

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ
ДОНЕЦКОЙ НАРОДНОЙ РЕСПУБЛИКИ
ГОСУДАРСТВЕННОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ
ВЫСШЕГО ПРОФЕССИОНАЛЬНОГО ОБРАЗОВАНИЯ
«ДОНЕЦКИЙ НАЦИОНАЛЬНЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»

КАФЕДРА «СТРОИТЕЛЬСТВА ЗДАНИЙ, ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ И
ГЕОМЕХАНИКА»

К О Н С П Е К Т

лекций по дисциплине

Б1.В5 СТРОИТЕЛЬНОЕ ДЕЛО.

СТАЛЬНЫЕ И ДЕРЕВЯННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

для обучающихся специальности 21.05.04 «Горное дело»,
специализации «Шахтное и подземное строительство»
всех форм обучения

часть 2

ДЕРЕВЯННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

РАССМОТРЕНО

на заседании кафедры
строительства зданий, подземных
сооружений и геомеханики
Протокол № 2 от 13.10.2020

Донецк – 2020 г.

Лекция №1

Свойства древесины как конструкционного материала.

Виды и свойства строительной фанеры.

Защита деревянных конструкций от гниения и возгорания.

Наша страна является первой в мире по количеству лесных площадей, которые занимают почти половину территории России - примерно 12,3 млн. км². Основная часть лесов России, около 3/4, расположена в районах Сибири, Дальнего Востока, в северных областях европейской части страны. Преобладающими породами являются хвойные: 37% лесов занимает лиственница, 19% - сосна, 20% - ель и пихта, 8% - кедр. Лиственные породы занимают около 1/4 площади наших лесов. Наиболее распространенной породой является береза, занимающая около 1/6 общей площади лесов.

Запасы древесины в наших лесах составляют около 80 млрд. м³. Ежегодно заготавливается около 280 млн. м³ деловой древесины, т.е. пригодной для изготовления конструкций и изделий. Однако, это количество далеко не исчерпывает естественного годового прироста древесины в отдаленных районах Сибири и Дальнего Востока.

Заготовленный лес в виде отрезков стволов стандартной длины доставляется автомобильным, железнодорожным и водным транспортом или путем сплава по рекам и озерам на деревообрабатывающие предприятия. Там из него изготавливают пиленные материалы, фанеру, древесные плиты, конструкции и строительные детали. При лесозаготовке и обработке древесины образуется большое количество отходов, эффективное использование которых имеет большое народно-хозяйственное значение. Изготовление из отходов древесины изоляционных древесноволокнистых и древесностружечных плит, широко применяемых в строительстве, позволяет экономить большое количество деловой древесины.

Хвойную древесину используют для изготовления основных элементов деревянных конструкций и строительных деталей. Прямые высокие стволы хвойных деревьев с небольшим количеством сучков позволяют получать прямолинейные пиломатериалы с ограниченным количеством пороков. Хвойная древесина содержит смолы, благодаря чему она лучше сопротивляется увлажнению и загниванию, чем лиственная.

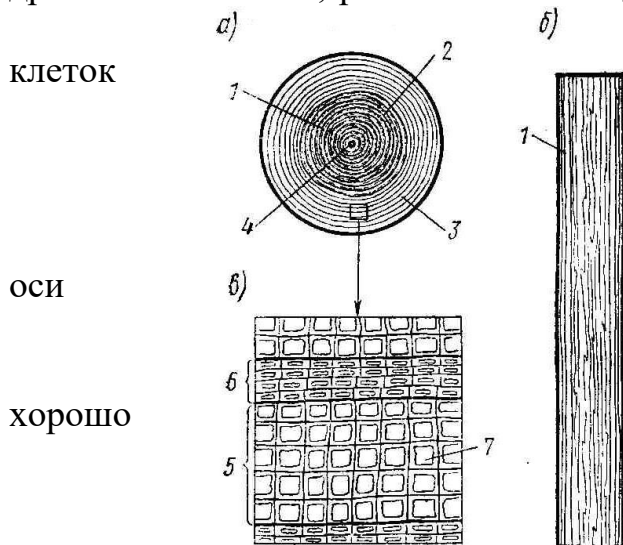
Лиственная древесина большинства пород является менее прямолинейной, имеет больше сучков и более подвержена загниванию, чем хвойная. Она почти не применяется для изготовления основных элементов деревянных строительных конструкций.

Дубовая древесина выделяется среди лиственных пород повышенной прочностью и стойкостью к загниванию. Однако, ввиду дефицитности и высокой стоимости она используется только для небольших соединительных деталей.

Березовая древесина так же относится к твердым лиственным породам. Ее используют, главным образом, для изготовления строительной фанеры. Нуждается в защите от загнивания.

Строение древесины

В результате растительного происхождения древесина имеет трубчатое слоисто-волокнистое строение. Основную массу древесины составляют древесные волокна, расположенные вдоль ствола. Они состоят из удлиненных



клеток

оси

хорошо

возраст

Каждый светлый)

растет

Рис. 1. Строение хвойной древесины:
а - поперечное строение ствола;
б - пластъ доски; в - микроструктура;
1 - годовые слои; 2 - ядро; 3 - заболонь;
4 - сердцевина; 5 - ранние слои;
6 - поздние слои; 7 - клетки-трахеиды

имеют более тонкие стенки и широкие полости. Клетки поздней древесины имеют более толстые стенки и узкие полости. Прочность и плотность древесины зависит от относительного содержания в ней поздней древесины.

Средняя часть стволов древесины хвойных пород имеет более темный цвет, содержит больше смолы и называется ядро. Затем идет заболонь и, наконец, кора.

Кроме того в древесине имеются горизонтальные сердцевинные лучи, мягкая сердцевина, смоляные ходы, сучки.

Сортамент, пороки и качество древесины

Лесоматериалы, получаемые строительством, делят на круглые и пилёные.

пустотелых оболочек отмерших (трахеидов, длиной порядка 3 мм) органических веществ (целлюлозы и легнина).

Древесные волокна располагаются концентрическими слоями вокруг ствола, которые называются годовичными слоями, т.к. каждый слой нарастает в течение года. Они заметны в виде ряда колец на поперечных разрезах ствола, особенно хвойных деревьев. По их количеству можно определить дерева.

годичный слой состоит из двух. Внутренний слой (более широкий и состоит из мягкой ранней древесины, образующейся весной, когда дерево быстро.

Клетки ранней древесины имеют более тонкие стенки и широкие полости. Клетки поздней древесины имеют более толстые стенки и узкие полости. Прочность и плотность древесины зависит от относительного содержания в ней поздней древесины.

Средняя часть стволов древесины хвойных пород имеет более темный цвет, содержит больше смолы и называется ядро. Затем идет заболонь и, наконец, кора.

Кроме того в древесине имеются горизонтальные сердцевинные лучи, мягкая сердцевина, смоляные ходы, сучки.

Круглые лесоматериалы, называемые также бревнами, представляют собой части

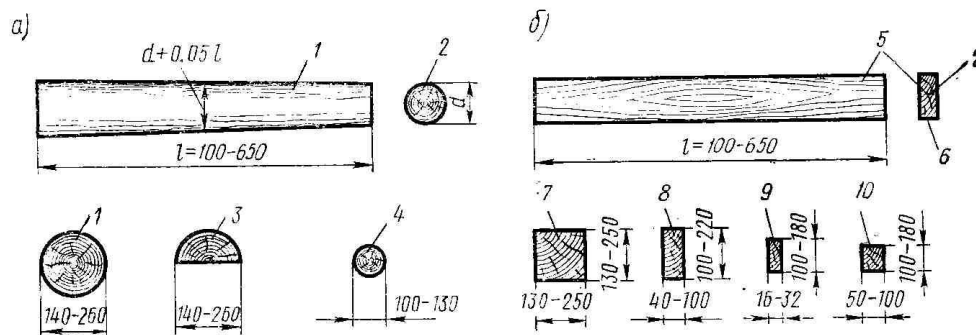


Рис. 2. Лесные материалы

а - круглые, б - пиленные; 1 - бревно; 2 - торец; 3 - пластина; 4 - подтоварник; 5 - пласть; 6 - кромка; 7 - брус; 8 - доска толстая; 9 - доска тонкая; 10 - брусок

древесных стволов с гладко опилёнными концами – торцами. Бревна имеют естественную усечёно-коническую форму. Уменьшение их толщины по длине называется сбегом. В среднем сбеги составляют 0,8 см на 1 м длины (для лиственницы 1 см на 1 м длины) бревна. Средние бревна имеют толщину от 14 до 24 см крупные – до 26 см. Бревна толщиной 13 см. и менее используют для временных построечных сооружений.

Пиломатериалы получают в результате продольной распиловки бревен на лесопильных рамах или круглопильных станках. Они имеют прямоугольное или квадратное сечение. Более широкие стороны пиломатериалов называют пластями, а узкие – кромками. Пиломатериалы имеют стандартную длину 1 – 6,5 м. с градацией через каждые 0,25 м. Ширина пиломатериалов колеблется от 75 до 275 мм, толщина – от 16 до 250 мм.

Качество лесоматериалов определяется, в основном, степенью однородности строения древесины, от которой зависит ее прочность. 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, червоточины и трещины в зонах скалывания в соединениях.

Наиболее распространенными и неизбежными пороками древесины являются сучки – заросшие остатки бывших ветвей дерева. Сучки являются допустимыми с ограничениями пороками.

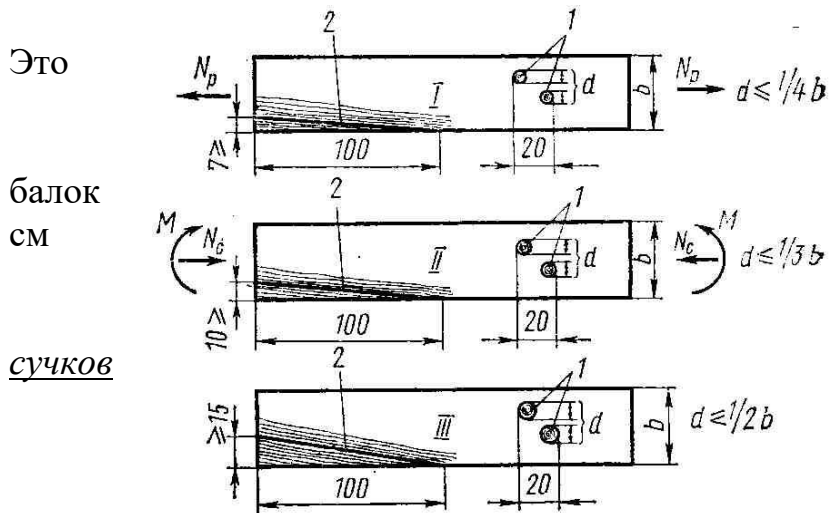
Наклон волокон (косослой) относительно оси элемента так же является допустимым с ограничением пороком. Он образуется в результате природного винтообразного расположения волокон в стволе, а так же при распиловке бревен в результате их сбега.

Трещины, возникающие при высыхании древесины, тоже относятся к числу ограниченно допускаемых пороков.

К порокам относятся так же мягкая сердцевина, выпадающие сучки и другие, менее распространенные нарушения однородности строения древесины.

Качество лесоматериалов определяется сортом (отборный, I, II, III, IV), устанавливаемым в зависимости от вида, величины, расположения и количества пороков. Древесина для несущих элементов деревянных конструкций должна удовлетворять требованиям I, II и III сортов.

Древесина I сорта используется в наиболее ответственных напряженных



растянутых элементах. отдельные растянутые стержни и доски растянутых зон клееных высотой сечения более 50

Косослой ≤ 7%.

Суммарный диаметр на длине 20 см $d \leq 1/4b$.

Рис. 3. Категории элементов по качеству древесины

Это

I - III - категории древесины; 1 - сучки;
2 - наклон волокон

зон

менее 50 см.; доски крайней сжатой зоны и растянутой зоны, расположенной выше досок 1-го сорта в клееных балках высотой более 50 см., доски крайних зон рабочих клееных сжатых, изгибаемых и сжато-изогнутых стержней.

Косослой ≤ 10%.

Суммарный диаметр сучков на длине 20 см $d \leq 1/3b$.

Древесина II сорта используется в сжатых и изгибаемых элементах. отдельные сжатые стержни, доски крайних клееных балок высотой

Древесина III сорта используется в менее напряженных средних клееных сжатых, изгибаемых и сжато-изгибаемых элементах, а также в мало ответственных элементах настилов и обрешеток.

Косослой ≤ 12%.

Суммарный диаметр сучков на длине 20 см $d \leq 1/2b$.

Свойства древесины

Физические свойства

Плотность. Древесина относится к классу легких конструкционных материалов. Ее плотность зависит от относительного объема пор и содержания в них влаги. Стандартная плотность древесины должна определяться при влажности 12%. Свежерубленая древесина имеет плотность 850 кг/м³. Расчетная плотность древесины хвойных пород в составе конструкций в помещениях со стандартной влажностью воздуха 12% принимают равной 500 кг/м³, в помещении с влажностью воздуха более 75% и на открытом воздухе – 600 кг/м³.

Температурное расширение. Линейное расширение при нагревании, характеризуемое коэффициентом линейного расширения, в древесине различно вдоль и под углами к волокнам. Коэффициент линейного расширения α вдоль волокон составляет $(3 \div 5) \cdot 10^{-6}$, что позволяет строить деревянные здания без температурных швов. Поперек волокон древесины этот коэффициент меньше в 7 – 10 раз.

Теплопроводность древесины благодаря ее трубчатому строению очень мала, особенно поперек волокон. Коэффициент теплопроводности сухой древесины поперек волокон $\lambda \approx 0,14 \text{ Вт/м}\cdot\text{°С}$. Брус толщиной 15 см эквивалентен по теплопроводности кирпичной стене толщиной в 2,5 кирпича (51 см).

Теплоемкость древесины значительна, коэффициент теплоемкости сухой древесины составляет $C = 1,6 \text{ КДЖ/кг}\cdot\text{°С}$.

Еще одним ценным свойством древесины является ее стойкость ко многим химическим и биологическим агрессивным среда. Она является химически более стойким материалом, чем металл и железобетон. При обычной температуре плавиковая, фосфорная и соляная (низкой концентрации) кислоты не разрушают древесину. Большинство органических кислот при обычной температуре не ослабляют древесину, поэтому она часто используется для конструкций в условиях химически агрессивных сред.

Механические свойства древесины

Прочность. Древесина относится к материалам средней прочности, однако, ее относительная прочность с учетом малой плотности позволяет сравнивать ее со сталью.

Древесина является анизотропным материалом, поэтому ее прочность зависит от направления действия усилий по отношению к волокнам. При действии усилий вдоль волокон, оболочки клеток работают в самых благоприятных условиях и древесина показывает наибольшую прочность.

Средний предел прочности древесины сосны без пороков вдоль волокон составляет:

При растяжении – 100 МПа.

При изгибе – 80 МПа.

При сжатии – 44 МПа.

При растяжении, сжатии и скалывании поперек волокон эта величина не превосходит 6,5 МПа. Наличие пороков значительно (~ на 30%) снижает прочность древесины при сжатии и изгибе, а особенно (~ на 70%) при растяжении. Длительность действия нагрузки существенно влияет на прочность древесины. При неограниченно длительном нагружении ее прочность характеризуется пределом длительного сопротивления, который составляет только 0,5 предела прочности при стандартном нагружении. Наибольшую прочность, в 1,5 раза превышающую кратковременную, древесина показывает при кратчайших ударных и взрывных нагрузках. Вибрационные нагрузки, вызывающие переменные по знаку напряжения, снижают ее прочность.

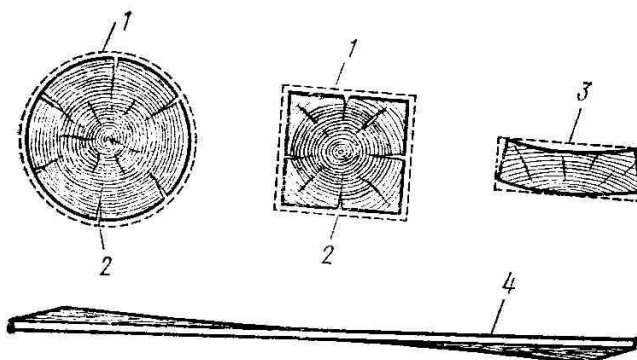
Жесткость древесины (ее степень деформативности под действием нагрузки) существенно зависит от направления действия нагрузок по отношению к волокнам, их длительности и влажности древесины. Жесткость определяется модулем упругости E .

Для хвойных пород вдоль волокон $E = 15000 \text{ МПа}$.

В СНиП II-25-80 модуль упругости для любой породы древесины $E_0 = 10000$ МПа. $E_{90} = 400$ МПа.

При повышенной влажности, температура, а также при совместном действии постоянных и временных нагрузок значение E снижается коэффициентами условия работы $m_b, m_t, m_d < 1$.

Влияние влажности. Изменение влажности в пределах от 0% до 30% приводит к снижению прочности древесины на 30% от максимальной. Дальнейшее



волокон,

Рис. 4. Усушка древесины

1 - усушка; 2 - растрескивание; 3 - поперечное коробление; 4 - продольное коробление

изменение влажности не приводит к снижению прочности древесины.

Поперечное изменение влажности (усушка и разбухание) приводят к короблению древесины. Наибольшая усушка происходит поперек перпендикулярно годичным слоям.

Деформации усушки развиваются

неравномерно от поверхности к центру. При усушке появляется не только коробление, но и усушечные трещины.

Для сравнения показателей прочности и жесткости древесины установлено значение стандартной влажности 12%

$$B_{12} = B_w [1 + \alpha(W - 12)],$$

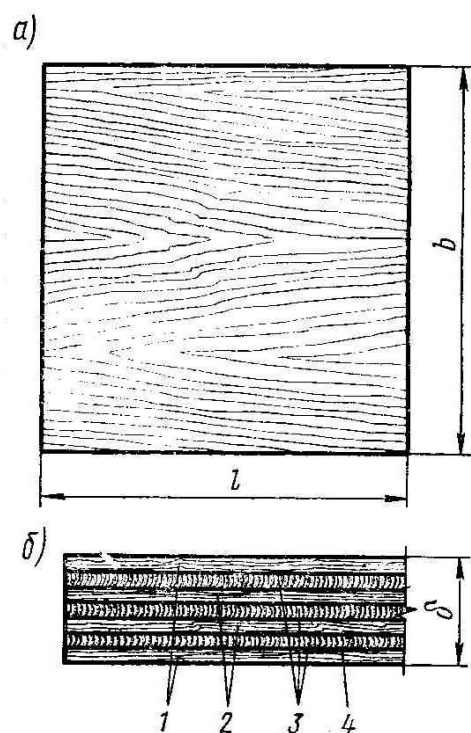
где α – поправочный коэффициент, при сжатии и изгибе $\alpha = 0,04$.

Влияние температуры. При повышении температуры предел прочности и модуль

упругости снижаются, а хрупкость древесины повышается. Предел прочности древесины G_t при температуре t

пределах от 10 до 30 °С можно определять исходя из ее начальной прочности - G_{20} при температуре 20 °С с учетом поправочного коэффициента $\beta =$

$$3,5 \text{ МПа. } G_t = G_{20} - \beta(t - 20).$$



состоит, шпонов.

Рис. 5. Строительная фанера
а - план листа; б - сечение листа;
1 - наружные слои; 2 - внутренние продольные слои; 3 - то же, поперечные; 4 - клей

Строительная фанера

Строительная фанера – это листовой древесный материал заводского изготовления. Она как правило, из нечетного количества тонких слоев – Волокна соседних шпонов

располагаются во взаимно-перпендикулярных направлениях.

СНиП II-25-80 по проектированию деревянных конструкций рекомендует следующие виды водостойкой фанеры в качестве строительной:

1. Фанера марки ФСФ, склеенная фенолоформальдегидными клеями. Эта фанера выпускается:

- из древесины березы (5-ти и 7-ми слойная, толщиной 5 – 8 мм и более).

- из древесины лиственницы (7-слойная, толщиной 8 мм и более).

Листы клееной фанеры толщиной более 15 мм называют фанерными плитами. Прочность клееной фанеры на срез в плоскости перпендикулярной листу примерно в 3 раза превышает прочность древесины при скалывании вдоль волокон, что является ее важным преимуществом.

Модуль упругости березовой фанеры вдоль волокон составляет 90%, а поперек – 60% от модуля упругости древесины вдоль волокон. Модули упругости фанеры из лиственницы составляют соответственно 70% и 50% от E_0 древесины.

1. Банелизированная фанера (ФБС) отличается от фанеры марки ФСФ тем, что ее наружные слои пропитывают водостойкими спирторастворимыми смолами. Она имеет толщину 7 – 18 мм. Ее прочность вдоль волокон в 2,5 раза, а поперек в 2 раза превышает прочность хвойной древесины вдоль волокон. Применяется в особо неблагоприятных влажностных условиях.

Гниение и защита деревянных конструкций от гниения

Гниение – это разрушение древесины простейшими растительными организмами – дереворазрушающими грибами. Некоторые грибы поражают еще растущие и высыхающие деревья в лесу. Складские грибы разрушают лесоматериал во время хранения их на складах. Домовые грибы – (мерилиус, пория и др.) разрушают древесину строительных конструкций в процессе эксплуатации.

Грибы развиваются из клеток – спор, которые легко переносятся движением воздуха. Приростая, споры образуют плодовое тело и грибницу гриба – источник новых спор.

Защита от гниения

1. Стерилизация древесины в процессе высокотемпературной сушки. Прогрев древесины при $t > 80^\circ\text{C}$, что приводит к гибели спор грибов, грибниц и плодовых тел гриба.

2. Конструктивная защита предполагает режим эксплуатации, когда влажность древесины $W < 20\%$ (наименьшая влажность при которой могут расти грибы).

2.1. Защита древесины от атмосферной влаги – гидроизоляция покрытий, необходимый уклон кровли.

2.2. Защита от конденсационной влаги – пароизоляция, проветривание конструкций (осушающие продухи).

