наружных слоев	24	23	25	1,8	12
под углом 45° к волокнам	16,5	21	–	1,8	16

Примечание – Расчетное сопротивление смятию и сжатию перпендикулярно плоскости листа для березовой фанеры марки ФСФ $R_{ф,с.90} = R_{ф,см.90} = 4$ МПа и марки ФБС $R_{ф,с.90} R_{ф,см.90} = 8$ МПа.

Таблица А8 – Модули упругости E_f , модули сдвига G_f и коэффициенты Пуассона ν_f для строительной фанеры

Вид фанеры	Модуль упругости E_f , МПа	Модуль сдвига G_f , МПа	Коэффициент Пуассона ν_f
Фанера клееная березовая марки ФСФ, сортов В/ВВ, В/С, ВВ/С, семислойная и пятислойная:			
вдоль волокон наружных слоев	9000	750	0,085
поперек волокон наружных слоев	6000	750	0,065
под углом 45° к волокнам	2500	3000	0,6
Фанера клееная из древесины лиственницы марки ФСФ, сортов В/ВВ и ВВ/С, семислойная, толщиной 8 мм и более:			
вдоль волокон наружных слоев	7000	800	0,07
поперек волокон наружных слоев	5500	800	0,06
под углом 45° к волокнам	2000	2200	0,6
Фанера бакелизированная марки ФБС, толщиной 7 мм и более:			
вдоль волокон наружных слоев	12000	1000	0,085
поперек волокон наружных слоев	8500	1000	0,065
под углом 45° к волокнам	3500	4000	0,7

Примечание – Коэффициент Пуассона ν_f указан для направления, перпендикулярного оси, вдоль которой определен модуль упругости E_f .

Таблица А9 – Предельные деформации (прогибы) элементов зданий и сооружений

Элементы конструкций	Предельные прогибы в долях пролета, не более
1. Балки междуэтажных перекрытий	1/250
2. Балки чердачных перекрытий	1/200
3. Покрытия (кроме ендов):	
а) прогоны, стропильные ноги;	1/200
б) балки консольные;	1/150
в) фермы, клееные балки (кроме консольных);	1/300
г) плиты;	1/250
д) обрешетки, настилы	1/150
4. Несущие элементы ендов	1/400
5. Панели и элементы фахверка	1/250

Примечания

1. При наличии штукатурки прогиб элементов перекрытий только от длительной временной нагрузки не должен превышать 1/350 пролёта.

2. При наличии строительного подъема предельный прогиб клееных балок допускается увеличивать до 1/200 пролета.

Таблица А10 – Расчетная несущая способность для цилиндрических нагелей

Схемы соединений	Напряженное состояние соединений	Расчетная несущая способность T на один шов сплавивания (условный срез), кН	
		гвоздя, стального, алюминиевого, стеклопластикового нагеля	дубового нагеля
1. Симметричные соединения	а) смятие в средних элементах;	$0,5 \cdot c \cdot d$	$0,3 \cdot c \cdot d$
	б) смятие в крайних элементах	$0,8 \cdot a \cdot d$	$0,5 \cdot a \cdot d$
2. Несимметричные соединения	а) смятие во всех элементах равной толщины, а также в более толстых элементах односрезных соединений;	$0,35 \cdot c \cdot d$	$0,2 \cdot c \cdot d$
	б) смятие в более толстых средних элементах двухсрезных соединений при $a \leq 0,5c$;	$0,24 \cdot c \cdot d$	$0,14 \cdot c \cdot d$
	в) смятие в более тонких крайних элементах при $a \leq 0,25c$;	$0,8 \cdot a \cdot d$	$0,5 \cdot a \cdot d$
	г) смятие в более тонких элементах односрезных соединений и крайних элементах при $c > a > 0,35c$	$k_n \cdot a \cdot d$	$k_n \cdot a \cdot d$
3. Симметричные и несимметричные соединения	а) изгиб гвоздя	$2,5 \cdot d^2 + 0,01 \cdot a^2$, но не более $4d^2$)	–
	б) изгиб нагеля из стали С 38/23	$1,8 \cdot d^2 + 0,02 \cdot a^2$, но не более $2,5 \cdot d^2$	–
	в) изгиб нагеля из алюминиевого сплава Д16 - Т	$1,6 \cdot d^2 + 0,02 \cdot a^2$, но не более $2,2 \cdot d^2$	–
	г) изгиб нагеля из стеклопластика АГ-4С	$1,45 \cdot d^2 + 0,02 \cdot a^2$, но не более $1,8 \cdot d^2$	–
	д) изгиб нагеля из древесно-слоистого пластика ДСПБ	$0,8 \cdot d^2 + 0,02 \cdot a^2$, но не более d^2	–
	е) изгиб дубового нагеля	–	$0,45 \cdot d^2 + 0,02 \cdot a^2$, но не более d^2