2.3. Защита от увлажнения капиллярной влагой (от земли) – устройство гидроизоляции. Деревянные конструкции должны опираться на фундамент (с

битумной или рубероидной изоляцией) выше уровня грунта или пола минимум на 15 см.

3. Химическая защита от гниения необходима, когда увлажнение древесины неизбежно. Химическая защита заключается в пропитке ядовитыми для грибов веществами – антисептиками.

Водорастворимые антисептики (фтористый, кремнефтористый натрий) – это вещества не имеющие ни цвета ни запаха, безвредные для людей. Используются в закрытых помещениях.

Маслянистые антисептики – это минеральные масла (каменноугольное, антротеновое, сланцевое, древесный креозот и др.). Они не растворяются в воде, но вредны для человека, поэтому используются для конструкций на открытом воздухе, в земле, над водой.

Пропитка выполняется в автоклавах под высоким давлением (до 14 МПа).

Защита от жуков точильщиков – нагрев до $t > 80^{\circ}\text{C}$ или окуривание ядовитыми газами типа гексахлорана.

Горение и защита деревянных конструкций от возгорания

Характеризуется пределом огнестойкости (порядка 40 мин. для бруса 17 x 17 см, нагруженного до напряжения 10 МПа.).

Защита

1. Конструктивная. Ликвидация условий, благоприятных для возгораний.

2. Химическая (противопожарная пропитка или окраска). Пропитывают веществами, которые называются антипиренами (например, аммонийная соль, фосфорная и серная кислота). Пропитку выполняют в автоклавах одновременно с антисептированием. При нагреве антипирены расплавляются, образуя огнезащитную пленку. Защитная окраска выполняется составами на основе жидкого стекла, суперфтора и т.д.

Лекция №2

Основы расчета по предельным состояниям.

Расчет элементов конструкций цельного сечения.

В соответствии с действующими в России нормами деревянные конструкции должны рассчитываться по методу предельных состояний.

Предельными являются такие состояния конструкций, при которых они перестают удовлетворять требованиям эксплуатации. Внешней причиной, которая приводит к предельному состоянию является силовое воздействие (внешние нагрузки, реактивные силы). Предельные состояния могут наступать под влиянием условий работы деревянных конструкций, а также качества, размеров и свойств материалов. Различают две группы предельных состояний:

1 – по несущей способности (прочности, устойчивости).

2 – по деформациям (прогибам, перемещениям).

Первая группа предельных состояний характеризуется потерей несущей способности и полной непригодностью к дальнейшей эксплуатации. Является наиболее ответственной. В деревянных конструкциях могут возникать следующие предельные состояния первой группы: разрушение, потеря

устойчивости, опрокидывание, недопустимая ползучесть. Эти предельные состояния не наступают, если выполняются условия:

$$\sigma \leq R,$$

$$\tau \leq R_{ск} \text{ (или } R_{ср}),$$

т.е. когда нормальные напряжения (σ) и касательные напряжения (τ) не превышают некоторой предельной величины R , называемой расчетным сопротивлением.

Вторая группа предельных состояний характеризуется такими признаками, при которых эксплуатация конструкций или сооружений хотя и затруднена, однако, полностью не исключается, т.е. конструкция становится непригодной только к нормальной эксплуатации. Пригодность конструкции к нормальной эксплуатации обычно определяется по прогибам

$$f \leq [f], \text{ или}$$

$$f/l \leq [f/l].$$

Это означает, что изгибаемые элементы или конструкции пригодны к нормальной эксплуатации, когда наибольшая величина отношения прогиба к пролету меньше предельно допустимого относительного прогиба $[f/l]$ (по СНиП II-25-80).

Цель расчета конструкций – не допустить наступления ни одного из возможных предельных состояний, как при транспортировке и монтаже, так и при эксплуатации конструкций. Расчет по первому предельному состоянию производится по расчетным значениям нагрузок, а по второму – по нормативным. Нормативные значения внешних нагрузок приведены в СНиП «Нагрузки и воздействия». Расчетные значения получают с учетом коэффициента безопасности по нагрузке γ_n . Конструкции рассчитывают на неблагоприятное сочетание нагрузок (собственный вес, снег, ветер) вероятность которых учитывается коэффициентами сочетаний (по СНиП «Нагрузки и воздействия»).

Основной характеристикой материалов, по которой оценивается их способность сопротивляться силовым воздействиям, является нормативное сопротивление R^H . Нормативное сопротивление древесины вычисляется по результатам многочисленных испытаний малых образцов чистой (без включения пороков) древесины одной породы, влажностью 12%:

$$R^H = R_{Вр}^{ср} \square - t \cdot V \square, \text{ где}$$

$R_{Вр}^{ср}$ – среднее арифметическое значение предела прочности,

V – вариационный коэффициент,

t – показатель достоверности.

Нормативное сопротивление R^H является минимальным вероятностным пределом прочности чистой древесины, получаемым при статической обработке результатов испытаний стандартных образцов малого размера на кратковременную нагрузку.

Расчетное сопротивление R – это максимальное напряжение, которое может выдержать материал в конструкции не разрушаясь при учете всех неблагоприятных факторов в условиях эксплуатации, снижающих его прочность.

При переходе от нормативного сопротивления R^H к расчетному R необходимо учесть влияние на прочность древесины длительного действия нагрузки,

пороков (сучков, косослоя и пр.), перехода от малых стандартных образцов к элементам строительных размеров. Совместное влияние всех этих факторов учитывается коэффициентом безопасности по материалу (k). Расчетное сопротивление получают делением R^H на коэффициент безопасности по материалу:

$$R = R^H / k,$$

$$k = \frac{1}{k_{dl} \cdot k_{одн}}, \text{ где}$$

$k_{dl} = 0,67$ – коэффициент длительности при совместном действии постоянных и временных нагрузок;

$k_{одн} = 0,27 \div 0,67$ – коэффициент однородности, зависящий от вида напряженного состояния, учитывающий влияние пороков на прочность древесины.

Минимальное значение $k_{одн}$ принимается при растяжении, когда влияние пороков особенно велико. Расчетные сопротивления k приведены в табл. 3 СНиП II-25-80 (для древесины хвойных пород). R древесины других пород получают с помощью переходных коэффициентов, также приведенных в СНиПе.

Сохранность и прочность древесины и деревянных конструкций зависят от температурно-влажностных условий. Увлажнение способствует загниванию древесины, а повышенная температура (за известным пределом) снижает ее прочность. Учет этих факторов требует введения коэффициентов условия работы: $m_6 \leq 1$, $m_7 \leq 1$.

Кроме этого СНиП предполагает учет коэффициента слойности для клееных элементов: $m_{cl} = 0,95 \div 1,1$;

балочный коэффициент для высоких балок, высотой более 50 см.: $m_b \leq 1$;

коэффициент антисептирования: $m_a \leq 0,9$;

коэффициент гнутья для гнутоклееных элементов: $m_{gn} \leq 1$ и др.

Модуль упругости древесины независимо от породы принимается равным:

$$E = 10000 \text{ МПа};$$

$$E_{90} = 400 \text{ МПа}.$$

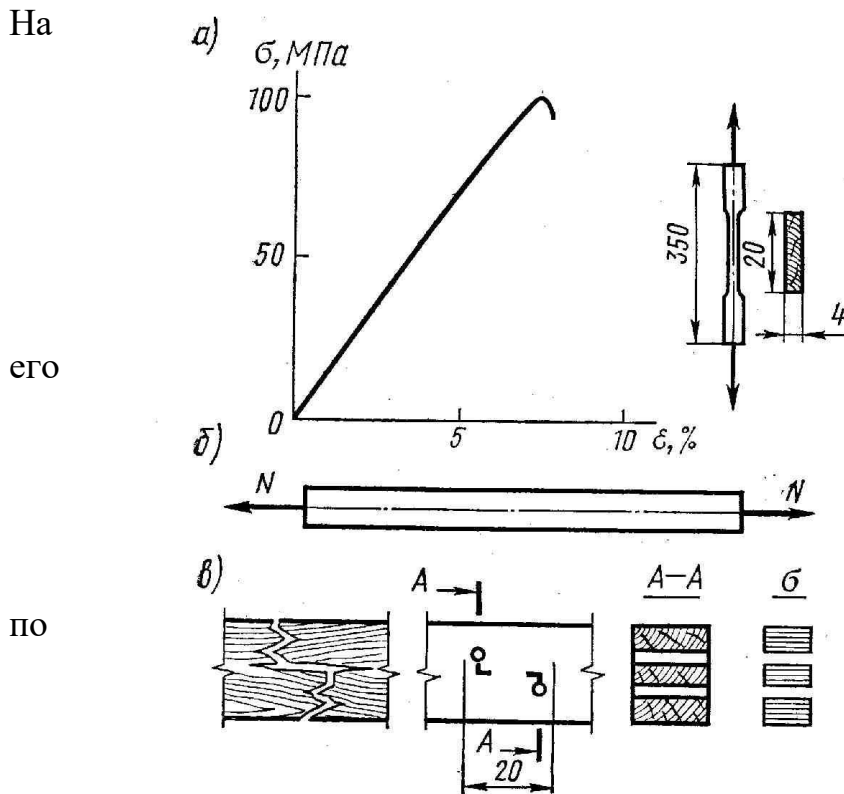
Расчетные характеристики строительной фанеры также приведены в СНиПе, причем, при проверке напряжений в элементах из фанеры, как и для древесины, вводят коэффициенты условия работы m . Кроме этого для расчетного сопротивления древесины и фанеры вводится коэффициент $m_{dl} = 0,8$ в случае, если суммарное расчетное усилие от постоянных и временных нагрузок превышает 80% полного расчетного усилия. Этот коэффициент вводится в дополнение к тому снижению, которое включено в коэффициент безопасности по материалу.

Расчет элементов конструкций цельного сечения

Элементами деревянных конструкций называют доски, бруски, брусья и бревна цельного сечения с размерами, указанными в сортаментах пиленных и круглых материалов. Они могут являться самостоятельными конструкциями, например, балками или стойками, а также стержнями более сложных конструкций. Усилия в элементах определяют общими методами строительной механики. Проверка прочности и прогибов элемента заключается в определении напряжений в сечениях, которые не должны превышать расчетных сопротивлений древесины, а также его прогибов, которые не должны превосходить предельных,

установленных нормами проектирования. Деревянные элементы рассчитывают в соответствии со СНиП II-25-80.

Растянутые элементы



растяжение работают нижние пояса и отдельные раскосы ферм, затяжки арок и других сквозных конструкций. Растягивающее усилие N действует вдоль оси элемента и во всех точках поперечного сечения возникают растягивающие напряжения σ , которые с достаточной точностью считаются одинаковыми величине.

Древесина на растяжение работает почти упруго и показывает высокую прочность. Разрушение происходит хрупко в почти мгновенного разрыва. Стандартные образцы при испытаниях

Рис. 1. Растянутый элемент:
 а - график деформаций и стандартный образец;
 б - расчетная схема; в - характер разрушения, ослабления и расчетная эпюра напряжений

на растяжение имеют вид «восьмерки».

Как видно из диаграммы растяжения древесины без пороков, зависимость деформаций от напряжений близка к линейной, а прочность достигает 100 МПа.

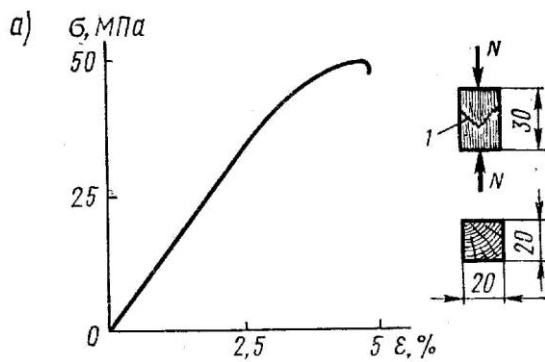
Однако прочность реальной древесины при растяжении, учитывая ее значительные колебания, большое влияние пороков и длительности нагружения значительно ниже: для неклееной древесины I сорта $R_p=10$ МПа, для клееной древесины влияние пороков уменьшается, поэтому $R_p=12$ МПа. Прочность растянутых элементов в тех местах, где есть ослабления снижается в результате концентрации напряжений у их краев, т.е. вводится коэффициент условия работы $m_0=0,8$. Тогда получается расчетное сопротивление $R_p=8$ МПа. Проверочный расчет растянутых элементов производится по формуле:

$$\sigma = \frac{N}{F_{нт}} \leq R_p, \text{ где}$$

$F_{нт}$ — площадь рассматриваемого поперечного сечения, причем ослабления, расположенные на участке длиной 20 см. считаются совмещенными в одном сечении. Для подбора сечений пользуются этой же формулой, но относительно искомой (требуемой) площади $F_{тр}$.

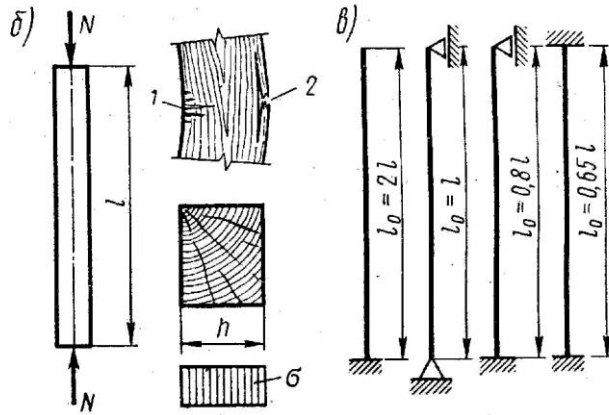
Сжатые элементы

На
стойки,
и
ферм.



оси,

при
имеют



сжатие
упруго.

Рис. 2. Сжатый элемент:

*а - график деформаций и стандартный образец;
б - расчетная схема, характер разрушения и
эюра напряжений; в - типы закрепления концов
и расчетные длины; 1 - складки; 2 - разрыв*

по

При

увеличение деформаций все более опережает рост напряжений, указывая на упруго-пластический характер работы древесины.

Разрушение образцов без пороков происходит при напряжениях, достигающих 44 МПа, пластично, в результате потери устойчивости ряда волокон, о чем свидетельствует характерная складка. Пороки меньше снижают прочность древесины, чем при растяжении, поэтому расчетное сопротивление реальной древесины при сжатии выше и составляет для древесины 1 сорта $R_c = 14 \div 16$ МПа, а для 2 и 3 сортов эта величина немного ниже.

Расчет на прочность сжатых элементов производится по формуле:

$$\sigma = \frac{N}{F_{нт}} \leq R_c, \text{ где}$$

R_c – расчетное сопротивление сжатию.

Аналогичным образом рассчитываются и сминаемые по всей поверхности элементы. Сжатые стержни, имеющие большую длину и не закрепленные в поперечном направлении должны быть, помимо расчета на прочность, рассчитаны на продольный изгиб. Явление продольного изгиба заключается в том, что гибкий центрально-сжатый прямой стержень теряет свою прямолинейную форму (теряет устойчивость) и начинает выпучиваться при напряжениях, значительно меньших предела прочности. Проверку сжатого элемента с учетом его устойчивости производят по формуле:

$$\sigma = \frac{N}{\phi \cdot F_{расч}} \leq R_c, \text{ где}$$

$F_{расч}$ – расчетная площадь поперечного сечения,

ϕ – коэффициент продольного изгиба.

сжатие работают
подкосы, верхние пояса
отдельные стержни
В сечениях элемента от
сжимающего усилия N ,
действующего вдоль его
возникают почти
одинаковые по
величине сжимающие
напряжения σ (эюра
прямоугольная).

Стандартные образцы
испытания на сжатие
вид прямоугольной
призмы с размерами,
указанными на рис. 2.

Древесина работает на
надежно, но не вполне

Примерно до половины
предела прочности рост
деформаций происходит

закону близкому к
линейному, и древесина

работает почти упруго.

росте нагрузки

$F_{\text{расч}}$ принимается равной:

1. При отсутствии ослаблений $F_{\text{расч}} = F_{\text{бр}}$,
2. При ослаблениях, не выходящих на кромки, если площадь ослаблений не превышает 25% $F_{\text{бр}}$, $F_{\text{расч}} = F_{\text{бр}}$,
3. То же, если площадь ослаблений превышает 20% $F_{\text{бр}}$, $F_{\text{расч}} = 4/3 F_{\text{нт}}$,

1. При симметричных ослаблениях, выходящих на кромки $F_{\text{расч}} = F_{\text{нт}}$,

При несимметричном ослаблении, выходящем на кромки, элементы рассчитывают как внецентренно сжатые.

Коэффициент продольного изгиба φ всегда меньше 1, учитывает влияние устойчивости на снижение несущей способности сжатого элемента в зависимости от его расчетной максимальной гибкости λ .

Гибкость элемента равна отношению расчетной длины l_0 к радиусу инерции сечения элемента:

$$\lambda = \frac{l_0}{r}; \quad r = \sqrt{\frac{I_{\text{бр}}}{F_{\text{бр}}}}$$

Расчетную длину элемента l_0 следует определять умножением его свободной длины l на коэффициент μ_0 :

$$l_0 = l \mu_0, \text{ где}$$

коэффициент μ_0 принимается в зависимости от типа закрепления концов элемента:

- при шарнирно закрепленных концах $\mu_0 = 1$;
- при одном шарнирно закрепленном, а другом защемленном $\mu_0 = 0,8$;
- при одном защемленном, а другом свободном нагруженном конце $\mu_0 = 2,2$;
- при обоих защемленных концах $\mu_0 = 0,65$.

Гибкость сжатых элементов ограничивается с тем, чтобы они не получились недопустимо гибкими и недостаточно надежными. Отдельные элементы конструкций (отдельные стойки, пояса, опорные раскосы ферм и т.п.) должны иметь гибкость не более 120. Прочие сжатые элементы основных конструкций – не более 150, элементы связей – 200.

При гибкости более 70 ($\lambda > 70$) сжатый элемент теряет устойчивость, когда напряжения сжатия в древесине еще невелики и она работает упруго.

Коэффициент продольного изгиба (или коэффициент устойчивости), равный отношению напряжения в момент потери устойчивости $\sigma_{кр}$ к пределу прочности при сжатии $R_{пр}$, определяют по формуле Эйлера с учетом постоянного отношения модуля упругости древесины к пределу прочности:

$$\frac{E}{R_{пр}} = 312$$

$$\phi = \frac{A}{\lambda^2}, \text{ где}$$

$A = 3000$ – для древесины,

$A = 2500$ – для фанеры.

При гибкостях, равных и меньших 70 ($\lambda \leq 70$) элемент теряет устойчивость, когда напряжения сжатия достигают упругопластической стадии и модуль упругости древесины понижается. Коэффициент продольного изгиба при этом определяют с учетом переменного модуля упругости по упрощенной теоретической формуле:

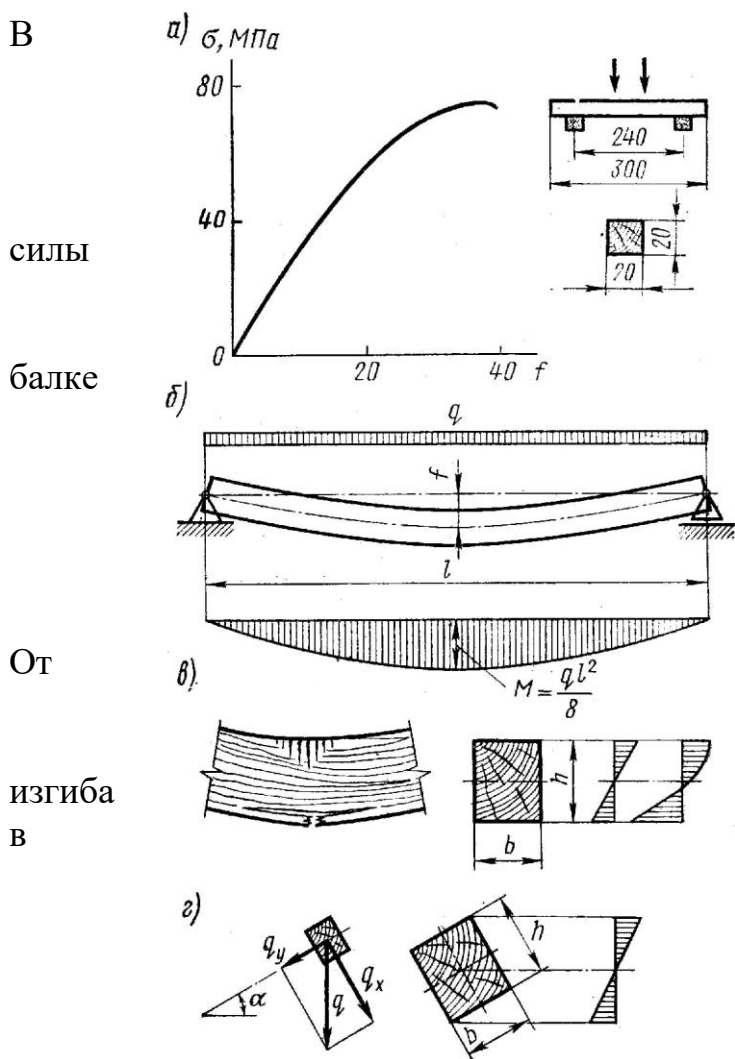
$$\phi = 1 - a \left[\frac{\lambda}{100} \right]^2, \text{ где}$$

$a = 0,8$ – коэффициент для древесины;

$a = 1$ – коэффициент для фанеры.

При подборе сечения используют формулу расчета на устойчивость, предварительно задаваясь величиной λ и ϕ .

Изгибаемые элементы



имеет

Рис. 3. Изгибаемый элемент:

а - график деформаций и стандартный образец;
б - расчетная схема; в - характер разрушения и
эпюры напряжений; г - схема сечений работы при
косом изгибе

изгибаемых элементах от нагрузок, действующих поперек продольной оси, возникают изгибающие моменты M и поперечные силы Q , определяемые методами строительной механики. Например, в однопролетной пролетом l от равномерно-распределенной нагрузки q возникают изгибающие моменты $M_{\max} = \frac{ql^2}{8}$ и поперечные силы $Q_{\max} = \frac{ql}{2}$.

изгибающего момента в сечениях элемента возникают деформации и напряжения σ , которые состоят из сжатия одной части сечения и растяжения в другой, в результате элемент изгибается.