Таблица А11 – Значения коэффициентов k_α для нагельных соединений

Угол, град	Коэффициент k_α				
	для стальных, алюминиевых и стеклопластиковых нагелей диаметром, мм				для дубовых нагелей
	12	16	20	24	
30	0,95	0,9	0,9	0,9	1
60	0,75	0,7	0,65	0,6	0,8
90	0,7	0,6	0,55	0,5	0,7

Примечания

1. Значение k_α для промежуточных углов определяется интерполяцией.
2. При расчете односрезных соединений для более толстых элементов, работающих на смятие под углом, значение k_α следует умножить на дополнительный коэффициент 0,9 при $c/a < 1,5$ и на 0,75 при $c/a \geq 1,5$.

Таблица А12 – Сортамент и плотность строительной фанеры марки ФСФ

Размеры, мм			Плотность фанеры, кг/м ³	ГОСТ
длина	ширина	толщина		
1525	1525	6; 8; 9; 10; 12	Березовой – 700 Лиственничной – 650	3916-69*
	1220			
	725			
1220	15; 18; 19			
1500	1200	5; 7		
	1500			

Таблица А13 – Значения коэффициентов k_{ϕ} и $k_{эМ}$ для расчетов на устойчивость плоской формы деформирования

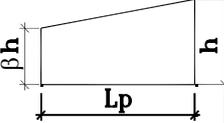
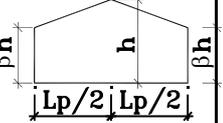
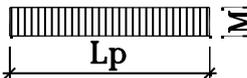
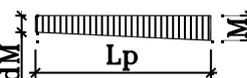
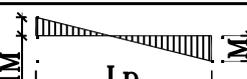
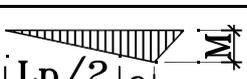
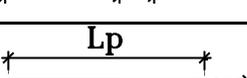
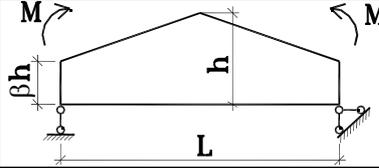
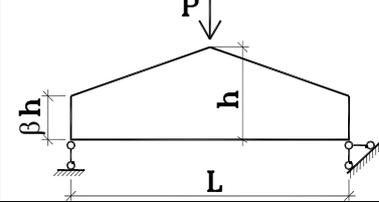
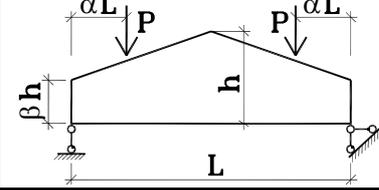
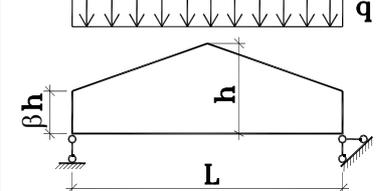
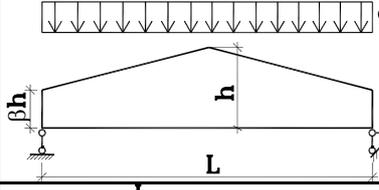
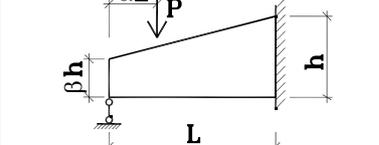
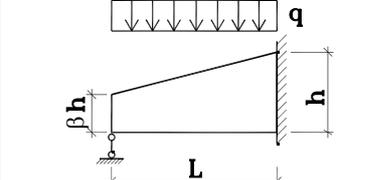
Форма эпюры моментов	k_{ϕ}		$k_{эМ}$	
	При закреплении только по концам участка l_p	При закреплении по концам и растянутой от момента M кромке		
	1	1	$\beta^{1/2}$	$\beta^{1/2}$
	$1,75 - 0,75 \cdot d$ $0 < d \leq 1$	$\frac{3}{2+d}$ $0 \leq d \leq 1$	β^{3-d}	$\beta^{1/2}$
	$2 - (0,5 + d)^2$ $-1 \leq d \leq 0$	$\frac{3}{2+d}$ $-2 < d \leq 0$	β^{3-d}	$\beta^{1/2}$
	$1,35 + 1,45 \cdot (c/Lp)^2$	$1,35 + 0,3 \cdot (c/Lp)$	$\beta^{\frac{1}{2+2c/Lp}}$	$\beta^{\frac{1}{3-2c/Lp}}$
	1,13	-1,13	$\beta^{1/2}$	$\beta^{2/5}$
	2,54	2,32	$\beta^{1/4}$	$\beta^{1/2}$