Диаграмма как и для сжатия, примерно до половины, линейное очертание, затем изгибается, показывая ускоренный рост прогибов.

$R_u^{BP} = 80$ МПа – предел прочности чистой древесины

на изгиб при кратковременных испытаниях. Разрушение образца начинается с появления складок в крайних сжатых волокнах и завершается разрывом крайних растянутых. Расчетное сопротивление изгибу по СНиП II-25-80 рекомендуется принимать таким же, как и при сжатии, т.е. для 1 сорта $R_u = 14$ МПа – для элементов прямоугольного сечения высотой до 50 см. Брусья с размерами сечения 11 – 13 см. при высоте сечения 11 – 50 см. имеют меньше перерезанных волокон при распиловке, чем доски, поэтому их прочность повышается до $R_u = 15$ МПа. Бревна шириной свыше 13 см. при высоте сечения 13 – 50 см. совсем не имеют перерезанных волокон, поэтому $R_u = 16$ МПа.

1. Расчет изгибаемых элементов на прочность

Производится по формуле:

$$\sigma = \frac{M}{W_{\text{расч}}} \leq R_u, \text{ где}$$

M – максимальный изгибающий момент,

$W_{\text{расч}}$ – расчетный момент сопротивления поперечного сечения.

Для наиболее распространенного прямоугольного сечения

$$W = \frac{I}{h/2} = \frac{bh^2}{6}; \quad I = \frac{bh^3}{12}.$$

Подбор сечения изгибаемых элементов производится по этой же формуле, определяя $W_{\text{тр}} = \frac{M}{R_u}$, затем, задавая один из размеров сечения (b или h), находят другой размер.

2. Расчет на устойчивость поской формы деформирования элементов прямоугольного постоянного сечения

Производят по формуле:

$$\sigma = \frac{M}{\phi_m W_{\text{бр}}} \leq R_u, \text{ где}$$

M – максимальный изгибающий момент на рассматриваемом участке l_p ,

$W_{\text{бр}}$ – максимальный момент сопротивления брутто на рассматриваемом участке l_p ,

ϕ_m – коэффициент устойчивости.

Коэффициент ϕ_m для изгибаемых элементов прямоугольного постоянного поперечного сечения шарнирно-закрепленных от смещения из плоскости изгиба, следует определять по формуле:

$$\phi_m = 140 \frac{b^2}{l_p h} k_{\phi}, \text{ где}$$

l_p – расстояние между опорными сечениями элемента (расстояние между точками закрепления сжатого пояса),

b – ширина поперечного сечения,

h – максимальная высота поперечного сечения на участке l_p ,

k_{ϕ} – коэффициент, зависящий от формы эпюры на участке l_p (определяется по таблице СНиП II-25-80).

При расчете элементов переменной высоты сечения значение коэффициента ϕ_m следует умножать на коэффициент $k_{\text{жсм}}$, а при подкреплении из плоскости изгиба в промежуточных точках растянутой кромки – на коэффициент $k_{\text{нм}}$.

Оба эти коэффициента определяются по СНиП.

При наличии точек закрепления растянутых зон $n \geq 4$, $k_{\text{жсм}} = 1$.

Проверку устойчивости плоской формы изгиба элементов постоянного двутаврового или коробчатого сечения следует производить в тех случаях, когда $l_p \geq 7b$, где b – ширина сжатого пояса поперечного сечения. Расчет следует производить по формуле:

$$\frac{M}{\phi W_{\text{бр}}} \leq R_c, \text{ где}$$

ϕ – коэффициент продольного изгиба сжатого пояса,

R_c – расчетное сопротивление сжатию,

$W_{бр}$ – момент сопротивления брутто, в случае фанерных стенок – приведенный момент сопротивления в плоскости изгиба элемента.

3. Проверка на скалывание при изгибе

Выполняется по формуле Журавского:

$$\tau = \frac{QS_{бр}}{I_{бр} b_{расч}} \leq R_{ск}, \text{ где}$$

Q – расчетная поперечная сила;

$I_{бр}$ – момент инерции брутто рассматриваемого сечения;

$S_{бр}$ – статический момент брутто сдвигаемой части сечения относительно нейтральной оси;

b – ширина сечения;

$R_{ск}$ – расчетное сопротивление скалыванию при изгибе (для древесины I сорта $R_{ск}=1,8$ МПа для неклееных элементов, $R_{ск}=1,6$ МПа – для клееных элементов вдоль волокон).

В балках прямоугольного сечения при $l/h \geq 5$ скалывания не происходит, однако оно может быть в элементах других форм сечения, например, в двутавровых балках с тонкой стенкой.

4. Проверка изгибаемых элементов по прогибам

Определяется относительный прогиб, значение которого не должно превышать предельного значения, регламентированного СНиПом:

$$\frac{f}{l} \leq \left[\frac{f}{l} \right]$$

Наибольший прогиб f шарнирно-опертых и консольных изгибаемых элементов постоянного и переменного сечения следует определять по формуле:

$$f = \frac{f_0}{k} \left[1 + c \left(\frac{h}{l} \right)^2 \right], \text{ где}$$

f_0 – прогиб балки постоянного сечения без учета деформаций сдвига (например, для однопролетной балки $f_0 = \frac{5}{384} \frac{q l^4}{EI}$;

h – наибольшая высота сечения;

k – коэффициент, учитывающий переменность высоты сечения, для балки постоянного сечения $k=1$;

c – коэффициент, учитывающий деформации сдвига от поперечной силы.

Значения коэффициентов k и c приведены в СНиП.

Клееные криволинейные элементы, изгибаемые моментом M , уменьшающим их кривизну, следует проверять дополнительно на радиальные растягивающие напряжения по формуле:

$$\sigma_r = \frac{\sigma_0 + \sigma_i}{2r_i} \leq R_{p90}, \text{ где}$$

σ_0 – нормальные напряжения в крайнем волокне растянутой зоны.

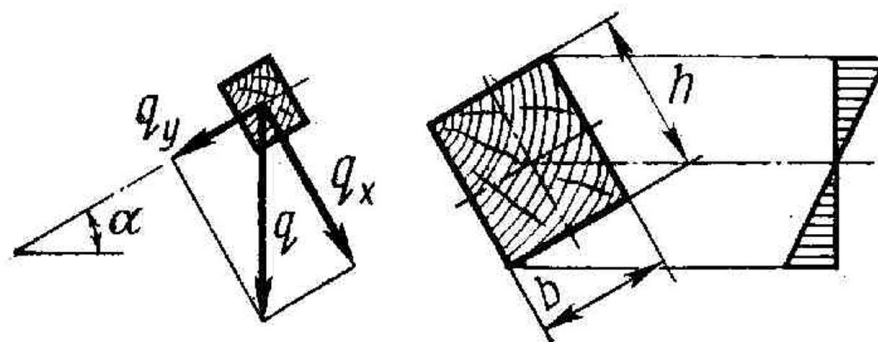
σ_i – нормальные напряжения в промежуточном волокне сечения для которого определяются радиальные растягивающие напряжения;

h_i – расстояние между крайними и рассматриваемыми волокнами;

r_i – радиус кривизны линии, проходящей через центр тяжести эпюры нормальных растягивающих напряжений, заключенной между крайними и рассматриваемыми волокнами.

Косой изгиб

Возникает в элементах, оси сечений которых расположены наклонно к направлению нагрузок, как например, в брусчатых прогонах скатных покрытий.



$$q_x = q \sin \alpha;$$

$$q_y = q \cos \alpha;$$

$$M_x = M \sin \alpha;$$

$$M_y = M \cos \alpha.$$

Вертикальная нагрузка q и изгибающие моменты M косом изгибе углом α

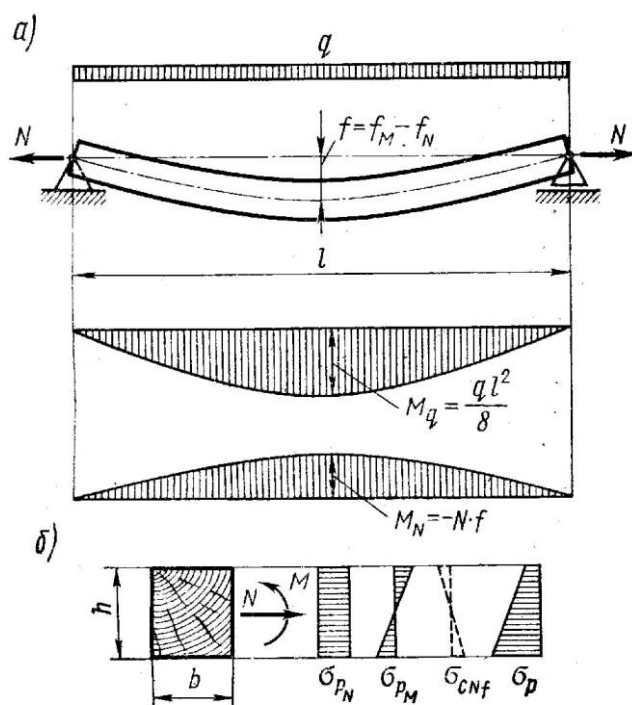
при под раскладываются на нормальную (q_y) и скатную (q_x) составляющие.

Рис.4 Косой изгиб

Проверку прочности при косом изгибе производят по формуле:

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} \square \frac{M_y}{W_y} \leq R_u.$$

Расчет
учетом
каждой



Подбор сечений косоизгибаемых элементов производят методом попыток. по прогибам производят с геометрической суммы прогибов относительно из осей сечения:

$$\frac{f}{l} = \sqrt{\frac{f_x^2 + f_y^2}{l}} \leq \left[\frac{f}{l} \right].$$

Растянуто-изгибаемые элементы

Работают одновременно на растяжение и изгиб. Так работают, например, растянутый нижний пояс фермы с межузловой нагрузкой; стержни, в которых растягивающие усилия действуют с эксцентриситетом относительно оси (такие элементы называют внецентренно-растянутыми). В сечениях растянуто-изгибаемого элемента от продольной растягивающей силы N возникают равномерные растягивающие напряжения, а от изгибающего момента M – напряжения изгиба. Эти напряжения суммируются, благодаря чему растягивающие напряжения

Рис. 5. Растянуто-изгибаемый элемент: а - расчетная схема и эпюры изгибающих моментов; б - эпюры напряжений

увеличиваются, а сжимающие уменьшаются. Расчет растянуто-изгибаемых элементов производится по прочности с учетом всех ослаблений:

$$\sigma = \frac{N}{F_{\text{расч}}} \square \frac{MR_p}{W_{\text{расч}} R_u} \leq R_p, \quad F_{\text{расч}} = F_{\text{шт}}.$$

Отношение R_p/R_u позволяет привести напряжения растяжения и изгиба к единому значению для сравнения их с расчетным сопротивлением растяжению.

Сжато-изгибаемые элементы

Работают и изгиб. верхние

силы

В

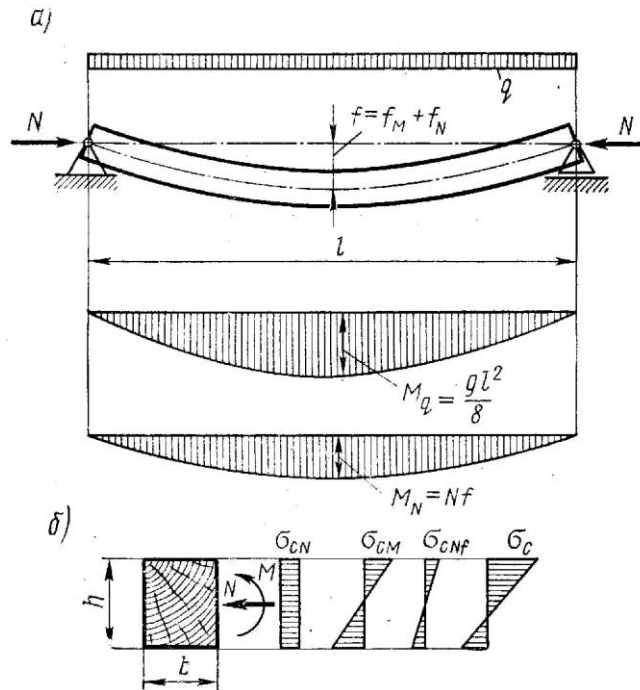


Рис. 6. Сжато-изгибаемый элемент:
а - расчетная схема и эпюры изгибающих моментов; б - эпюры напряжений

одновременно на сжатие. Так работают, например, сжатые пояса ферм, нагруженные дополнительно межузловой поперечной нагрузкой, а также при эксцентричном приложении сжимающей (внецентренно-сжатые элементы).

в сечениях сжато-изгибаемого элемента возникают равномерные напряжения сжатия от продольных сил N и напряжения сжатия и растяжения от изгибающего момента M , суммируются.

которые

Искривление сжато-изгибаемого элемента поперечной нагрузкой приводит к появлению дополнительного изгибающего момента с с максимальным значением:

$$M_N = Nf, \text{ где}$$

f – прогиб элемента.

Расчет на прочность сжато-изгибаемых элементов выполняют по формуле:

$$\frac{N}{F_{\text{расч}}} \square \frac{M_{\delta}}{W_{\text{расч}}} \leq R_c, \text{ где}$$

M_{δ} – изгибающий момент по деформированной схеме от действия поперечных и продольных нагрузок.

Для шарнирно-опертых элементов при симметричных эпюрах изгибающих моментов синусоидального, параболического и близких к ним очертаний:

$$M_{\delta} = \frac{M}{\xi}, \text{ где}$$

M – изгибающий момент в расчетном сечении без учета дополнительного момента от продольной силы;

ξ – коэффициент, изменяющийся от 1 до 0, учитывающий дополнительный момент от продольной силы вследствие прогиба элемента, определяемый по формуле:

$$\xi = 1 - \frac{N}{\phi R_c F_{бр}}, \text{ где}$$

ϕ – коэффициент продольного изгиба (коэффициент устойчивости) для сжатых элементов.

Кроме проверки на прочность, сжато-изогнутые элементы проверяются на устойчивость по формуле:

$$\frac{N}{\phi R_c F_{бр}} + \frac{M_{\partial}}{\phi_m R_u W_{бр}} \leq 1, \text{ где}$$

$F_{бр}$ – площадь брутто с максимальными размерами сечения элемента на участке l_p ;

$W_{бр}$ – максимальный момент сопротивления на рассматриваемом участке l_p ;

$n=2$ – для элементов без закрепления растянутой зоны из плоскости деформирования,

$n=1$ – для элементов, имеющих закрепления в растянутой зоне из плоскости деформирования;

ϕ – коэффициент устойчивости для сжатия, определяемый по формуле:

$$\phi = \frac{A}{\lambda^2}, \text{ где}$$

$A=3000$ – для древесины,

$A=2500$ – для фанеры;

ϕ_m – коэффициент устойчивости для изгиба, формула для определения этого коэффициента была дана раньше.

Лекция №3

СОЕДИНЕНИЯ ДЕРЕВЯННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

§ 1. Типы соединений

Размеры лесоматериалов (длина и сечения) ограничены, поэтому отдельно они могут быть применены только в виде стоек и балок невысокой несущей способности. Для создания большинства строительных конструкций деревянные элементы должны быть прочно и надежно соединены между собой. При помощи соединений ряд элементов соединяется по длине — сращивается, по ширине — сплачивается, связывается под углом узлами и прикрепляется к опорам — анкеруется.

Соединения являются наиболее ответственными деталями деревянных конструкций. При изготовлении многих соединений в элементах конструкций делают отверстия и врезки, ослабляющие их сечения и повышающие их деформативность. Разрушение деревянных конструкций начинается в большинстве случаев в соединениях. Деформативностью соединений объясняются повышенные прогибы деревянных конструкций. Таким образом, от правильного решения, расчета и изготовления соединений зависят прочность и деформативность конструкции в целом.

Анизотропия строения, малая прочность древесины при скалывании, растяжении поперек волокон и смятии являются причиной большой сложности и многообразия соединений конструкций из дерева.

Наиболее просто и надежно решаются конструкции соединений сжатых деревянных элементов, в которых усилия передаются непосредственно от элемента, к элементу и не требуется специальных рабочих связей. Более

сложно решаются соединения изгибаемых элементов, в которых для передачи усилий требуются рабочие связи.

Наиболее сложно решаются соединения растянутых элементов. В них имеется опасность хрупкого разрушения древесины по ослабленным сечениям, а также в результате скалывания и растяжения поперек волокон. Применение в соединениях растянутых элементов податливо работающих связей уменьшает опасность их хрупкого разрушения. Сложность соединения растянутых деревянных элементов приводит их в ряде конструкций к замене металлическими.

По характеру работы все основные соединения деревянных конструкций могут быть разделены на следующие группы:

- а) соединения без специальных связей, требующих расчета, — упоры и врубки;
- б) соединения со связями, работающими на сжатие, — шпонками и колодками;
- в) соединения со связями, работающими на изгиб, — нагелями-болтами, штырями, гвоздями, винтами, деревянными пластинками и штырями;
- г) соединения со связями, работающими на растяжение, — болтами, гвоздями, винтами и хомутами;
- д) соединения со связями, работающими на сдвиг, — клеевыми швами.

В связи с тем что одни и те же связи входят в разные группы, удобно изучать соединения деревянных конструкций в следующем порядке: соединения без специальных связей, с деревянными связями, с металлическими связями, с клеевыми связями.

Клеевые соединения, наиболее прогрессивные и технологичные, являются основными соединениями элементов при заводском изготовлении деревянных конструкций. Соединения, не требующие специальных связей (упоры и врубки), применяются главным образом при построечном, изготовлении деревянных конструкций. Металлические соединения являются универсальными и широко используются при обоих основных методах изготовления деревянных конструкций. Соединения с деревянными связями являются устарелыми типами соединений, требующими значительных затрат ручного труда. Они применяются редко и только при построечном изготовлении деревянных конструкций.

Все соединения деревянных конструкций являются податливыми, за исключением клеевых. Деформации в них образуются в результате неплотностей, возникающих при изготовлении, от усушки и смятия древесины, особенно поперек волокон и изгиба связей. Величина этих деформаций при длительном действии расчетных нагрузок в соединениях, где древесина работает поперек волокон, принимается равной 3 мм, а во всех других случаях— 1,5—2 мм.

В большинстве соединений деревянных конструкций, кроме клеевых, в результате действия сжимающих усилий или начального обжима, например при постановке болтов, возникают между соединяемыми элементами силы трения, которые уменьшают усилия в связях. Однако эти силы в результате возможной знакопеременности усилий, усушки древесины и ослабления начальных натяжений связей могут снизиться до нуля и поэтому расчетом не

учитываются. Они учитываются только при кратковременном действии сжатия с коэффициентами трения пласти по пласти 0,2, торца по пласти 0,3 и когда они вызывают дополнительные напряжения с коэффициентом трения 0,6.

Расчет соединений деревянных конструкций по прочности производят на основе методики, изложенной в гл. 4.

§ 2. Соединения без специальных связей

Соединения элементов, в которых действуют незначительные усилия или усилия передаются непосредственно от одного элемента к другому, не требуют специальных связей, подлежащих расчету. К таким соединениям относятся конструктивные врубки, лобовые упоры и лобовые врубки.

Конструктивные врубки (рис. 1) являются соединениями, в которых возникают усилия намного меньше их несущей способности, и они не нуждаются в расчете. В деревянных конструкциях наибольшее применение находят конструктивные соединения в четверть, в шпунт, в полдерева и косой прируб.

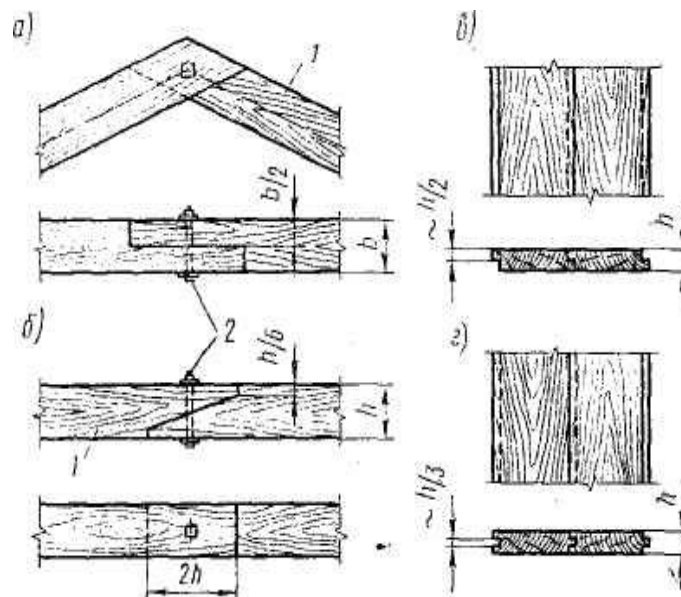


Рисунок 1 - Конструктивные врубки:

а - врубка в полдерева; б - косой прируб; в - соединения в четверть; г - соединения в шпунт; 1 - соединяемые элементы; 2 - стяжные болты

Соединение в четверть представляет собой сплачивание досок кромками по ширине, для чего в них вырезаются односторонние пазы глубиной, несколько большей половины толщины, в которые входят образовавшиеся выступы кромок соседних досок. Обшивки стен из досок, соединенных в четверть, препятствуют продуванию стен и проникновению атмосферных осадков. Сосредоточенные нагрузки в таких обшивках распределяются на две соседние доски.