Таблица А14 – Значения коэффициентов собственного веса $k_{св}$ для некоторых типов деревянных конструкций

Тип конструкции	Коэффициент собственного веса $k_{св}$
Свободно опертые однопролетные балки: – дощатоклееные прямоугольного сечени – клефанерные	7,0–9,0 5,0–6,0
Стропильные фермы при внеузловой нагрузке: – треугольные деревянные – треугольные металлодеревянные – многоугольные деревянные – сегментные деревянные – сегментные металлодеревянные	4,5–6,0 4,0–5,0 3,5–4,5 3,0–3,5 2,5–3,0
Трехшарнирные дощатоклееные арки прямоугольного сечения	2,5–4,0

Таблица А15 – Значения коэффициентов k и c для вычисления прогибов балок с учетом переменности сечения и деформаций сдвига

Поперечное сечение балки	Расчетная схема	k	c
Прямоугольное		β	0
То же		$0,23 + 0,77 \cdot \beta$	$16,4 + 7,6 \cdot \beta$
То же		$0,5 \cdot \alpha + (1 - 0,5 \cdot \alpha) \cdot \beta$	$[45 - 24 \cdot \alpha \cdot (1 - \beta) + 3 \cdot \beta] \times \frac{1}{3 - 4 \cdot \alpha^2}$
То же		$0,15 + 0,85 \cdot \beta$	$15,4 + 3,8 \cdot \beta$
Двутавровое		$0,4 + 0,6 \cdot \beta$	$(45,3 + 6,9 \cdot \beta) \cdot \gamma$
Прямоугольное		$0,23 + 0,77 \cdot \beta + 0,6 \cdot \alpha \cdot (1 - \beta)$	$[8,2 + 2,4 \cdot (1 - \beta) \cdot \alpha + 3,8 \cdot \beta] \times \frac{1}{(2 + \alpha) \cdot (1 - \alpha)}$
То же		$0,35 + 0,65 \cdot \beta$	$5,4 + 2,6 \cdot \beta$

Примечание – γ – отношение площади поясов к площади стенки двутавровой балки (высота стенки принимается между центрами тяжести поясов).

$R_{ф,р\alpha}$, МПа

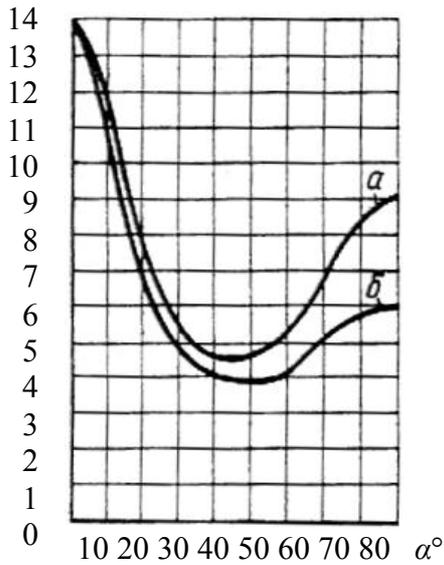


Рисунок А1 – Графики для определения расчетных сопротивлений при растяжении под углом α к волокнам наружных слоев березовой фанеры марки ФСФ:
 а – семислойной; б – пятислойной