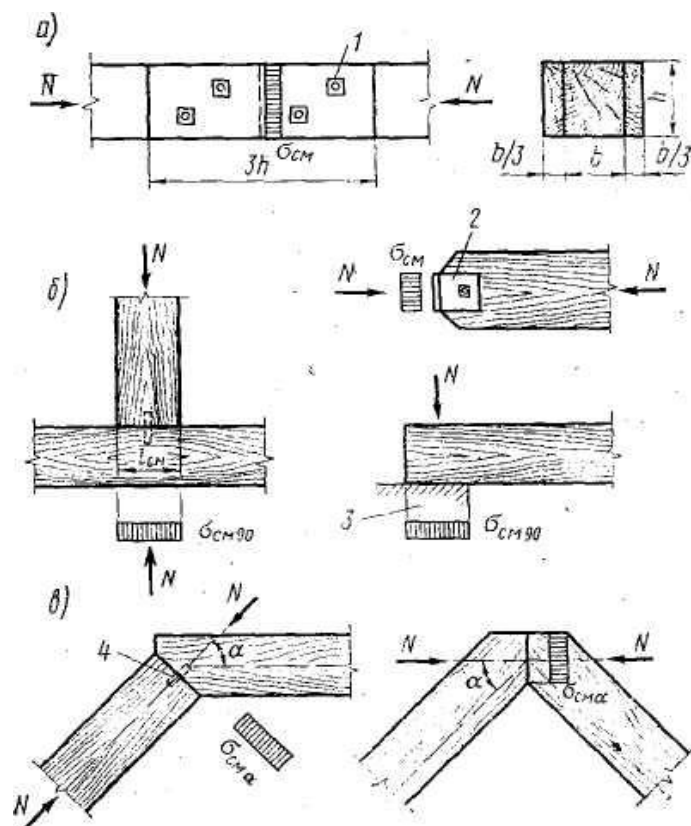


Рисунок 2 - Лобовые упоры:

а - продольные; б - поперечные; в - наклонные;

1 - стяжной болт; 2 - узловое крепление; 3 - опора; 4 - штырь

Соединение в шпунт представляет собой сплачивание досок или брусьев кромками, в одной из которых вырезаны двусторонние пазы, в другой - *один средний паз* (шпунт), равный примерно U_3 толщины, в который входит образовавшийся выступ (гребень) соседней доски. Настилы из досок, соединены в шпунт, препятствуют просыпанию засыпок, и сосредоточенные нагрузки на них распределяются на ряд соседних досок.

Врубка в полдерева представляет собой соединение концов брусьев или бревен с врезками до половины толщины под углом в одной плоскости, стянутых конструктивным болтом. Так соединяются, например, концы стропильных ног в коньке крыш.

Косой прируб представляет собой продольное сращивание брусьев или бревен концами, в которых сделаны односторонние наклонные врезки длиной, равной удвоенной высоте сечения, с торцами, равными $0,15$ высоты сечения. Косые прирубы стягиваются конструктивными болтами и применяются для соединения прогонов и балок по длине.

Лобовые упоры (рис. 2) являются наиболее простыми и надежными соединениями, применяемыми в большинстве видов деревянных конструкций для крепления сжатых стержней. Они работают и рассчитываются на смятие, возникающее в них от действия сжимающих усилий. На растяжение они работать не могут. Лобовые упоры бывают продольными, поперечными и наклонными.

Продольный лобовой упор - это соединение обрезанного под прямым углом конца сжатого стержня с опорой, диафрагмой узла или торца другого такого же стержня в сжатом стыке. В стыке упор перекрывается конструктивно двусторонними накладками толщиной не менее $\frac{1}{3}$ толщины стержней и длиной не менее трех высот сечений на болтах. В продольном лобовом упоре древесина работает на смятие вдоль волокон и имеет наиболее высокое расчетное сопротивление. В большинстве случаев напряжения смятия достигают значительной величины и требуют проверки по формуле (5.15) только в упорах, где на смятие работает только часть площади торца.

Поперечный лобовой упор - это соединение двух стержней под прямым углом, когда торец сжатого стержня упирается в пластъ другого и закрепляется конструктивными накладками на болтах. Так, например, соединяются стойки с верхними и нижними элементами каркаса. В этом соединении древесина торца работает на смятие вдоль волокон, а древесина пласти - поперек волокон. Соединение рассчитывается только по меньшей прочности древесины при местном смятии поперек волокон по формулам (5.13) и (5.15) в порядке.

Наклонный лобовой упор представляет собой соединение двух сжатых стержней под углом меньше прямого. При этом конец одного из них образуется под прямым углом. Так, например, соединяются подкосы с ригелями в подкосных конструкциях. В этом соединении площадь, где смятие происходит под углом к волокнам древесины, имеет меньшее сопротивление смятию и должна быть проверена по прочности при общем смятии под углом по формулам (5.14) и (5.15). Формула (5.14) может быть упрощена путем подстановки значений расчетных сопротивлений смятию вдоль и поперек волокон:

$$R_{сма} = \frac{13}{1 + 6,22 \cdot \sin^3 \alpha}$$

Лобовая врубка с одним зубом является простым в изготовлении соединением двух стержней углом. Она применяется главным образом для соединения стержней малопролетных дерм и подкосных систем в узлах при их построечном изготовлении, причем один из врубаемый, должен быть обязательно сжат. Примером лобовой врубки является опорный узел треугольной брусчатой малопролетной фермы (рис. 3).

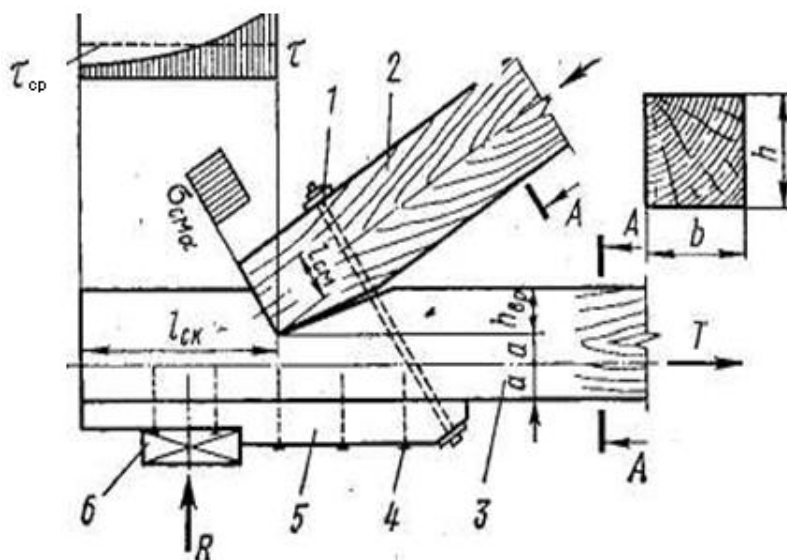


Рисунок 3 - Лобовая врубка:

1 — аварийный болт; 2 — врубаемый элемент; 3 — опорный элемент; 4 — гвозди;
5 — подбалка; 6 — опорная подкладка

Врубаемый стержень верхнего пояса фермы частью обрезанного под прямым углом и срезанного снизу конца «зубом» вводится во врезку в стержне нижнего пояса и упирается в ее рабочую поверхность. Узкий клиновидный зазор исключает нежелательное сжатие нерабочих поверхностей врубки. Глубина врубки $h_{вр}$ должна быть не более $1/3$, а расстояние от ее вершины до конца нижнего пояса $l_{ск}$ - не менее 1,5 высоты его сечения h для получения достаточных площадей растяжения и скалывания. Врубка должна быть центрирована по осям опоры, верхнего пояса и ослабленного врубкой сечения нижнего пояса, для того чтобы в этом сечении не возникло кроме растяжения еще и изгиба от эксцентриситета растягивающего усилия. Врубка стягивается дополнительно наклонным болтом, перпендикулярным верхнему поясу и называемым аварийным. Он препятствует расхождению стержней в процессе монтажа фермы в случае возникновения в верхнем поясе растяжения. При разрушении врубки от скалывания аварийный болт включается в работу и предотвращает опасность внезапного обрушения фермы. Опорная подбалка, прибиваемая гвоздями, предохраняет нижний пояс от местного смятия на опоре и необходимости устройства в нем ослабляющей его врезки для шайбы аварийного болта. Лобовая врубка работает и рассчитывается на смятие от действия сжимающего усилия во врубаемом стержне N и скалывание от действия горизонтальной проекции этого усилия T , равного растягивающему усилию в нижнем поясе фермы.

Смятие древесины. От действия сжимающего усилия N по площади упора торца сжатого стержня в рабочую поверхность врезки растянутого возникают равномерные напряжения смятия σ . Площадь смятия F определяют в зависимости от глубины врубки $h_{вр}$, угла наклона сжатого стержня α и ширины врубки b , которая в брусках равна ширине сечения, а в бревнах диаметром d находят из выражения $b = 2\sqrt{h_{вр}(\alpha - h_{вр})}$. Соответственно площадь

смятия равна во врубках брусков $F = \frac{bh_{вр}}{\cos\alpha}$; во врубках бревен $F = \frac{0,71bh_{вр}}{\cos\alpha}$.

Расчет производят по прочности рабочей площади врезки при местном смятии под углом к волокнам растянутого стержня α . Расчетное сопротивление местному смятию под углом к волокнам ввиду малой длины площади смятия и значительного поддерживающего действия соседних участков древесины определяют по формуле (5.14) с учетом повышенного коэффициента условий работы $m_{см2} = 1,65$:

$$R_{см90} = 1,65 \cdot 1,8 = 3 \text{ МПа} \quad \text{и} \quad R_{см\alpha} = \frac{13}{1 + 3,22 \cdot \sin^3 \alpha}$$

Проверку прочности лобовой врубки при местном смятии производят по формуле (5.15). По этой же формуле, переписанной относительно сжимающего усилия N , определяют несущую способность врубки по смятию древесины.

Скалывание древесины. От действия скалывающих усилий T вдоль волокон древесины по площади скалывания F равной "произведению ширины врубки b на длину скалывания $l_{ск}$ возникают скалывающие напряжения τ . Длина площади скалывания $l_{ск}$ равна расстоянию от нижней точки врубки до конца растянутого стержня, но учитывается не более длины, равной 10 глубинам врубки $h_{вр}$ (см. гл. 5).

Напряжения скалывания τ распределяются по длине площади скалывания особенно неравномерно, так как силы скалывания действуют с одной стороны от площади скалывания и достигают максимума близ врубки. Напряжения же отрыва здесь несколько снижаются в результате прижима, создаваемого вертикальной составляющей усилия сжатия.

Расчет производят по прочности при скалывании по средним значениям скалывающих напряжений. Расчетное среднее сопротивление скалыванию $R_{ск}^{cp}$ определяют по формуле (5.17), где принимается коэффициент $\beta = 2,25$, а плечо пары сил скалывания $e = 0,5h$. При учете длины площади скалывания, равной не более двойной высоты сечения растянутого стержня, разрешается принимать расчетное среднее сопротивление скалыванию равным $R_{ск}^{cp} = 1,2 МПа$. Лобовую врубку проверяют по прочности на скалывание по формуле (5.18). По этой же формуле, но относительно скалывающих усилий T можно определить несущую способность врубки по скалыванию.

Лобовая врубка с двумя зубьями отличается тем, что сжатый стержень врубается в другой двумя зубьями, в результате чего во врубке образуется две площади смятия и скалывания. Эта врубка является более сложной, трудоемкой и требует повышенной точности изготовления для обеспечения совместной работы всех рабочих площадей. Такая врубка применяется в некоторых случаях для соединения стержней под углом 45° и более.

Соединения с деревянными связями являются трудоемкими и устаревшими соединениями построечного изготовления. Связями служат здесь небольшие деревянные вкладыши. Они плотно вставляются в соответствующие отверстия в соединяемых элементах - бревнах или брусках - и обеспечивают их совместную работу на изгиб, воспринимая сдвигающие усилия. Соединения бывают на шпонках, пластинках и штырях.

Соединения на шпонках выполняют при помощи брусков - шпонок или колодок, которые работают на смятие и скалывание и создают поперечный распор элементов, воспринимаемый болтами. Соединения на пластинках выполняют при помощи дубовых пластинок (пластинчатых нагелей), которые работают на изгиб и смятие древесины и не создают поперечного распора. Соединения на штырях выполняют при помощи дубовых штырей (дубовых нагелей), которые тоже работают на изгиб и смятие без поперечного распора.

Эти соединения применяются в некоторых временных деревянных конструкциях и гидротехническом строительстве.

§ 3. Соединения со стальными связями

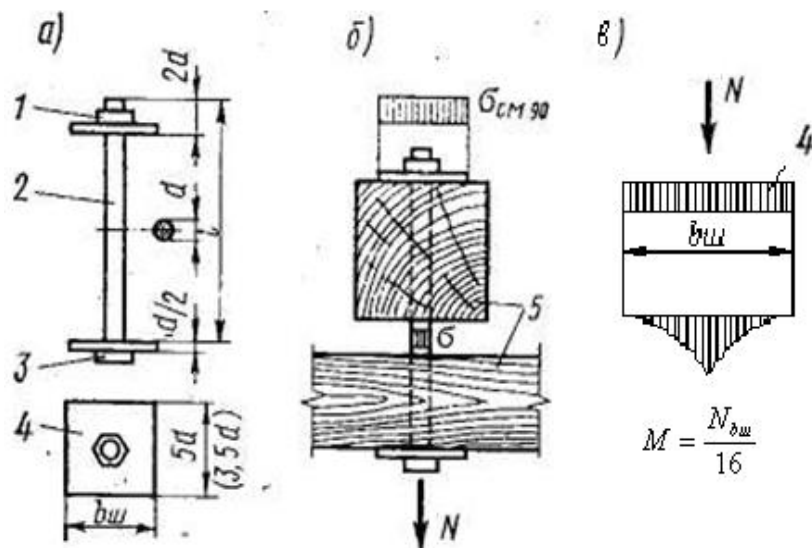


Рисунок 4 - Растянутые болты:

a - общий вид; *б* - схема работы болта и древесины; *в* - схема работы шайбы; 1 - гайка; 2 - стержень; 3 - головка; 4 - шайба;

Соединения, в которых усилия отсутствуют

или действуют растягивающие, сжимающие или сдвигающие силы, успешно решаются при помощи стальных связей. В число этих связей входят болты, стержни, гвозди, винты, когтевые шайбы, хомуты и некоторые другие связи. Стальные связи в зависимости от характера их работы могут входить в состав стяжных, растянутых или изгибаемых - нагельных соединений. Они являются наиболее универсальными и применяются как при заводском, так и построечном изготовлении деревянных конструкций. Наиболее распространенными стальными связями являются болты и гвозди.

Болтовые соединения. Болты (рис. 4) представляют собой стандартизованные изделия из строительной стали марки С38/23. Болты, применяемые в большинстве деревянных конструкций, называются черными и изготавливаются без точной обработки. Они отличаются значительной длиной, соответствующей крупным сечениям деревянных элементов, и снабжаются большими квадратными шайбами, необходимыми для распределения усилия в болте на достаточную площадь древесины. Размеры сечений болтов приведены в приложении V. Наибольшее распространение получили болты диаметром 12, 16 и 20 мм.

Для постановки болтов в соединяемых элементах просверливают отверстия такого же диаметра, как и болт. Для надежного совпадения отверстий при сборке конструкций сверлить отверстия следует одним проходом сверла через соединяемые элементы или в отдельных элементах по шаблонам. Болтовые соединения бывают со стяжными, растянутыми и изгибаемыми болтами.

Соединения со стяжными болтами служат для плотного соединения отдельных элементов при их поперечном сплачивании и в некоторых узлах конструкций. В них могут возникать лишь незначительные усилия, и расчет их не требуется. Сечения стяжных болтов устанавливаются по конструктивным соображениям. Диаметр болтов не должен быть меньше 12 мм и меньше $\frac{1}{20}$ общей толщины соединяемых элементов.

Шайбы стяжных болтов должны иметь ширину не менее 3,5 и толщину не менее 0,25 размера их диаметра. В первые годы эксплуатации стяжные болты нередко ослабевают и нуждаются в подтяжке.

Соединения с растянутыми болтами применяются при анкерном креплении деревянных конструкций к опорам, при подвеске к конструкциям перекрытий и оборудования и в узловых соединениях. Они воспринимают действующие в соединениях растягивающие усилия N .

Болт работает и рассчитывается на растяжение по площади сечения ослабленной нарезкой F . Расчетное сопротивление стали принимается уменьшенным на 20% с учетом концентрации растягивающих напряжений в зоне нарезки. Расчет производят по формуле

$$\sigma = N/F \leq 0,8R.$$

По этой же формуле, переписанной относительно требуемой площади сечения болта F_{mp} , с помощью табличных данных можно подобрать сечение болта.

Древесина под шайбами болта работает и рассчитывается на местное смятие. Расчетное сопротивление смятию под шайбами при углах смятия от 90 до 60° принимается с учетом малой площади смятия и значительного поддерживающего действия окружающих участков древесины, с повышенным коэффициентом условий работы $m_{смз} = 2,2$ и составляет $R_{\alpha 90} = 18 \cdot 2,2 = 4 \text{ МПа}$. Расчетное сопротивление смятию под шайбами под углом α к волокнам определяют по формуле (5.14), которая после подстановки числовых значений расчетных сопротивлений имеет вид

$$R_{см\alpha} = \frac{13}{1 - 2,25 \cdot \sin^3 \alpha}$$

Расчет на смятие под шайбами производят по формуле (5.15).

Шайбы болтов работают и рассчитываются на изгиб от реактивного давления сминаемой древесины как квадратные пластинки шириной b , опертые в центре на гайку болта. Наибольший изгибающий момент M в среднем сечении шайбы, ослабленном отверстием диаметром d , и требуемую толщину шайбы δ_{mp} можно приближенно определить из выражений

$$M = Nb/16; \quad \delta_{mp} = \sqrt{\frac{6M}{(b-d)R}}.$$

Аналогично рассчитывают растянутые стержни сквозных конструкций круглого сечения с шайбами и гайками на концах. Их максимальная гибкость не должна превышать 400. Если в соединении применен ряд болтов, расчетное сопротивление снижается на 0,85, учитывая возможную неравномерность его распределения между болтами.

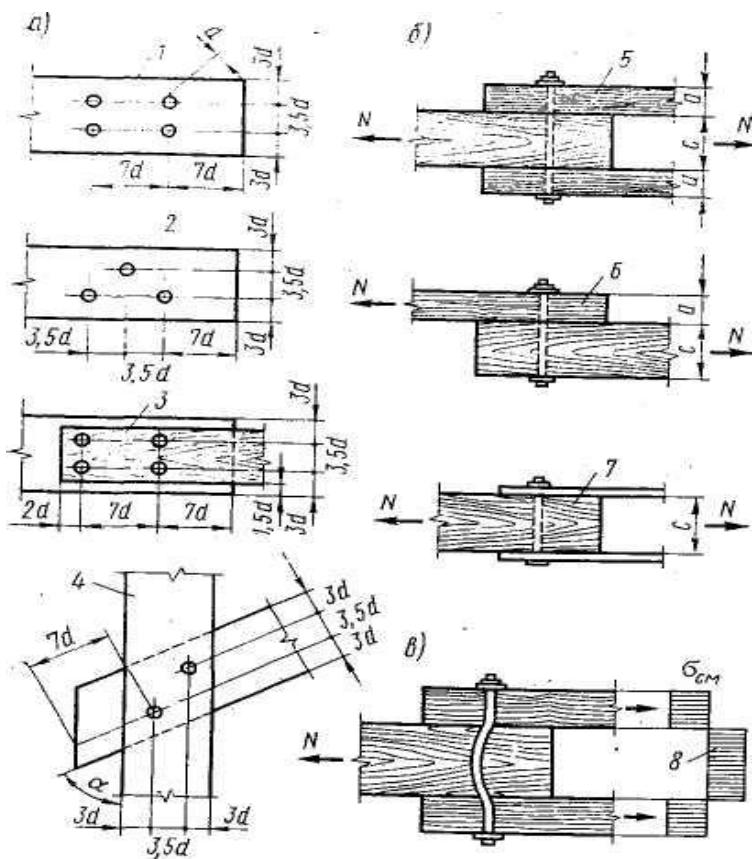


Рис. 6.5. Изгибаемые болты:

а - схемы расстановки; б - расчетные схемы; в - схема скалывания и растяжения поперек волокон между отверстиями. В результате реактивного давления древесины в болте возникают усилия изгиба и среза.

Расстановку болтов в соединении производят по правилам, исключающим опасность преждевременного разрушения древесины элементов от скалывания и растяжения поперек волокон. Расстояние между осями болтов вдоль волокон и до торцов элементов должно быть не меньше $7d$, а поперек волокон между осями — $3,5d$ и до кромок — $3d$.

Болтовые соединения могут быть симметричными, когда продольные силы действуют вдоль одной оси, относительно которой симметрично расположены элементы, и несимметричными, когда оси элементов не совпадают и симметрия соединения отсутствует. Соединяемые элементы могут располагаться по одной оси вдоль волокон или под углом друг к другу.

Срезами в болтовых соединениях называются пересечения болтов с плоскостями сдвига между элементами, от числа которых прямо зависит несущая способность соединения. Однако напряжения среза в болтах незначительны и не определяют их несущей способности.

Например, наиболее распространенный болтовой стык растянутых стержней с двусторонними деревянными накладками является симметричным "двухсрезным" соединением, а стык элементов, расположенных в разных плоскостях, без накладок, - несимметричным односрезным соединением.

Расчет болтового соединения производят по несущей способности в одном срезе болта по изгибу и древесины соединяемых элементов по смятию. Несущая способность болтовых соединений была определена теоретически,

Соединения с изгибаемыми болтами (рис. 6.5) относятся к классу нагельных, в которых связи, в данном случае болты, работают главным образом на изгиб без распора. Эти соединения широко применяются в стыках и узлах деревянных конструкций, препятствуя взаимным сдвигам соединяемых элементов, причем усилия в них могут быть знакопеременными. Шайбы этих болтов не воспринимают расчетных усилий и имеют те же размеры, что и стяжные болты. От продольных усилий, действующих в таком соединении, по площади контакта болта с отверстием в древесине соединяемых элементов возникают неравномерные по периметру и длине напряжения смятия, а также

причем болт считался балкой, лежащей на упругом основании - древесине соединяемых элементов.