κ_u , МПа

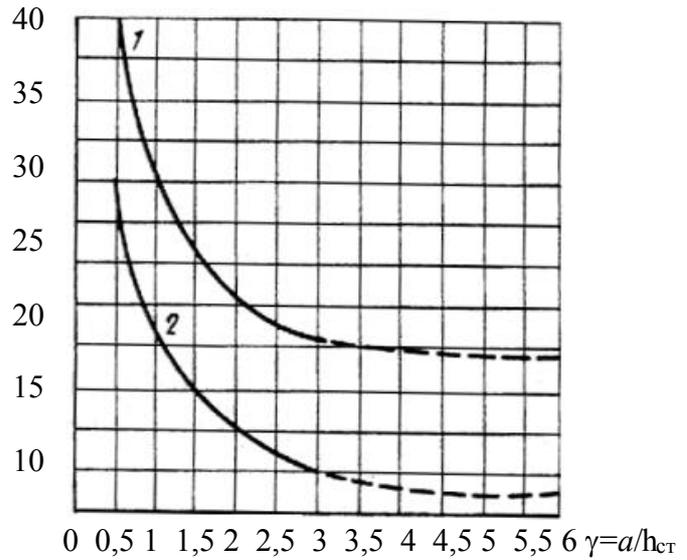


Рисунок А2 – Графики для определения коэффициента κ_u при расположении волокон в наружных слоях фанеры вдоль пролета:
 1 – для бакелизированной фанеры марок ФБС и ФБСВ толщиной 7 мм и более; 2 – для березовой фанеры марки ФСФ толщиной 8 мм и более. Обозначение $\gamma = a/h_{ст}$ (a – расстояние между ребрами жесткости балки; $h_{ст}$ – высота стенки между внутренними гранями полок)

κ_{τ} , МПа

$a < h_{ст}$ $a > h_{ст}$

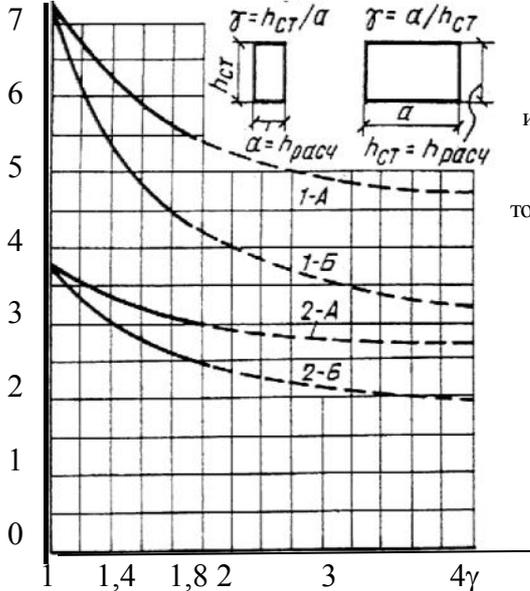


Рисунок А3 – Графики для определения κ_{τ} :
 1-А – для бакелизированной фанеры марок ФБС и ФБСВ толщиной 7 мм и более при направлении волокон наружных слоев параллельно малой стороне панели;
 1-Б – для бакелизированной фанеры марок ФБС и ФБСВ толщиной 7 мм и более при направлении волокон наружных слоев перпендикулярно малой стороне панели;
 2-А, 2-Б – то же, для березовой фанеры марки ФСФ толщиной 8 мм и более

Приложение Б



Рисунок 1.3 – Зонтник Метрополь, самая большая деревянная конструкция в мире, Севилья (Испания)



Рисунок 1.4 – Дорожки для прогулок на верхней террасе Зонтика Метрополь, Севилья (Испания)

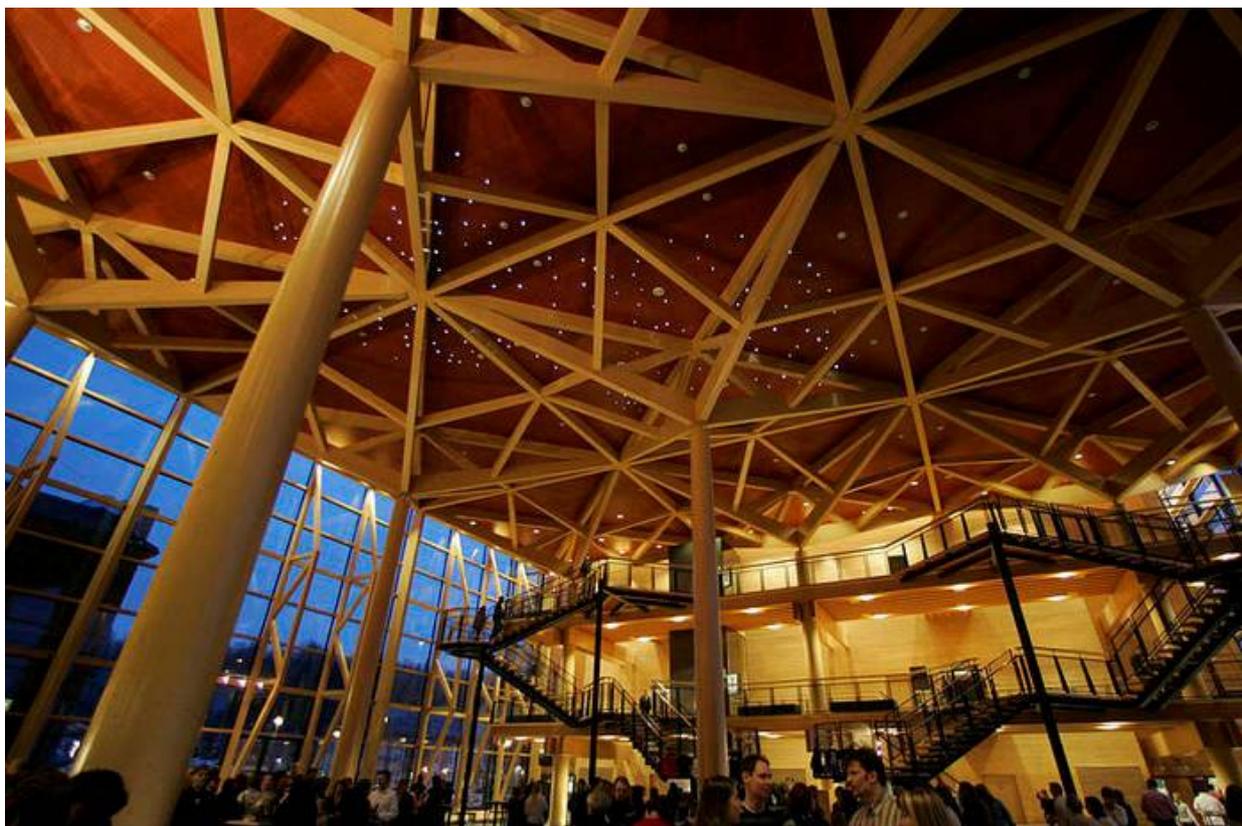


Рисунок 1.5 – Дом Сибелиуса в Финляндии – крупнейший в Северной Европе деревянный концертный зал



Рисунок 1.6 – Обзорная башня Пирамиденкогель в Австрии – уникальная башня высотой 100 м из дерева и стали, так называемая «лестница в небо». Конструкция из клееного лиственничного бруса обеспечивает оригинальную форму здания. Располагает детской горкой длиной 120 м