Несущая способность одного среза болта (МН) зависит от размеров (м) его диаметра d , толщины среднего элемента симметричных и более толстого или равного элемента несимметричных соединений c , толщины крайнего элемента симметричных и более тонкого элемента несимметричных соединений a и угла наклона волокон соединяемых элементов α и определяется по следующим формулам:

по изгибу болта

$$T_{и} = (18d^2 + 0,2a^2) \sqrt{\kappa_{\alpha}}, \text{ но не более } 25d^2 \sqrt{\kappa_{\alpha}};$$

по смятию среднего элемента

$$T_c = 5cd\kappa_{\alpha};$$

по смятию крайнего и тонкого элемента

$$T_a = 5ad\kappa_{\alpha};$$

по смятию более толстого элемента

$$T_c = 3,5cd\kappa_{\alpha}.$$

Коэффициенты κ_{α} учитывают меньшую несущую способность болтовых соединений элементов под углом в результате большей податливости древесины при смятии. Они зависят от размеров угла α , диаметра болта d и принимаются по табл. 1 для основных размеров диаметров, а для промежуточных - по интерполяции.

Таблица 1

Угол α , град	Коэффициенты κ_{α} при диаметре d			
	12	16	20	25
30	0,95	0,90	0,90	0,90
60	0,75	0,70	0,65	0,60
90	0,70	0,60	0,55	0,50

Расчетная несущая способность болта в одном срезе T является наименьшей из величин, определенных по этим формулам. Несущая способность болтового соединения прямо пропорциональна количеству болтов n , количеству срезов $n_{ср}$ и несущей способности одного среза болта. Количество болтов в соединении, где действует усилие N , определяют по формуле

$$n \geq N / (T_{\min} n_{ср}).$$

В симметричных стыках это количество должно быть удвоено.

Болтовые соединения со стальными накладками применяются в узлах конструкций. Накладки обычно делаются двусторонними из листовой стали. Расстояние от осей болтов до краев накладок должно быть не менее двух диаметров болтов вдоль и полутора - поперек усилия. Эти соединения на

изгибаемых болтах являются симметричными и двусрезными. Несущую способность одного среза болта по смятию древесины определяют по формуле (6), а по изгибу болта, учитывая его частичное защемление в накладках,- по формуле

$$T_{и} = 25d^2 \sqrt{\kappa_{\alpha}} . \quad (10)$$

Соединения с изгибаемыми стальными стержнями выполняются с применением арматурной стали класса А-I со снятыми фасками. Они тоже относятся к классу нагельных с цилиндрическими нагельями. Эти соединения работают и рассчитываются так же, как соединения с изгибаемыми болтами. Расставляются они по тем же правилам, что и болты. В болтовых соединениях с целью снижения их стоимости может быть заменено до 75% болтов стержнями. Короткие стержни в соединениях со стальными накладками вставляются в несквозные отверстия в древесине. Они работают и рассчитываются как односрезные, несимметричные изгибаемые соединения и называются глухими нагельями.

Подбор сечений болтов, и стержней производят из условия, чтобы сумма допускаемых расстояний между продольными осями и до кромок элемента, зависящих от их диаметра, не превышала высоты сечения элемента. Так, например, диаметр болтов d при расстановке в два продольных ряда в элементе высотой сечения h должен быть не более $3d + 3,5d + 3d \leq h$, $d \leq h/9,5$.

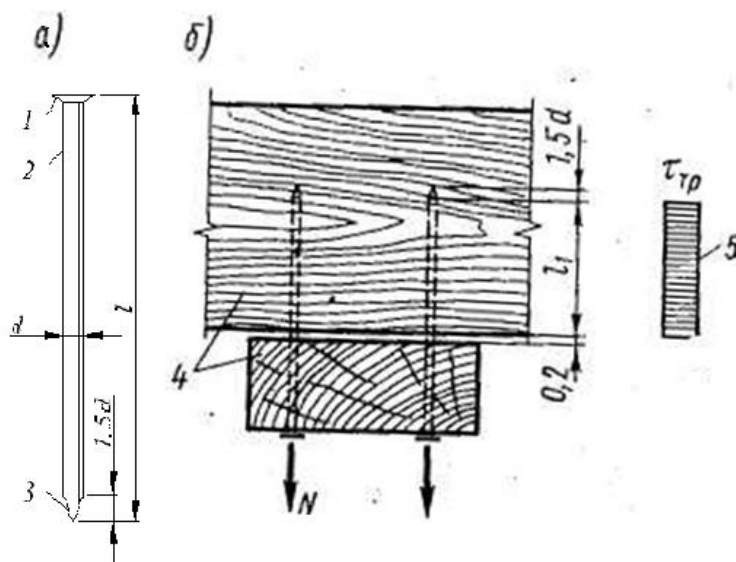


Рисунок 6 - Выдергиваемые гвозди:

a - общий вид; *б* - схема работы; 1 - шляпка; 2 - стержень; 3 - острие; 4 - соединяемые элементы; 5 - эпюра напряжений трения

Гвоздевые соединения. Гвозди (рис. 6) изготовляют из холоднотянутой проволоки в соответствии с ГОСТ 4028—63. Острие гвоздя имеет четырехгранную форму и длину, равную полутора диаметрам. Круглая шляпка имеет диаметр, равный двум диаметрам гвоздя. Наибольшее применение в, деревянных конструкциях находят гвозди диаметром 3, 4, 5 и 6

мм z и длиной соответственно 80, 100, 150 и 200 мм. Гвозди забивают в цельную древесину ударами ручного или пневматического молотка. Гвоздевые соединения являются простыми и общедоступными, но трудоемкими и применяются главным образом при построечном изготовлении дощатых деревянных конструкций.

Гвоздь при забивке частично разрывает, а частично раздвигает волокна древесины, образуя в ней отверстие с уплотненными стенками. Благодаря этому он прочно зажимается в древесине и хорошо сопротивляется выдергиванию, однако по этой же причине в ней возникают дополнительные усилия растяжения поперек волокон. Кроме того, малая изгибная жесткость гвоздей приводит к повышенной ползучести гвоздевых соединений. Расхождению соединений препятствуют стяжные болты.

Правила расстановки гвоздей в соединениях исключают опасность преждевременного скалывания и раскалывания соединяемых элементов, которая повышается по мере уменьшения их толщины.

Поэтому диаметр гвоздей должен быть не более $\frac{1}{4}$ толщины элементов.

Расстояния между гвоздями диаметром d вдоль волокон соединяемых элементов должны быть не менее: от торцов— $15d$, между осями в элементах толщиной, равной и большей $10d$,— $15d$, между осями в элементах толщиной, равной $4d$, — $25d$, а в элементах промежуточной толщины принимают по интерполяции.

Расстояния между гвоздями поперек волокон и до кромок элементов должны быть при прямой расстановке не менее $4d$, а при расстановках шахматной и косыми рядами — не менее $3d$.

Соединения с конструктивными гвоздями применяются для крепления дощатых обшивок и настилов. Гвозди в них не несут существенных усилий и не рассчитываются.

Соединения с выдергиваемыми гвоздями (см. рис. 6) относятся к классу соединений с растянутыми связями. Они применяются для крепления досок подшивок потолков, щитов перекрытий и опалубки. От действия нагрузок в этих соединениях возникают растягивающие усилия N , стремящиеся выдернуть гвозди из древесины элемента, к которому прибиты доски. Этому усилию сопротивляются силы трения между поверхностью гвоздей и окружающей древесиной.

Расчетное сопротивление выдергиванию гвоздя, забитого в сухую древесину поперек волокон, составляет $R_{e,z} = 0,3 \text{ МПа}$, а в сырую, учитывая опасность появления трещин усушки в зоне гвоздевого отверстия после высыхания древесины элементов $R_{e,z} = 0,1 \text{ МПа}$. Несущую способность гвоздя диаметром d на выдергивание T_z определяют по формуле (11) как произведение расчетного сопротивления на площадь поверхности трения. При этом рабочую длину гвоздя l_1 находят по его общей длине, из которой исключается толщина прибиваемых досок, а также длина острия гвоздя, равная $1,5d$, и возможная щель между элементами шириной 0,002 м, не участвующие в работе на трение. Формула имеет вид

$$T_z = R_{e,z} \pi d l_1$$

Требуемое количество выдергиваемых гвоздей, необходимых для восприятия растягивающего усилия, находят из выражения

$$n = N / T_z$$

Размеры выдергиваемых гвоздей подбирают из условий, чтобы расчетная длина гвоздя l_1 была не меньше $10d$ и не меньше двойной толщины прибиваемых досок.

Соединения с изгибаемыми гвоздями (рис. 7) относятся к тому же классу нагельных соединений, что и изгибаемые болтовые соединения. Они применяются в стыках и узлах дощатых конструкций, препятствуя взаимным смещениям соединяемых элементов. Соединения с изгибаемыми гвоздями работают и рассчитываются аналогично соединениям с изгибаемыми болтами — гвозди работают на изгиб, а окружающая древесина — на смятие с некоторыми особенностями.

Гвозди имеют повышенное по сравнению с болтами сопротивление изгибу, поскольку их холоднотянутая проволока имеет более высокий предел текучести. Ввиду малой толщины и плотного защемления в древесине несущая способность гвоздевых соединений не зависит от угла действия усилий по отношению к направлениям волокон в соединениях под углом и коэффициент при расчете не учитывается. Если гвоздь пробивает все элементы соединения насквозь, расчетная толщина последнего элемента уменьшается на 1,5, учитывая опасность отщепления крайних волокон при выходе острья. Если гвоздь не пробивает соединения насквозь, учитывается только глубина его защемления a_1 в последнем элементе, определяемая так же, как и l_1 у выдергиваемых гвоздей, при условии, что она не менее $4d$.

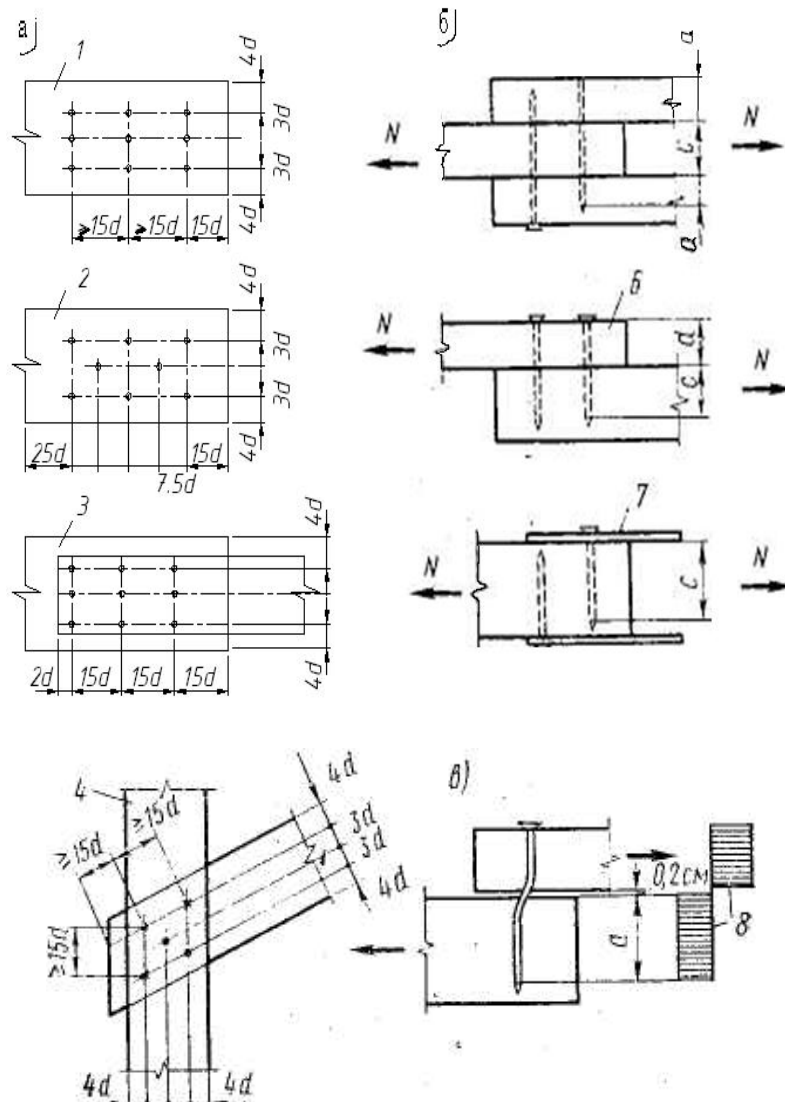


Рисунок 7 - Изгибаемые гвозди: а — схемы расстановки; б — расчетные схемы; в — схема - работы; 1 — прямая расстановка; 2 — шахматная; 3 — в стальных накладках; 4 — в соединениях под углом; 5 — симметричная двухсрезовая схема; 5 — несимметричная односрезовая; 7 — несимметричная со стальными накладками; 8 — условные эпюры напряжений смятия

Несущую способность гвоздя в одном срезе по изгибу определяют по формуле

$$T_{и} = 25d^2 + a^2$$

но не более $40d^2$.

Несущая способность одного среза гвоздя по смятию среднего c и крайнего a элемента определяют по формулам (6), (7) и (8), в которых $\kappa_{\alpha} = 1$. Несущая способность одного среза гвоздя T является наименьшей из вычисленных. Общее требуемое количество гвоздей в соединении находят по формуле (6).

Соединения с изгибаемыми гвоздями и стальными накладками применяют в узлах некоторых конструкций. Гвозди здесь забивают через отверстия, просверленные в стальных листовых накладках. Это соединение по отношению к гвоздям является несимметричным и односрезовым. Несущую способность одного среза гвоздя по смятию древесины определяют по формуле (5) с учетом глубины его защемления c_1 а по изгибу с учетом его частичного защемления — по формуле

$$T_{и} = 40d^2.$$

Соединения с винтами (рис. 6.8). Винты представляют собой стандартизованные стальные изделия и состоят из головки, ненарезанной и нарезанной частей. Их диаметр d измеряют по ненарезанной части. Винты диаметром меньше 12 мм называют шурупами. Они имеют сферические или плоские головки с прорезями для заворачивания их отверткой. Винты диаметром 12 мм и более называют глухарями, которые имеют шестигранные или квадратные головки для заворачивания их ключом.

Винты применяют для крепления стальных накладок и деталей к деревянным элементам в узлах конструкций. Они заворачиваются через отверстия в накладках в отверстия, просверленные в древесине. Диаметр отверстий в древесине должен быть равным $0,8d$ ненарезанной части винта, для того чтобы нарезка полностью врезалась в древесину.

Винты расставляют в соединениях на больших расстояниях, чем болты. Вдоль волокон между их осями должно быть не менее $10d$, а поперек — $5d$, поскольку уменьшенный диаметр отверстия вызывает дополнительные напряжения растяжения поперек волокон. Глубина защемления ненарезанной части винта в древесине должна быть не менее $4d$.

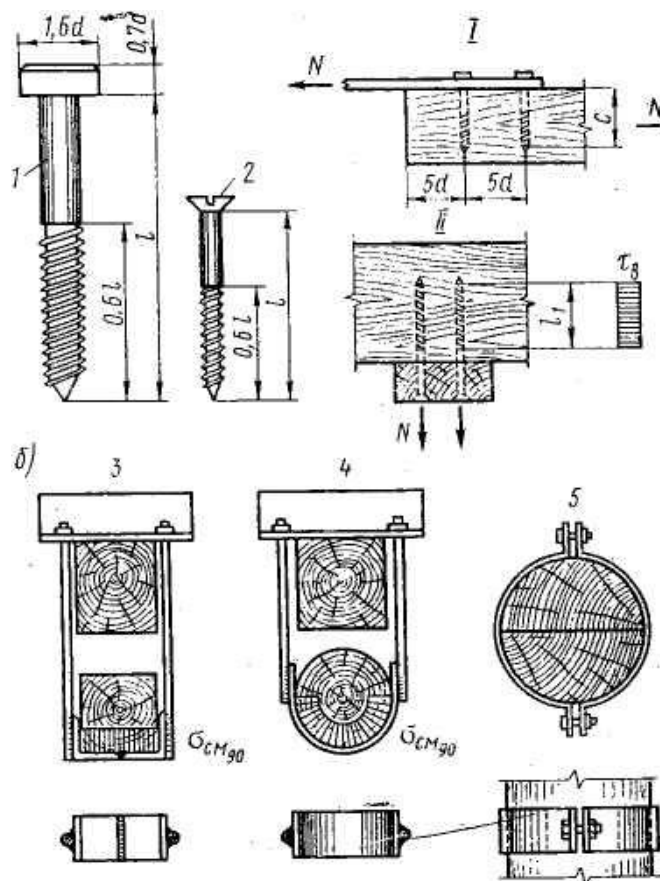


Рисунок 8 - Винты и хомуты:

a — винты; 1 — схема работы изгибаемого винта; II — схема работы выдергиваемого винта; б — хомуты; / — глухарь; 2 — шуруп; 3' — прямой хомут; 4 — полугнутый; 5 — гнутый

Соединения с выдергиваемыми винтами относятся к классу соединений с растянутыми связями. Винты здесь сопротивляются отрыву от древесины накладок или деталей, в которых действуют растягивающие усилия.

Выдергиванию винта сопротивляется главным образом древесина винтовых желобков нарезанной части длиной l_1 работающая на смятие, благодаря чему расчетное сопротивление выдергиванию винтов выше, чем гвоздей, и составляет $R_{6,6} = 1 \text{ МПа}$. Несущую способность винта на выдергивание определяют по формуле (8).

Соединения с изгибаемыми винтами относятся к классу нагельных соединений. Винты здесь сопротивляются смещению накладок по поверхности

древесины от действия сдвигающих усилий. Винты работают на изгиб, а окружающая древесина — на смятие, как в несимметричных болтовых соединениях со стальными накладками. Несущую способность винта определяют как наименьшую из определенных по формулам (8), и (9).

Соединения с хомутами относятся к классу соединений с растянутыми связями. Они охватывают поверхности соединяемых элементов и применяются главным образом при построечном изготовлении деревянных конструкций. Хомуты бывают проволочными, полосовыми со стяжными

болтами и болтовыми с подкладками из листовой или профильной стали. По форме хомуты бывают круговыми в бревенчатых конструкциях и прямоугольными в конструкциях из пиломатериалов. Хомуты работают и рассчитываются на растяжение, а древесина — на местное смятие.

Соединения со скобами относятся к классу конструктивных соединений. Скобы изготавливают из арматурной стали класса А-I диаметром 10—16 мм и имеют образную форму с заостренными и зазубренными концами. Они забиваются в цельную древесину и обеспечивают проектное положение соединяемых элементов при построечном изготовлении деревянных конструкций из бревен и брусьев.

Соединения с когтевыми шайбами относятся к классу соединений на шайбах шпоночного типа. Они представляют собой стальные пластинки, в которых методом штамповки образованы многочисленные односторонние острия — когти. Шайбы забиваются или впрессовываются с двух сторон в древесину соединяемых элементов. Известны два основных типа когтевых шайб — Леннова и «ГЭНГ-НЕЙЛ». Шайбы Леннова имеют круглую форму и центральное отверстие для болта. При сборке конструкций элементы соединяются стальными накладками, прикрепляемыми к гайкам болтами. Шайбы «ГЭНГ-НЕЙЛ» имеют прямоугольную форму, впрессовываются одновременно в соединяемые элементы при сборке и не требуют стальных накладок и болтов. Острия шайб работают на изгиб, а окружающая древесина — на смятие. Несущую способность шайб определяют экспериментально.

§ 4. Клеевые соединения

Клеевые, соединения являются наиболее прогрессивными видами соединений элементов деревянных конструкций заводского изготовления. Их основой являются конструкционные синтетические клеи. Эти соединения характеризуются рядом важных достоинств. Склеивание дает возможность из досок ограниченных сечений и длин изготавливать клееные элементы несущих конструкций любых размеров и форм. Они могут быть прямыми и изогнутыми, постоянного, переменного и профильного сечения, длиной, измеряемой десятками метров, и высотой, измеряемой метрами.

Клеевые соединения являются прочными, монолитными и имеют такую малую податливость, что ее можно не учитывать при расчетах и считать клееные элементы как цельные. Клеевые соединения являются водостойкими, стойкими против загнивания и воздействия ряда химически агрессивных сред, что обеспечивает долговечность клееных элементов. Эти соединения технологичны, и их осуществление без затруднений механизмуется и автоматизируется, требуя ограниченных затрат. Однако склеивание допускается только в специально оборудованных отапливаемых цехах с приточно-вытяжной вентиляцией для удаления вредностей и под строгим лабораторным контролем. При склеивании имеется возможность использовать древесину маломерную и пониженного качества путем удаления значительных пороков с последующим стыкованием. Клеевые соединения являются безметалльными. Это оправдывает экономическую целесообразность применения склеивания и является причиной быстрого роста объемов производства клееных деревянных конструкций.

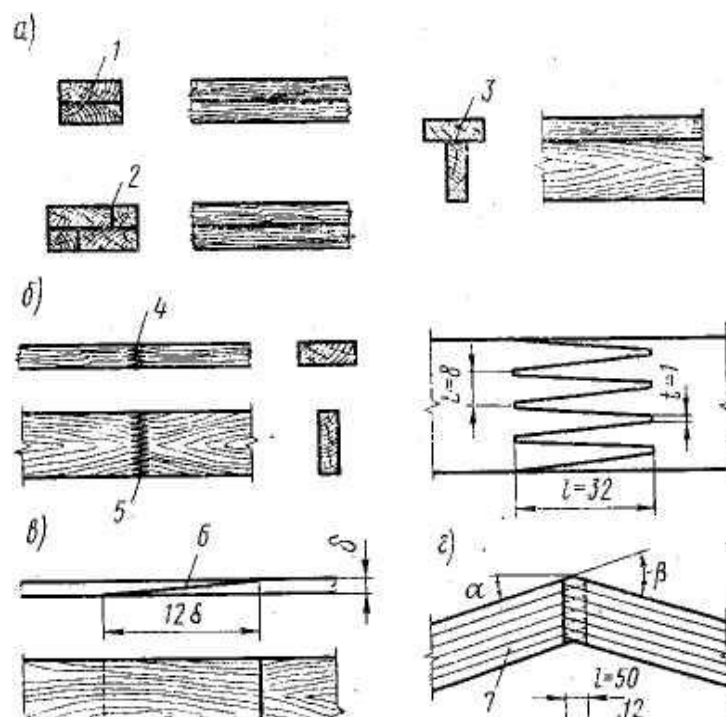


Рисунок 9 - Клеевые стыки:

a — поперечные; *б* — продольные; *в* — фанеры; *г* — под углом; / — по пластям; 2 — по коомкам; 3 — по пластн и кромке; 4 и 5 — зубчатый с выходом зубьев на кромки и пласти; 6 — усовое соединение фанеры; 7 — клееный элемент

Клеевые соединения применяют для склеивания досок из хвойной древесины толщиной не более 50 мм и влажностью не выше 12%. При нарушении этих ограничений клеевые соединения могут разрушиться от усилий, возникающих в результате коробления досок при высыхании. По качеству древесины доски должны относиться к категориям, соответствующим условиям их работы в клееных элементах и значениям действующих в них напряжений. Доски до склеивания должны быть остроганы по плоскостям склеивания, на толщину до 3 мм для обеспечения их плотного контакта и получения прочного клевого шва минимальной толщины с наименьшими непрочными участками.