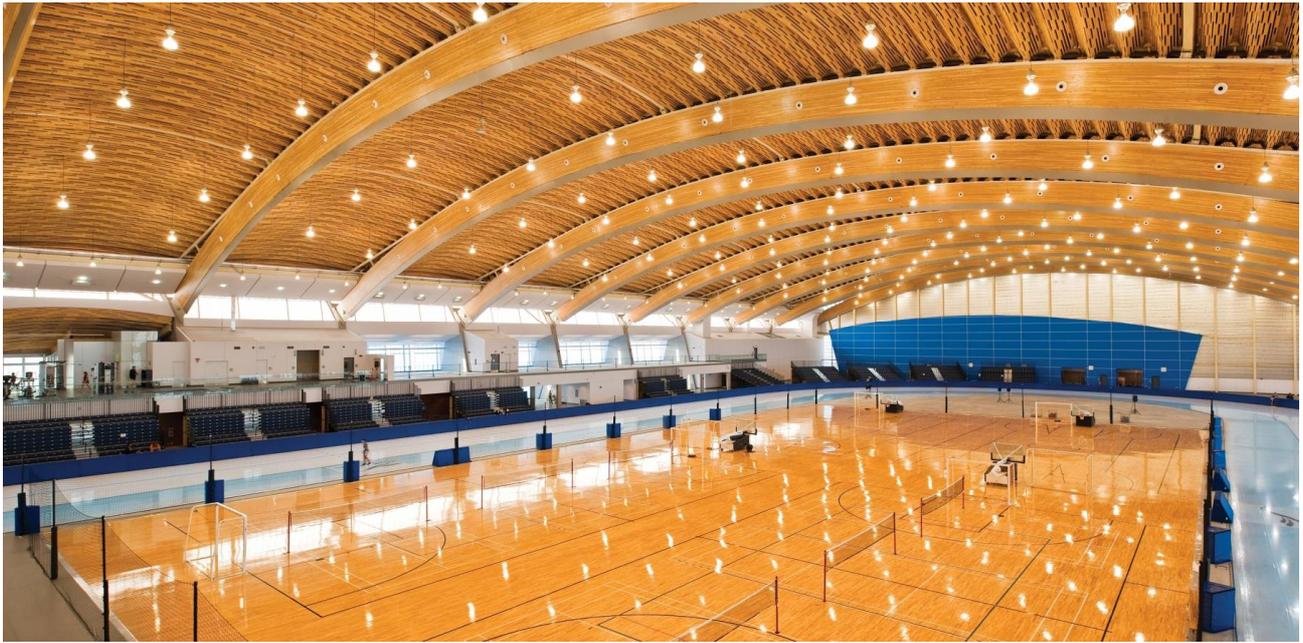


Рисунок 1.7 – Дворец в олимпийской деревне города Ванкувер, потолок которого был создан из конструкционного клееного бруса



Рисунок 1.8 – Конструкция покрытия в фойе аэропорта из клеедеревянных элементов, Норвегия



Рисунок 1.9 – Мост «Волны Хендерсона» достигает 294 м в длину и возвышающегося над шоссе на высоте 36 м. Объединяет два городских парка

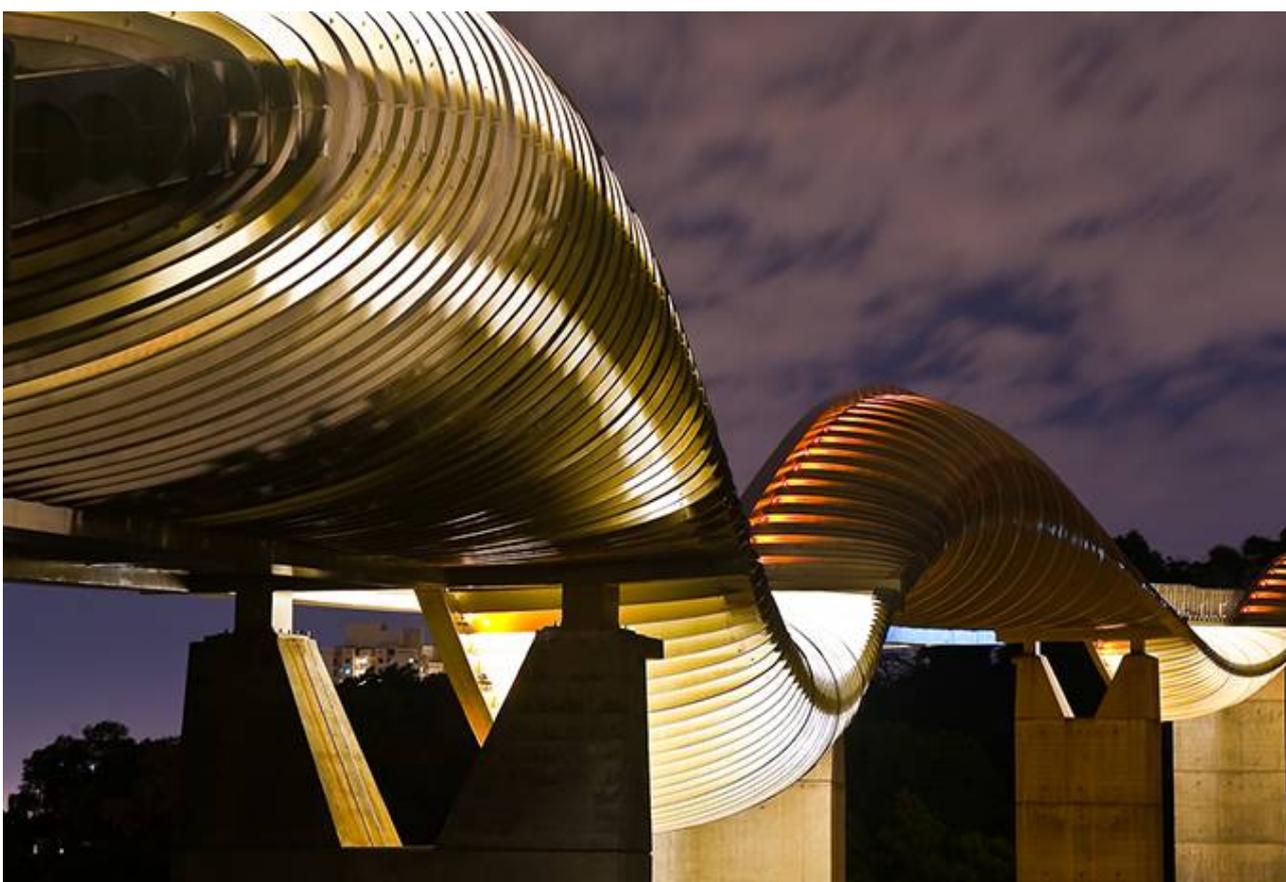


Рисунок 1.10 – Мост «Волны Хендерсона», который напоминает обвившую ствол дерева гигантскую змею был построен в 2008 году в Сингапуре