Клееные элементы после склеивания должны быть остроганы по кромкам для получения гладкой поверхности.

Клеевые соединения применяют также для продольного склеивания цельных клееных элементов и для склеивания досок с фанерой и со стальными деталями.

Для клеевых соединений применяют конструктивные синтетические клеи на основе термореактивных смол (см. гл. 7). В настоящее время в отечественной практике для склеивания древесины и фанеры наибольшее применение находят фенолоформальдегидный клей КБ-3 и резорциновый клей РФ-12, а для склеивания древесины с металлом — эпоксидный клей ЭПЦ-1. Клеевые швы должны иметь минимальную толщину, измеряемую долями миллиметров,

и высокую прочность, превосходящую прочность древесины на сжатие и скалывание вдоль волокон. Прочность швов на растяжение ввиду их хрупкости невелика и соответствует примерно прочности древесины на растяжение поперек волокон. Адгезионная и когезионная связи клеевых швов должны быть выше прочности древесины, и клеевые соединения должны разрушаться при нагружении выше предела прочности не по швам и граничным слоям, а по цельной древесине.

Клеевые стыки по их расположению и особенностям работы могут быть разделены на поперечные, продольные и угловые (рис. 9).

Поперечные стыки досок служат для создания клеевых элементов с поперечными сечениями требуемых размеров и форм и придания им изогнутой формы по длине. В их число входят стык по пластикам, стык по кромкам и стык по пластикам и кромкам.

Стык по пластикам представляет собой клеевое соединение досок пластиками. Этот стык применяется для создания клеевых элементов требуемой высоты сечения и для обеспечения их изогнутой формы по длине, поскольку он препятствует распрямлению, изогнутых досок в клееном элементе. В изгибаемых и сжато-изгибаемых элементах стыки по пластикам работают и рассчитываются на скалывание при изгибе по формуле

$$\tau = \frac{QS}{jbm_{ск}} \leq R_{ск}$$

В этой формуле коэффициент условий работы $m_{ск} = 0,6$ учитывает возможное возникновение непрочных, уменьшающих расчетную ширину шва b .

Стык по кромкам представляет собой клеевое соединение досок кромками. Его применяют для создания клеевых элементов с шириной сечения, большей ширины отдельных досок. По высоте сечения эти стыки в соседних досках располагаются вразбежку в плоскости изгиба. В этих стыках обычно не возникают скалывающие напряжения, и они не требуют расчетных проверок.

Стык по пластикам и кромкам представляет собой клеевое соединение пластики одной доски с кромкой другой. Его применяют для создания клеевых элементов тавровой, двутавровой и рельсо видной формы со стенками из досок на ребро. Работает и рассчитывается стык на скалывание при изгибе по формуле (14).

Продольные стыки служат для создания клеевых элементов требуемой длины. В число продольных стыков входят зубчатое и усовое соединения.

Зубчатое соединение применяют для стыкования досок концами по длине вдоль волокон, оно является основным видом продольного стыка и представляет собой соединение концов досок клеевыми швами по зубчатой поверхности ряда острых клиньев, которые могут выходить на пластики или на кромки досок. Такая форма придается концам досок механически специальной зубчатой фрезой на станке. Зубчатое соединение характеризуется тремя параметрами— длиной зубьев l , шириной их у основания t и шириной у вершины b (затуплением). Длина зубьев обычно не превышает толщины досок, а параметры обеспечивают необходимый уклон плоскостей зубьев к оси доски — не больше 1:8 и затупление не больше 1 мм. Только такие параметры обеспечивают необходимую прочность стыка в элементах несущих конструкций, например $l=32$ мм, $t=8$ мм, $b=1$ мм.

Зубчатое соединение экономично, поскольку имеет малую длину и дает возможность стыковать короткие доски, и технологично, так как изготавливается механически и не расходится при изготовлении до затвердевания клея.

От действия продольных усилий в клеевых швах зубчатого соединения возникают основные скалывающие и незначительные растягивающие напряжения. Ввиду значительной площади зубчатой поверхности они не превосходят несущей способности швов до разрушения доски от растяжения. Затупление зубьев меньше ослабляет сечение, чем пороки, допускаемые в элементах I категории качества. Поэтому зубчатое соединение считается равнопрочным с цельной древесиной в элементах всех категорий качества при всех видах напряженного состояния и расчета не требует. В некоторых случаях это соединение применяют и для продольного стыкования цельных клееных элементов.

Усовое соединение представляет собой клеевое соединение концов досок по поверхности, образованной их срезкой с уклоном к поверхности 1:10, и применяют его для продольного стыкования досок. Клеевой шов работает здесь аналогично швам зубчатого соединения, и усовое соединение считается тоже равнопрочным с древесиной элементов независимо от их категории качества. Этот стык менее экономичен, поскольку имеет значительную длину и не рационален для стыкования коротких досок. Он менее технологичен, чем зубчатый, так как имеет тенденцию к сдвигам по клеевому раствору при склеивании, и допускается только при отсутствии оборудования для зубчатого стыкования.

Угловые стыки представляют собой клеевые соединения досок и клееных элементов, расположенных друг к другу под углом.

Зубчатое соединение под углом применяют главным образом для соединения концов клееных элементов рам в жестких узлах, расположенных под углами более 120° . Зубья этого соединения должны выходить только на верхние и нижние кромки элементов в зоне упора их срезанных под углом концов. Это соединение работает на усилия сжатия с изгибом и рассчитывается как цельное наклонное сечение по прочности на нормальные напряжения с учетом того, что они действуют под углом к волокнам, и расчетные сопротивления древесины имеют, соответствующие пониженные значения.

Соединение досок по пластям под углом представляет собой клеевое соединение досок пластинами по площади их пересечения. Так могут соединяться доски шириной до 100 мм при угле 90° и шириной 150 мм при углах $30\text{--}45^\circ$ между ними. От продольных усилий в клеевом шве возникают здесь скалывающие и дополнительно поперечные растягивающие напряжения ввиду эксцентричного действия усилий. Они рассчитываются на скалывание под углом к волокнам, а растягивающие усилия рекомендуется воспринимать болтами или шурупами.

Стыки фанеры и фанеры с древесиной. *Усовое соединение фанеры* имеет ту же конструкцию и уклон склеиваемых кромок 1:12, и применяют его для соединения фанерных листов кромками подлине и по ширине. Оно имеет пониженную прочность ввиду неполного совпадения соответствующих слоев листов фанеры при склеивании и, рассчитывается на растяжение по площади

сечения, уменьшенной коэффициентом условий работы $m=0,6$. В некоторых случаях применяют также соединение фанерных листов с фанерными накладками шириной не менее 30 толщин соединяемых листов.

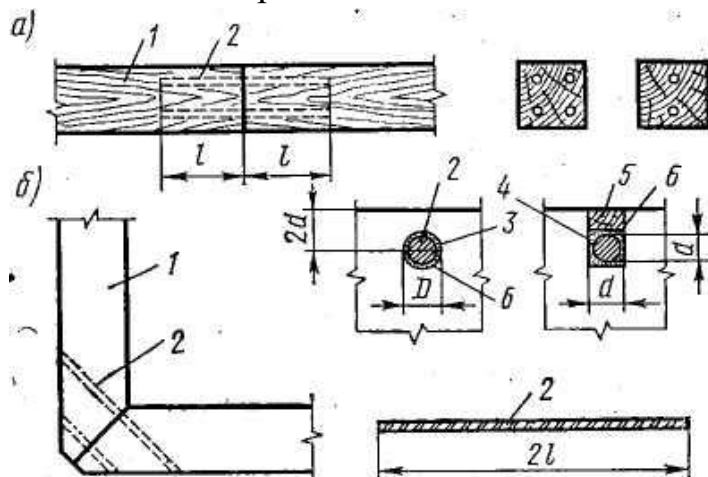


Рис. 6.10. Соединения с вклеенными стержнями: а 1— продольное; б — под углом; 1 — соединяемые элементы; 2 — стержни из стальной арматуры; 3 — отверстия; 4 — пазы; 5 — рейка; 6 — клей

Стык фанеры с досками по пласти и кромкам применяют в клефанерных конструкциях. При расположении волокон досок под углом 90° к наружным волокнам фанеры ширина досок должна быть не более 100 мм. При большей ширине досок возникает опасность перенапряжения клеевых швов в результате коробления древесины. Этот стык работает на скалывание при изгибе и рассчитывается по прочности ближайших к стыку клеевых швов между наружным и соседним слоями фанеры по формуле (17) без учета непроклеек. Расчетное сопротивление этого шва скалыванию принимается при направлении скалывающих усилий вдоль наружных волокон фанеры $R_{ск.ф} = 0,6$ МПа и поперек их $R_{ск.ф} = 0,8$ МПа. Клееметаллические соединения представляют собой соединения деревянных клееных элементов при помощи вклеенных или наклеенных стальных деталей (рис. 10).

Соединения на вклеенных стержнях состоят из коротких стержней из арматуры классов А-П или А-Ш диаметром 12—32 мм, вклеенных в прямоугольные пазы или круглые отверстия клеем, обеспечивающим надежное соединение древесины с металлом, например эпоксидно-цементным. Глубина вклеивания l должна быть не менее 10 и не более 30 диаметров стержня, ширина паза или отверстия на 5 мм больше диаметра стержня, расстояние между стержнями не менее $3d$, а до края сечения — $2d$. Вклеенные стержни применяют для продольного и углового соединения клееных элементов,

работающих на продольные силы или изгибающие моменты. Они воспринимают продольные силы N при растяжении (выдергивание) или сжатии (вдавливание). Скрытые в толще древесины стержни защищены от химически агрессивной среды и быстрого нагрева при пожаре, что повышает стойкость против коррозии и огнестойкость конструкции. Клеевые соединения стержней работают на скалывание по площади, равной произведению глубины вклеивания l на периметр отверстия $\pi(d+0,5)$ см.

Напряжения скалывания распределяются по длине вклеивания неравномерно, уменьшаясь к концам стержней.

Расчет соединения на скалывание, производят с учетом коэффициента неравномерности (концентрации) распределения скалывающих напряжений $\kappa_{ск}$, определяемого в зависимости от диаметра стержня и глубины вклеивания. Расчетная несущая способность стержня определяется по скалыванию клеевых соединений по формуле

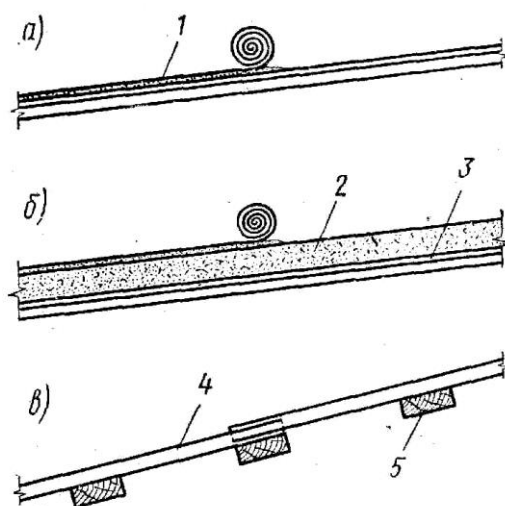
$$T = \pi d(d + 0.5)R_{ск}\kappa_c,$$

где $\kappa_c = 1,2 - 0,02l / d$; $R_{ск} = 1,2 \text{ МПа}$ — расчетное сопротивление скалыванию.

Соединения с клеестальными шайбами применяют для соединения стержней сборно-разборных ферм в узлах. Они состоят из стальных пластинок — стальных накладок, болтов, а также шайб, приклеенных к пластям элементов феноло-формальдегидным по слою БФ или эпоксидным клеем. Болты пропускаются при сборке соединения через отверстия соответствующего диаметра в накладках и шайбах и через отверстие большего диаметра в древесине элементов. Соединение воспринимает растягивающие и сжимающие усилия. Клеевые швы шайб работают и рассчитываются на скалывание по формуле (18). Болты рассчитываются на смятие и срез между шайбами и накладками, как в стальных соединениях, без учета древесины и имеют повышенную несущую способность. Стальные накладки рассчитываются на растяжение или сжатие. Для беспрепятственной сборки соединение должно быть изготовлено с высокой точностью.

Клеевые соединения арматуры клееных армированных балок с древесиной выполняются путем вклеивания ее в пазы в крайних зонах сечений эпоксидно-цементным клеем. Они работают на скалывание с избыточными запасами прочности.

Соединения с пластмассовыми связями имеют значительные перспективы применения в деревянных конструкциях, особенно предназначенных для эксплуатации в средах, химически агрессивных по отношению к металлу. В настоящее время проводятся экспериментальные и теоретические исследования соединений в деревянных элементах с цилиндрическими нагелями из высокопрочного стеклопластика типа АГ-4с.



При

этих

Рис. 1. Варианты деревянных настилов покрытий:
 а - под холодную рулонную кровлю;
 б - под рулонную утепленную кровлю;
 в - под холодную асбестоцементную кровлю;
 1 - рулонная кровля; 2 - утеплитель; 3 - настил; 4 - асбестоцементная кровля; 5 - обрешетка

Лекция №4

Дощатые и клефанерные настилы покрытий

Различают сплошные и разряженные дощатые настилы. рулонной кровле в неутепленных покрытиях применяют сплошные дощатые настилы. В утепленных покрытиях поверх настилов укладывают твердый плитный утеплитель,

непосредственно по которому или по выравнивающему слою наклеивают рулонный ковер. Возможен вариант, когда утеплитель укладывают между прогонами с подшивкой потолка из гипсокартона.

При чешуйчатой кровле из асбестоцементных или стеклопластиковых листов в неутепленных покрытиях применяют разреженные дощатые настилы (обрешетки).

Чешуйчатая кровля является непроницаемой благодаря неплотностям стыков, поэтому разреженный настил обеспечивает проветривание полостей под ней и высыхание древесины в процессе эксплуатации. Разреженный настил может служить так же основанием черепичной кровли и кровли из стальных листов.

Дощатые настилы изготавливают из досок на гвоздях и укладывают на прогоны или основные несущие конструкции покрытий при расстоянии между ними не более 3 м. Рабочие доски настилов должны иметь длину, достаточную для опирания их не менее чем на три опоры для увеличения их изгибной жесткости по сравнению с однопролетным опиранием.

Разреженный настил

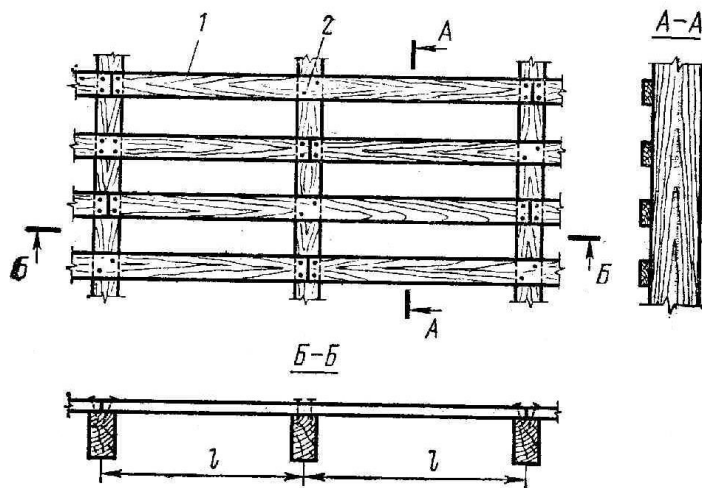


Рис. 2. Разреженный настил (обрешетка):
1 - доски; 2 - гвозди

поперечинами и раскосами.

Разреженный настил, называемый так же обрешеткой, представляет собой несплошной ряд досок, уложенных с шагом, определяемым типом кровли и расчетом. Зазоры между кромками досок для их лучшего проветривания должны быть не менее 2 мм. Для ускорения сборки этот настил целесообразно собирать из заранее изготовленных щитов, соединенных снизу

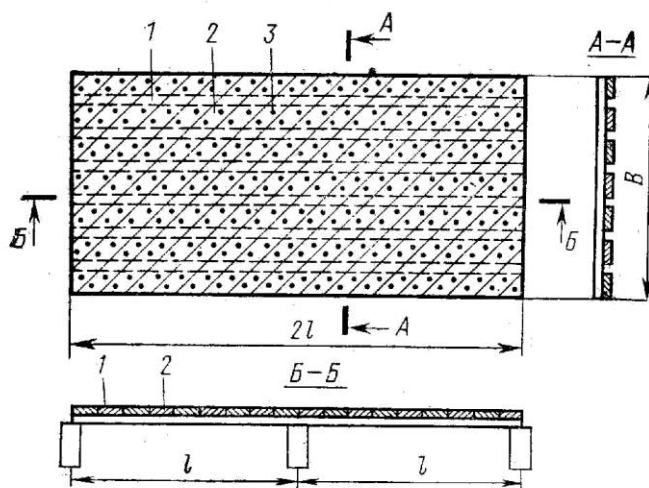


Рис. 3. Щит двойного перекрестного настила:
1 - косой защитный настил; 2 - рабочий настил;
3 - гвозди

Сплошные настилы

Из сплошных настилов наиболее распространенным является двойной перекрестный, который состоит из двух слоев — нижнего рабочего и верхнего защитного.

Рабочий настил представляет собой разреженный или сплошной ряд более толстых досок и

несет на себе все нагрузки, действующие на покрытие.

Защитный настил представляет собой сплошной ряд досок минимальной толщиной 16 мм. Он укладывается на рабочий настил под углом $45^\circ - 60^\circ$ и крепится к нему гвоздями.

Двойной перекрестный настил имеет значительную жесткость в своей плоскости и служит надежной связью между прогонами и основными несущими конструкциями покрытия. Этот настил целесообразно собирать тоже из заранее изготовленных крупных щитов.

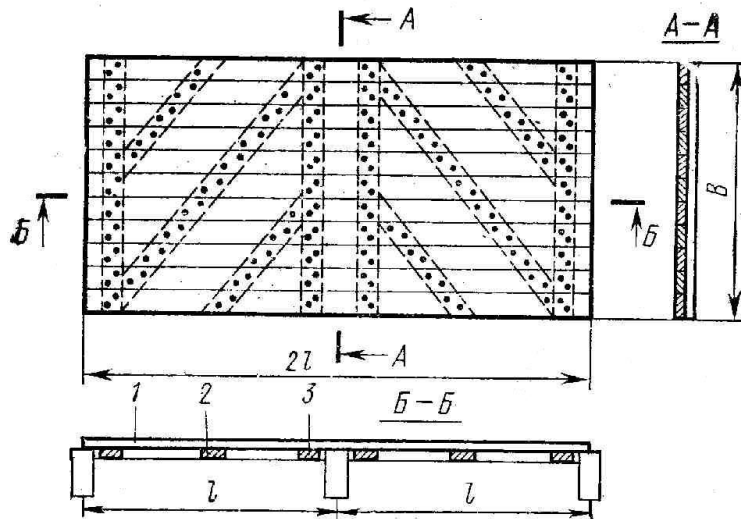


Рис. 4. Щит сплошного однослойного настила:
1 - доски настила; 2 - раскосы; 3 - поперечины

Применяют так же настилы из сплошных однослойных щитов, соединенных внизу раскосами и поперечинами, имеющими меньшую жесткость, чем двойные.

Расчет дощатых настилов производят по прочности и прогибам при изгибе на действие расчетных и нормативных нагрузок:

- постоянных от собственной массы покрытия g , кН/м^2
- 2. временные от массы снега p , кН/м^2
- 3. от веса человека с грузом P , кН

Нагрузки определяются с учетом формы покрытия и коэффициентов перегрузки.

Сосредоточенная нагрузка от массы человека с грузом имеет величины: $P^H = 1 \text{ кН (100 кг.)}$, а с учетом коэффициента перегрузки: $P = 1,2 \text{ кН (120 кг.)}$.

Расчет настилов и обрешеток, работающих, как правило, на поперечный изгиб, производят по схеме двухпролетной балки при двух сочетания нагрузки:

1) нагрузка от собственного веса покрытия и снеговая нагрузка ($g+p$)

1) нагрузка от собственного веса покрытия и снеговая нагрузка ($g+p$)

- на прочность:

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W_{\text{расч}}} \leq R_u, \text{ где}$$

$$M_{\max} = \frac{q_x l^2}{8};$$

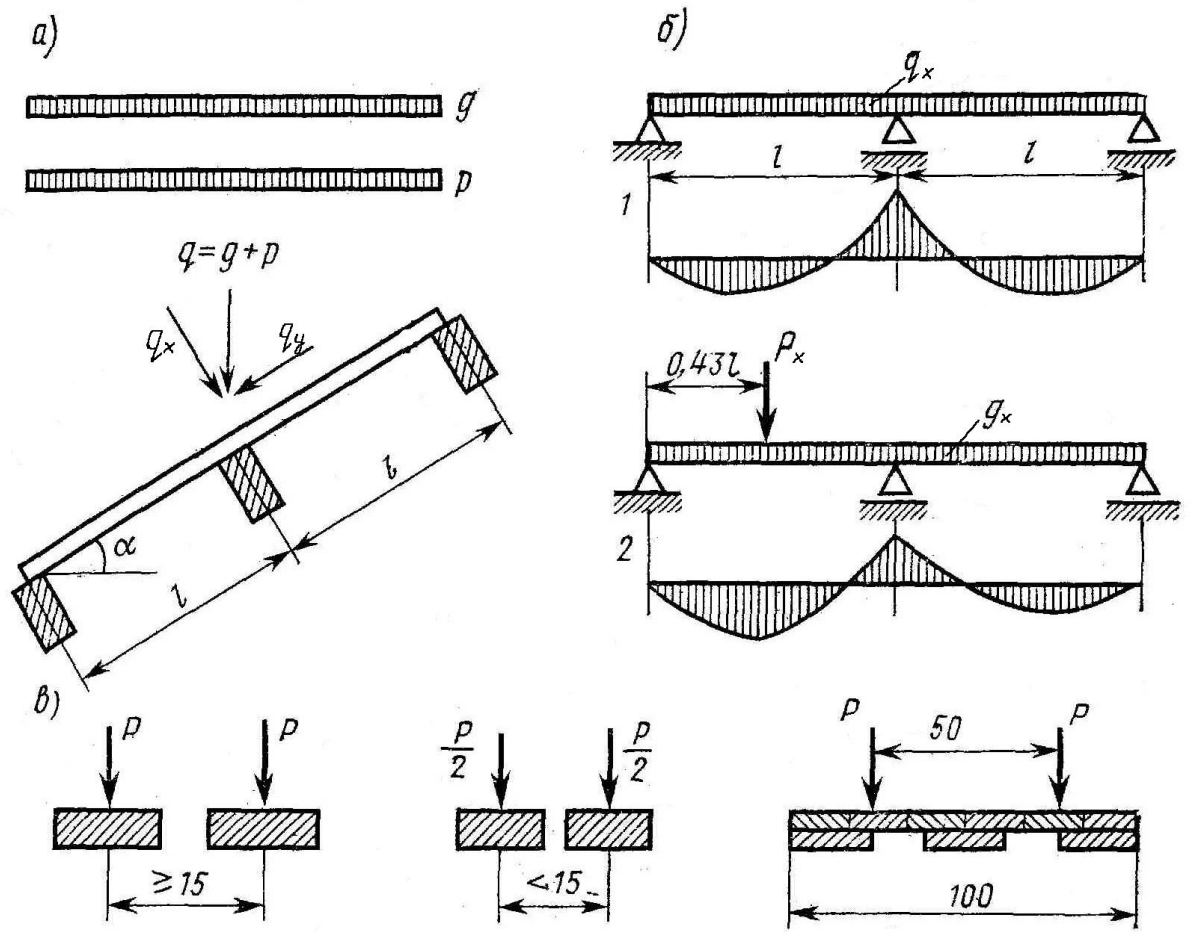


Рис. 5. Расчетные схемы настилов

- по
про
гиб
ам:

а - схема действия нагрузок; б - статические схемы; в - схемы действия сосредоточенных грузов; 1 - первое сочетание нагрузок; 2 - второе сочетание нагрузок

$$\frac{f}{l} = \frac{2,13}{384} \frac{q_x l^3}{EI} \leq \left[\frac{f}{l} \right], \text{ где}$$

$$\left[\frac{f}{l} \right] = \frac{1}{150}$$

2) нагрузка от собственного веса покрытия и сосредоточенной нагрузки в одном пролете от веса человека с грузом P – только на прочность

Максимальный момент находится под сосредоточенной нагрузкой:

$$M_{\max} = 0,07 g_x l^2 + 0,21 P_x l$$

Расчет по прочности в этом случае производится по той же формуле, что и в предыдущем

Расчет удобно вести приняв ширину настила b=100 см.

При сплошном настиле или обрешетке при расстоянии между осями досок или брусков не более 15 см принимают, что сосредоточенный груз передается двум доскам или брускам, а при расстоянии более 15 см – одной доске или бруску.

При двух настилах (рабочем и защитном, направленном под углом к рабочему) или при однослойном настиле с распределительным бруском, подшитым снизу в середине пролета, а так же при уложении поверх настила плитного утеплителя сосредоточенный груз $P_n=1$ кН принимают распределенным на ширину 0,5 м рабочего настила.

Дощатые настилы перекрытий, подшивки и обшивки стен

Настилы перекрытий

Представляют собой сплошные ряды досок, служащие основанием чистого пола или самим чистым полом. Их укладывают по промежуточным брускам – лагам или прямо по балкам и прибивают к ним гвоздями. Доски настила чистого пола соединяют кромками в шпунт. Настилы перекрытий работают и рассчитывают на изгиб от действия нагрузок от собственной массы, полезных нагрузок, равных $1,5 \text{ кН/м}^2$ в жилых, и не менее 2 кН/м^2 (200 кг/м^2) в производственных зданиях и сосредоточенных грузов, равных $1,5 \text{ кН}$ (150 кг). Максимальный прогиб настила не должен превышать $1/250$ пролета. Дополнительно проверяют зыбкость настила. Проверки заключаются в том, что прогиб его от сосредоточенного груза $0,6 \text{ кН}$ не должен превышать $0,1 \text{ мм}$.

Подшивки потолков

Представляют собой сплошные ряды тонких досок прибитых к балкам внизу гвоздями. При отсутствии штукатурки доски соединяются кромками в шпунт для исключения сквозных щелей. Подшивки работают на изгиб, а гвозди – на выдергивание, как правило, с избыточным запасом прочности при нагрузке от собственной массы.

Обшивка стен

Представляет собой сплошные вертикальные ряды тонких досок, расположенных горизонтально и соединенных кромками в четверть или в шпунт. Обшивки стен работают на изгиб от давления и отсоса ветра, как правило, с избыточным запасом прочности.

Клеефанерные настилы

Клеефанерные настилы являются наиболее эффективным и перспективным видом ограждающих конструкций. Плиты состоят из дощатого каркаса и фанерных обшивок, соединенных клеем. Они имеют длину $l=3 - 6 \text{ м}$, ширину $b=1 - 1,5 \text{ м}$, соответствующую размерам фанерного листа.

Каркас панелей состоит из продольных и поперечных досок-ребер, которые могут быть цельными или клееными. Продольные рабочие ребра, сплошные по длине, ставятся на расстоянии не более 50 см друг от друга. Поперечные ребра жесткости ставятся на расстоянии не более $1,5 \text{ м}$, как правило, в местах расположения стыков фанеры, и прерываются в местах пересечения с продольными ребрами. Обшивки панелей состоят из листов фанеры повышенной водостойкости марки ФСФ, толщиной не менее 8 мм , состыкованных по длине «на ус». Обшивки склеиваются с каркасом таким образом, чтобы направление наружных волокон фанеры совпадало с направлением древесины продольных ребер для того, чтобы фанера работала в направлении своей большей прочности и жесткости. Клеефанерные панели выполняют функции настила, прогонов, водо- и пароизоляции. Они характеризуются малой массой при значительной несущей способности, имеют большую жесткость в своей плоскости. Поверхности панелей, обращенные

внутри помещения, покрывают огнезащитными составами для повышения их степени огнестойкости.

По форме поперечного сечения клеефанерные панели могут быть следующих видов:

- 1) коробчатые;
- 2) ребристые, обшивкой вверх;
- 3) ребристые, обшивкой вниз

Коробчатую клеефанерную панель применяют в утепленных покрытиях с рулонной кровлей и гладким потолком. Она имеет двухсторонние обшивки, образующие вместе с ребрами ряд полостей, в которые по слою пароизоляции укладывают утеплитель. Полости всех панелей настила соединяются отверстиями в единую вентилируемую прослойку (осушающий продух), сообщающуюся с наружным воздухом, которая обеспечивает осушающий режим работы настила.

Ребристую клеефанерную панель обшивкой вверх применяют в холодных и утепленных покрытиях с рулонной кровлей без гладкого потолка. Она имеет только одну верхнюю обшивку, поверх которой укладывают утеплитель и рулонный ковер.

Ребристую клеефанерную панель обшивкой вниз применяют в утепленных и холодных покрытиях с кровлей из волнистых асбестоцементных листов. Она имеет только одну нижнюю обшивку. Листы кровли укладываются по продольным ребрам, а утеплитель размещают по обшивке между ребрами.

Наиболее распространенными являются коробчатые клеефанерные панели, которые используют не только в качестве ограждающих конструкций покрытия, но и в качестве стеновых панелей.

Клефанерные панели опираются на основные несущие конструкции при

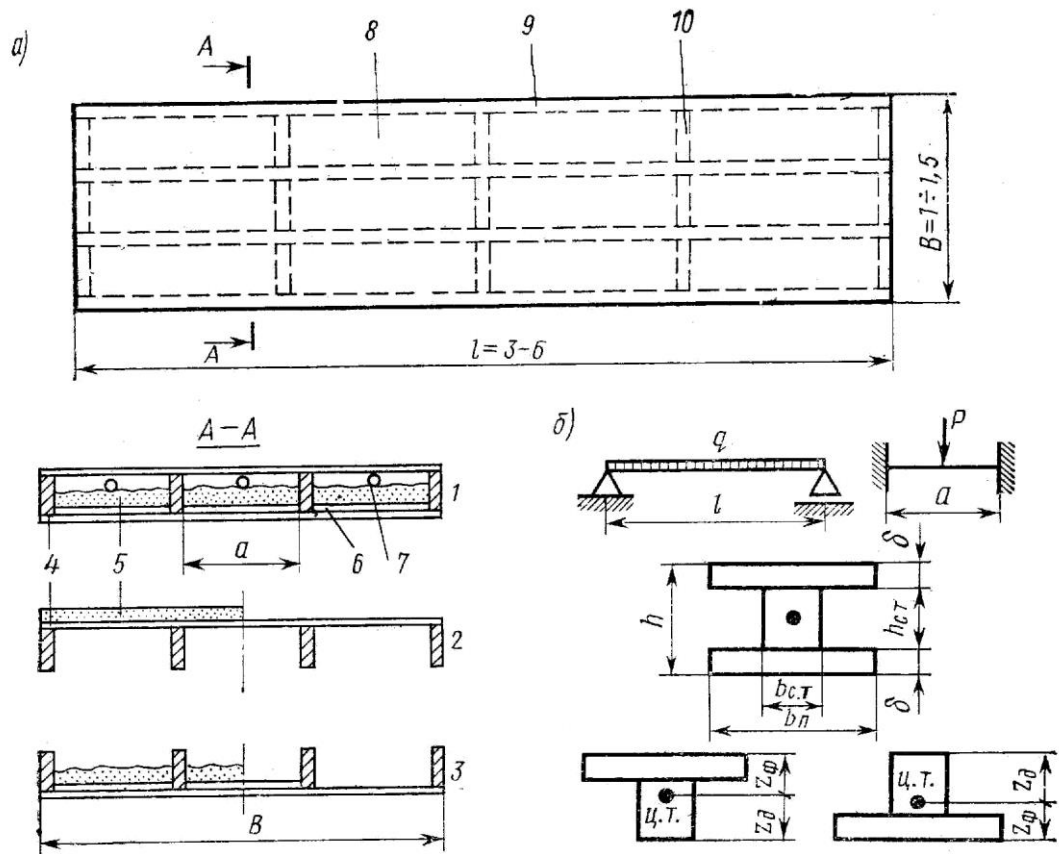


Рис. 6. Клефанерные панели настила:

a - конструкция; б - расчетные схемы; 1 - коробчатая; 2 - ребристая обшивкой вверх; 3 - ребристая обшивкой вниз; 4 - клей; 5 - утеплитель; 6 - пароизоляция; 7 - осушающий продукт; 8 - фанерная обшивка; 9 - продольные ребра; 10 - поперечные ребра

ширине опорных площадок не менее 5,5 см Их прикрепляют к опорам шурупами или гвоздями.

Для обеспечения совместных прогибов всего настила панели соединяют между собой по кромкам. Соединять можно глухими нагелями, которые ставят через 1,5 – 2 м или гвоздями, пробиваемыми через соединительную планку через 50 см.

Расчет клефанерных панелей

Расчет производят по прочности и прогибам при изгибе по схеме однопролетной свободно опертой балки на нормальные составляющие нагрузок от собственной массы g_x и снега p_x . От суммы этих двух нагрузок определяют расчетный изгибающий момент, поперечные силы и максимальные прогибы. Верхнюю обшивку дополнительно проверяют на местный изгиб от сосредоточенной силы $P=1 \cdot 1,2=1,2$ кН, условно распределенной на ширине 1 м, как жестко заделанную в местах присоединения к ребрам.

Фанерные обшивки и продольные ребра работают совместно благодаря жесткости клеевых соединений.

Сечение коробчатой панели считают условно двутавровым, а ребристых – тавровым полкой вверх или вниз.

При этом ширина стенки равна сумме ширин ребер ($b_{ст} = \sum b_{реб}$), а расчетная ширина обшивок принимается равной:

$b_{расч} = 0,9b$, при $l = ba$,

$b_{расч} = 0,9 \frac{l}{a} b$, при $l < ba$, где

b – полная ширина сечения панели;

l – пролет панели;

a – расстояние между продольными ребрами в осях.

Геометрические характеристики сечений панели определяют с учетом различных величин модулей упругости древесины E_d и фанеры E_f . В результате определяют приведенные геометрические характеристики сечения. Приведение выполняется к тому материалу, в котором определяется напряжение.

Так, площадь сечения, приведенного к фанере:

$$F_{np.ф.} = F_f + F_d \frac{E_d}{E_f}$$

Приведенный момент инерции:

$$I_{np.ф.} = I_f + I_d \frac{E_d}{E_f}$$

Приведенный к фанере момент сопротивления:

$$W_{np.ф.} = \frac{I_{np.ф.}}{Z_f},$$

где Z_f – расстояние от фанерной обшивки до центра тяжести расчетного сечения, для коробчатых панелей с одинаковыми верхней и нижней обшивками:

$$Z_a = \frac{h}{2}.$$

В общем случае $Z_a = \frac{S_{np.ф.}}{F_{np.ф.}}$.

Сечения клефанерных панелей подбирают методом попыток, при котором предварительно задаются сечениями, а затем производят все необходимые проверки и определяют способность по прочности и прогибам

При расчете клефанерной панели производят следующие проверки:

1) растянутой обшивки на прочность:

$$\sigma = \frac{M}{W_{np.ф.}} \leq k_a R_{фр}, \text{ где}$$

M – расчетный изгибающий момент;

$W_{np.ф.}$ – момент сопротивления, приведенный к фанере;

$R_{фр}$ – расчетное сопротивление фанеры растяжению;

$k_a = 0,6$ для фанеры марки ФСФ ($0,8$ – для бакелизированной фанеры) – коэффициент, учитывающий ослабление сечения стыком «на ус».

2) сжатой обшивки на устойчивость:

$$\sigma_c = \frac{M}{W_{np.\phi.} \cdot \phi} \leq R_{\phi c}, \text{ где}$$

ϕ – коэффициент продольного изгиба

$$\phi = \frac{1250}{(a/\delta)^2}, \text{ при } a/\delta \geq 50,$$

$$\phi = 1 - \frac{(a/\delta)^2}{5000}, \text{ при } a/\delta < 50, \text{ где}$$

a – расстояние между ребрам в свету,

δ – толщина фанеры.

3) верхней обшивки на местный прогиб от сосредоточенной силы $P=1,2$ кН:

$$\sigma_u = \frac{M_{\max}}{W_a} \leq R_{\phi u}, \text{ где}$$

$$M_{\max} = \frac{Pa}{8}.$$

4) на скалывание по клеевому шву (в местах приклейке ребер к обшивкам):

$$\tau = \frac{QS_{np.\phi.}}{I_{np.\phi.} \cdot b_{cm}} \leq R_{\phi ck}, \text{ где}$$

b_{cm} – суммарная ширина ребер каркаса;

$R_{\phi ck}$ – расчетное сопротивление фанеры скалыванию.

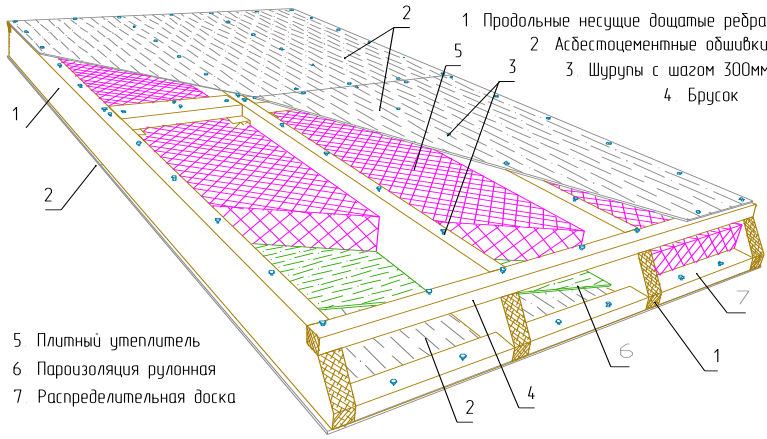
5) по прогибам:

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \frac{q'' l_p^3}{0,7 E_{\phi} I_{np.\phi.}} \leq \left[\frac{f}{l} \right], \left[\frac{f}{l} \right] = \frac{1}{250}.$$

Клеефанерные панели стен рассчитывают на изгиб от вертикальной нагрузки и собственного веса. Предельный прогиб $= \frac{1}{250} l$.

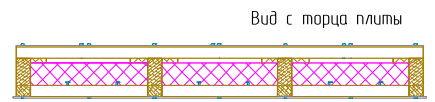
Панели с деревянным каркасом и плоскими асбестоцементными обшивками имеют такую же конструкцию и размеры, как и клеефанерные панели. Их применяют в холодных и утепленных покрытиях и помещениях с асбестоцементной и рулонной кровлей, потолок которых должен быть несгораемым.

Обшивки соединяются с каркасом шурупами, которые обладают податливостью, необходимой для соединения разнородных материалов. Эти панели работают и рассчитываются по прочности асбестоцементной обшивки на растяжение при изгибе, по прочности соединений и по прогибам, как балки составного сечения на податливых связях (об этом мы будет говорить позже).

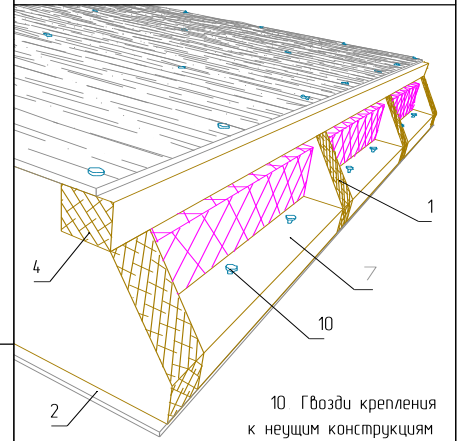


- 1 Продольные несущие дощатые ребра
- 2 Асбестоцементные обшивки
- 3 Шурупы с шагом 300мм
- 4 Брусок
- 5 Плитный утеплитель
- 6 Пароизоляция рулонная
- 7 Распределительная доска

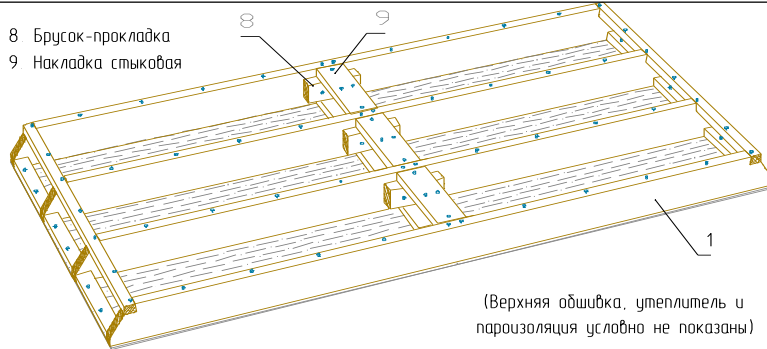
(Диаметр отверстий в обшивках на 2-мм больше диаметра шурупов)



Вид с торца плиты

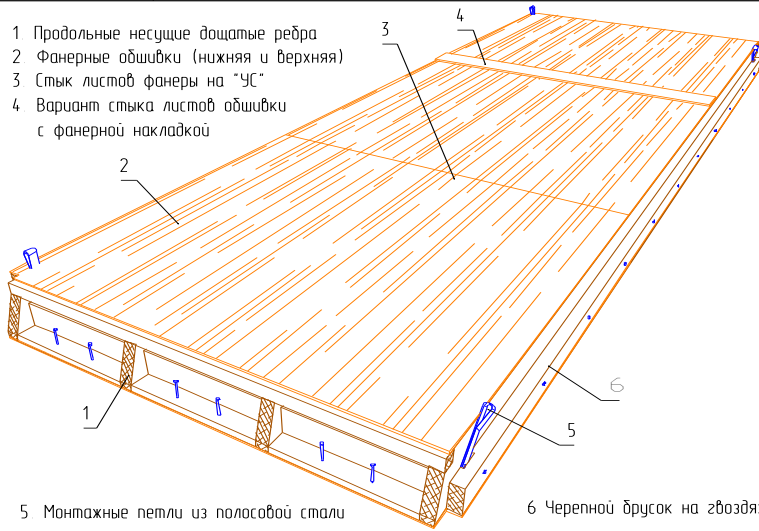
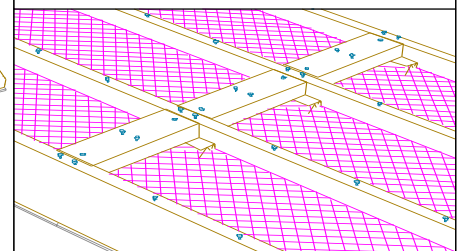


- 10 Гвозди крепления к несущим конструкциям



- 8 Брусок-прокладка
- 9 Накладка стыковая

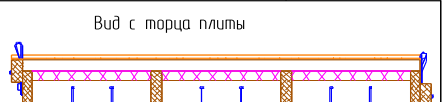
(Верхняя обшивка, утеплитель и пароизоляция условно не показаны)



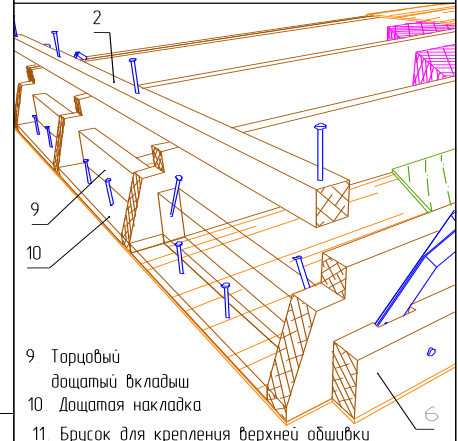
- 1 Продольные несущие дощатые ребра
- 2 Фанерные обшивки (нижняя и верхняя)
- 3 Стык листов фанеры на "УС"
- 4 Вариант стыка листов обшивки с фанерной накладкой

- 5 Монтажные петли из полосовой стали

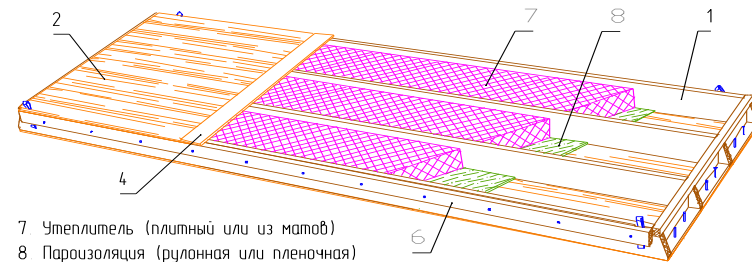
- 6 Черепной брусок на звездах



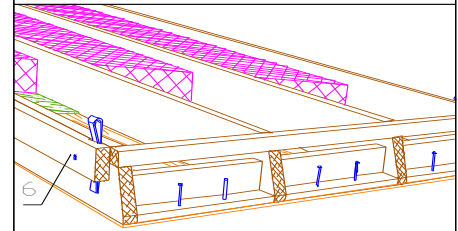
Вид с торца плиты



- 9 Торцовый дощатый вкладыш
- 10 Дощатая накладка
- 11 Брусок для крепления верхней обшивки



- 7 Утеплитель (плитный или из матов)
- 8 Пароизоляция (рулонная или пленочная)



Лекция №5
Балки и прогоны цельного сечения
Составные балки на податливых связях

Различают следующие основные виды сплошных балочных конструкций:

- балки и прогоны цельного сечения;
- составные балки на податливых связях;
- клееные балки.