Рисунок 1.11 – Культурный центр в Волоколамске



Рисунок 1.12 – Спортивный комплекс



Рисунок 1.13 – Каркас аквапарка в Санкт-Петербурге

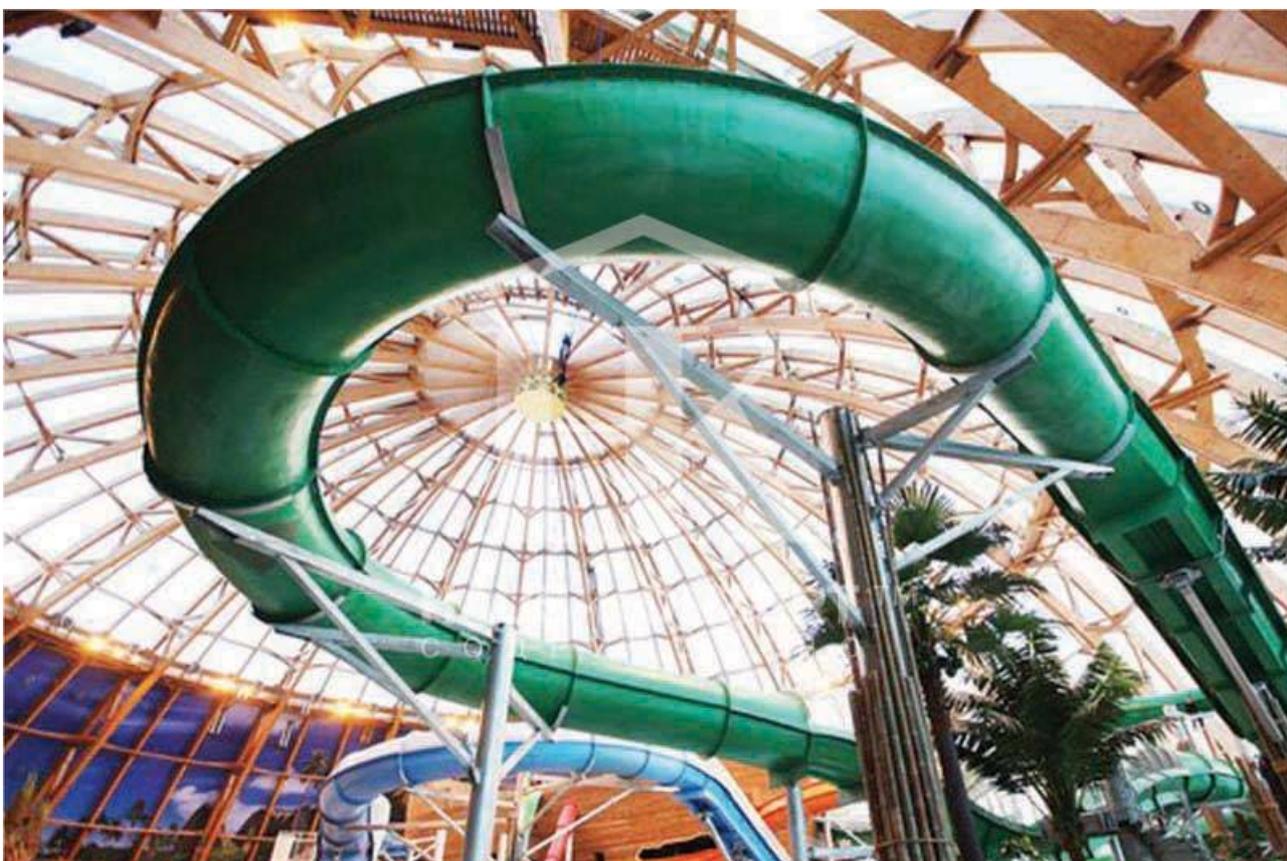


Рисунок 1.14 – Аквапарк в Санкт-Петербурге



Рисунок 1.15 – Гольф-клуб «Девять мостов» в Корее



Рисунок 1.16 – Концертный зал «На лесной поляне» во Франции



Рисунок 1.17 – Центр Помпиду в Японии



Рисунок 1.18 – Смотровая площадка «Купол в баварском лесу» в Германии

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	1
1 ПРИМЕНЕНИЕ ДРЕВЕСИНЫ И ПЛАСТМАСС В СТРОИТЕЛЬСТВЕ.....	4
2 ЭЛЕМЕНТЫ ДЕРЕВЯННЫХ И ПЛАСТМАССОВЫХ КОНСТРУКЦИЙ.....	14
2.1 Конструкционная древесина.....	14
2.2 Конструкционные пластмассы.....	18
3 ОГРАЖДАЮЩИЕ КОНСТРУКЦИИ.....	22
3.1 Настилы из досок.....	22
3.2 Волнистые листы из стеклопластика.....	24
3.3 Прогонны.....	27
3.4 Плиты покрытий.....	30
4 НЕСУЩИЕ БАЛКИ ПОКРЫТИЙ.....	36
4.1 Клеедеревянные балки.....	36
4.2 Клеефанерные балки.....	40
5 НЕСУЩИЕ КОЛОННЫ И СТОЙКИ.....	47
5.1 Деревянные стойки.....	47
6 НЕСУЩИЕ АРКИ.....	58
6.1 Треугольные арки.....	58
6.2 Сегментная клеедеревянная арка.....	65
ЗАКЛЮЧЕНИЕ.....	71
КОНТРОЛЬНЫЕ ВОПРОСЫ.....	72
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ.....	73
Приложение А.....	74
Приложение Б.....	83

Учебное издание

Лейер Дарья Валерьевна,
Рябухин Александр Константинович,
Маций Сергей Иосифович

КОНСТРУКЦИИ ИЗ ДЕРЕВА И ПЛАСТМАСС

Учебное пособие

В авторской редакции

Подписано в печать 11.10.2017. Формат 60 × 84 1/8.

Усл. печ. л. – 10,6. Уч.–изд. л. – 6,3.

Тираж 75 экз. Заказ №

Типография Кубанского государственного аграрного университета.
350044, г. Краснодар, ул. Калинина, 13