Балки и прогоны цельного сечения

Основное функциональное назначение балок и прогонов в том, что они служат несущими конструкциями покрытий. Балки и прогоны цельного сечения выполняются из досок на ребро, брусьев и бревен, чаще окантованных с двух сторон. Ввиду ограниченности размеров сечений и длины лесоматериалов такие балки применяют при пролетах до 6 м. и относительно небольших нагрузках.

Балки и прогоны покрытий

Эти конструкции являются опорами настилов и укладываются на стены, стойки и основные несущие конструкции с шагом от 1 до 3 м. Они бывают:

- а) однопролетными свободно опертыми;
- б) многопролетными неразрезными и консольно-балочными.

Балки и прогоны рассчитывают на изгиб от равномерно распределенной нагрузки q , которая состоит из собственной массы покрытия g и снега p .

Максимальный относительный прогиб балок и прогонов покрытий не должен превышать $1/200l$.

Однопролетные балки

Ставятся, как правило, в покрытиях относительно небольших размеров наклонно вдоль скатов крыши и опираются на продольные стены и коньковые прогоны. Такие конструкции рассчитываются на изгиб как свободно опертые балки. Кроме изгибающих моментов в балках возникают продольные силы (растягивающие и сжимающие) от действия скатной составляющей, однако, ввиду того, что уклоны балок, как правило, не превышают 1:2, они мало влияют на несущую способность балок и поэтому расчетом не учитываются.

Однопролетные прогоны

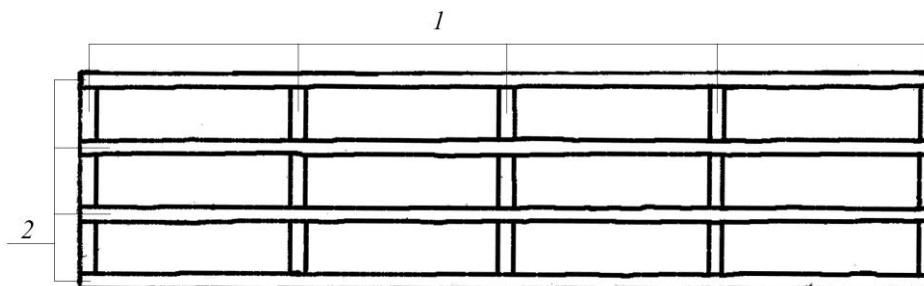
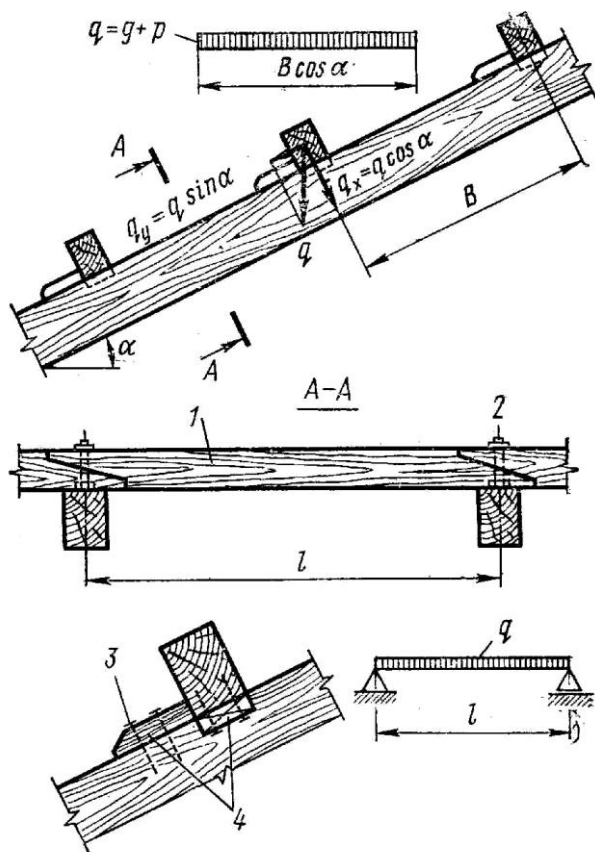


Рис. 1. Схема опирания прогонов:
1 - основные несущие конструкции; 2 - прогоны

Представляют собой продольные ряды свободно опертых балок, установленных на основные несущие конструкции и поперечные стены крыши. Нейтральные оси сечений прогонов имеют такой же уклон к горизонту, как и покрытие (угол α).

От толстых



их

связей. длине на прируба Прогоны действия

если

Рис. 2. Целые прогоны покрытий: 1 - прогон; 2 - болт; 3 - гвозди; 4 - бобышки (как, перекрестном настиле). Если такой настил отсутствует, прогон работает и рассчитывается на косой изгиб от нормальной (q_x) и скатной (q_y) составляющей нагрузки по формулам для косоугольного изгиба:

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq R_u, \quad \frac{f}{l} = \frac{\sqrt{f_x^2 + f_y^2}}{l} \leq \frac{1}{200}.$$

Гвозди – крепления бобышек – работают и рассчитываются на скатную составляющую опорной реакции со средних прогонов $R_y = qy l$, как несимметричное односрезное соединение с изгибаемыми гвоздями. Для уменьшения расчетного пролета балок их иногда усиливают подбалками на опорах и скрепляют с балками болтами.

Спаренные многопролетные прогоны

Располагаются поперек скатов крыш и опираются на основные несущие конструкции покрытия и поперечные стены, к которым крепятся так же, как и однопролетные прогоны. Спаренный прогон состоит из двух рядов досок на ребро, соединенных гвоздями. Между стыками доски соединяют конструктивными гвоздями через каждые 0,5 м. Такие прогоны рекомендуется

$q_x = q \cdot \cos \alpha$; $q_y = q \cdot \sin \alpha$
 сползания по скату прогоны удерживаются отрезками досок – бобышками, прибиваемыми к опорам гвоздями, или металлическими уголками. Дощатые прибоины (бобышки) снизу у концов прогонов предохраняют основные несущие конструкции от выхода из плоскости, т.е. эти прибоины играют роль Прибоины соединяются по опорам при помощи косоугольного или дощатых накладок. рассчитывают на изгиб от только нормальной составляющей нагрузки (q_x), скатная составляющая воспринимается настилом например, в двойном

применять только в сочетании с настилами, воспринимающими скатные составляющие.

Расчет спаренного прогона производят по схеме многопролетной неразрезной балки на нормальную составляющую нагрузки.

Максимальный изгибающий момент будет над опорами:

над второй $M_1 = \frac{ql^2}{10}$, а над промежуточными $M = \frac{ql^2}{12}$. Проверку напряжений и

подбор сечений выполняют по моменту на промежуточных опорах М:

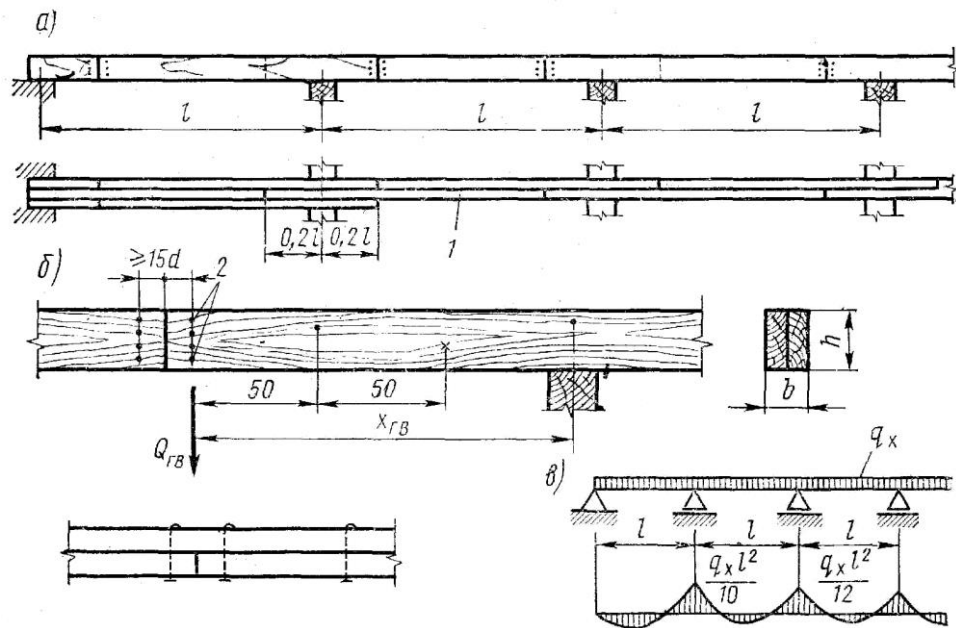


Рис. 3. Спаренный неразрезной прогон:

а - общий вид; б - деталь стыка; в - расчетная схема; 1 - доски; 2 - гвозди

$$\sigma = \frac{M}{W_p} \leq R_u$$

Сечение на второй опоре, усиленное третьей доской, как правило, работает с запасом прочности.

Гвоздевые соединения работают на действующие в них поперечные силы $Q_{гв}$ в стыках. Гвозди рассчитываются на изгиб. По прогибам от нормальных составляющих нормативной нагрузки рассчитывают первый пролет прогона, где относительный прогиб имеет наибольшее значение:

$$\frac{f}{l} = \frac{2,5 q_x'' l^3}{384 EI}$$

В некоторых случаях имеется возможность сократить длину первых пролетов до 0,8l. При этом изгибающие моменты на всех промежуточных опорах и прогибы всех пролетов могут считаться одинаковыми, и отпадает необходимость усиления прогона в первых пролетах.

Консольно-балочные прогоны

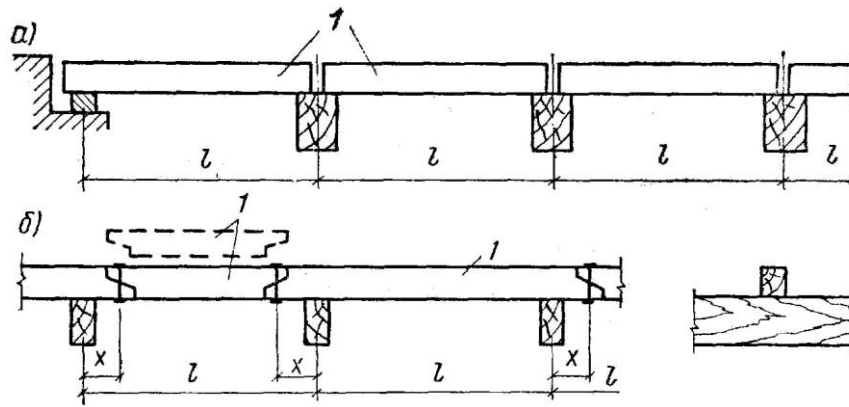


Рис. 4. Схема и конструкция прогонов:
а - разрезного; б - консольно-балочного; 1 - прогон

Представляют собой продольные ряды брусьев или бревен со встречным расположением стыков за пределами опор.

При этом более длинные брусья образуют в промежуточных пролетах две консоли, а в крайних – одну, на которые опираются более короткие брусья при помощи косоного прогиба, стянутого болтом. Такие прогоны применяют в покрытиях при шаге основных несущих конструкций не более 4,5 м., допускающем использование лесоматериалов стандартной длины. Расчет консольно-балочных прогонов производят по схеме многопролетной статически определимой балки с пролетами l на нормальные составляющие нагрузок. Прогоны в зависимости от расположения стыков равномоментными и равнопрогибными.

В равномоментных прогонах стыки располагаются на расстоянии $0,15l$, а крайние пролеты уменьшаются до $0,85l$. Изгибающие моменты на опорах и в пролетах равны $M = \frac{ql^2}{16}$, а максимальные относительные прогибы равны:

$$\frac{f}{l} = \frac{2}{384} \frac{q^u l^3}{EI}.$$

В равнопрогибных прогонах стыки располагаются на расстоянии $0,2l$, а крайние пролеты уменьшаются до $0,8l$. При этом на опорах возникают максимальные изгибающие моменты, равные $M = \frac{ql^2}{12}$, относительные прогибы во всех пролетах равны:

$$\frac{f}{l} = \frac{1}{384} \frac{q^u l^3}{EI}.$$

Балки перекрытий

Балки перекрытий являются опорами настилов междуэтажных, чердачных перекрытий и рабочих площадок. В большинстве случаев – это однопролетные балки, свободно опертые на стены, стойки и перегородки здания. Эти балки работают на изгиб от собственной массы перекрытия и временной полезной нагрузки. Они рассчитываются по прочности и прогибам при изгибе.

Предельный прогиб $\frac{f}{l} = \frac{1}{250}$. Дополнительно междуэтажные балки должны

быть проверены на зыбкость от действия сосредоточенной нагрузки $P=0,6$ кН (60 кг.) по формуле:

$$f = \frac{Pl^3}{48EI} \leq 0,05 \text{ см.}$$

В таких балках нередко делают подрезки на опорах. Глубина подрезки должна быть не более $\frac{1}{4}$ высоты сечения, длина – не более высоты сечения. При этом производится проверка на скалывание в опасном сечении от действия опорной реакции R по формуле:

$$\tau = \frac{R}{bh} \leq 0,4 \text{ МПа.}$$

Элементы деревянных конструкций составного сечения на податливых связях

Составные балки на податливых соединениях

Многие деревянные конструкции (балки, рамы, арки) делают составными. Необходимость создания таких конструкций вызвана ограничениями в размерах лесоматериалов по длине и площади сечения. В составных деревянных конструкциях отдельные брусья и доски соединяются с помощью связей, которые могут быть жесткими (клеевые, обеспечивающие монолитность соединения) и податливыми. Элементы составных деревянных конструкций на податливых связях состоят из досок, соединенных гвоздями или бревен и брусьев, соединенных по высоте болтами или деревянными вкладышами. Податливостью называют способность связей при деформации конструкций давать возможность соединяемым брусью или доскам сдвинуться друг относительно друга. Податливость связей ухудшает работу составного элемента по сравнению с таким же элементом цельного сечения. У составного элемента на податливых связях уменьшается несущая способность, увеличивается деформативность. Поэтому при расчете и проектировании составных элементов необходимо учитывать податливость связей.

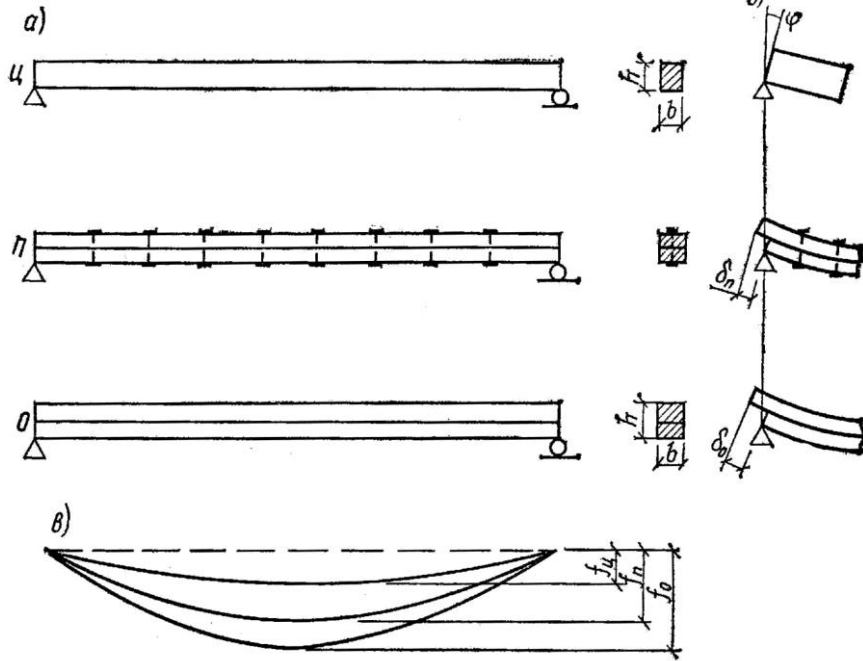
Основы учета податливости связей

Вопросы учета податливости связей при расчете составных стержней были впервые разработаны в нашей стране.

В этой задаче принято положение об упругой работе материала элементов и связей. В СНиП II-25-80 приведены расчетные формулы, дающие приближенные решения, получаемые из точных решений путем ряда упрощений.

Расчет на поперечный изгиб

Для того
характер



связях

изгиб,
балки, у

пролеты
сечения

Первая
цельное
вторая –
брусев
связей

из двух

связями

При

деформации составной балки на податливых связях будут больше деформаций балки цельного сечения, но меньше деформаций балки без связей:

$f_{\text{Ц}} < f_{\text{П}} < f_{\text{О}}$. Следовательно, составная балка на податливых связях занимает промежуточное положение между балкой цельного сечения и составной балкой без связей, поэтому можно записать, что при деформировании под нагрузкой в составной балке на податливых связях в отличие от балки цельного сечения произойдет кроме поворота опорного сечения сдвиг $\delta_{\text{П}}$ верхнего пояса относительно нижнего.

$$W_{\text{Ц}} > W_{\text{П}} > W_{\text{О}}$$

$$I_{\text{Ц}} > I_{\text{П}} > I_{\text{О}}$$

Из этих неравенств следует, что геометрические характеристики составной балки на податливых связях ($W_{\text{П}}$, $I_{\text{П}}$) можно выразить через геометрические характеристики балки цельного сечения, умножением на коэффициенты k_w и $k_{\text{ж}}$, меньше 1, которые учитывают податливость связей, тогда:

$$W_{\text{П}} = k_w W_{\text{Ц}}, \quad k_w < 1;$$

$$I_{\text{П}} = k_{\text{ж}} I_{\text{Ц}}, \quad k_{\text{ж}} < 1.$$

Прогиб балки на податливых связях увеличивается соответственно уменьшению момента инерции:

$$f_{\text{П}} = \frac{f_{\text{Ц}}}{k_{\text{ж}}}.$$

Значения коэффициентов k_w и $k_{\text{ж}}$ приведены в СНиПе в зависимости от величины пролета и количества слоев в элементе. Расчет составной балки на податливых связях сводится, таким образом, к расчету балки цельного сечения с введением коэффициентов, учитывающих податливость связей:

1) нормальные напряжения определяются по формуле:

чтобы понять
работы
элементов на
податливых
на
поперечный
возьмем три
которых
нагрузки,
и поперечные
одинаковые.
балка имеет
сечение (Ц),
из двух
без всяких
(О) и третья –
брусев с
податливыми
(П).

изгибе

$$\sigma_u = \frac{M}{W_{II} k_w} \leq R_u, \text{ где}$$

W_{II} – момент сопротивления составной балки, как цельной;

$k_w < 1$ – коэффициент, учитывающий податливость связей.

Аналогичным образом выполняется учет податливости связей и при расчете на устойчивость плоской формы изгиба.

2) прогиб составной балки на податливых связях в общем случае:

$$f_{II} = k \frac{P_n l^3}{EI_y k_{жс}} \leq [f] n p, \text{ где}$$

I_y – момент сопротивления балки как цельной;

$k_{жс} < 1$ – коэффициент, учитывающий сдвиг, вызванный податливостью связей.

Составные балки на податливых связях

Такие балки являются трудоемкими конструкциями построечного изготовления, требуют расхода брусев и досок крупных сечений и допускаются к применению только во временных зданиях и сооружениях. Составные балки образуются так же при усилении балок, имеющих недостаточную несущую способность, боковыми обшивками. К составным балкам на податливых связях относятся дощато-гвоздевые балки с перекрестной стенкой и брусчатые балки на дубовых пластинчатых нагелях. Эти балки работают на поперечный изгиб и рассчитываются с учетом податливости связей по общим принципам, рассмотренным ранее.

Дощато-гвоздевые балки с перекрестной стенкой могут иметь пролет до 12 м. и высоту в середине не менее 1/7 пролета, а на опорах – не менее 0,4 высоты в середине. Эти балки имеют двутавровое сечение, постоянное по длине в односкатных и переменное – в двускатных балках. Пояса состоят из двойных досок на ребро, соединенных по длине болтами.

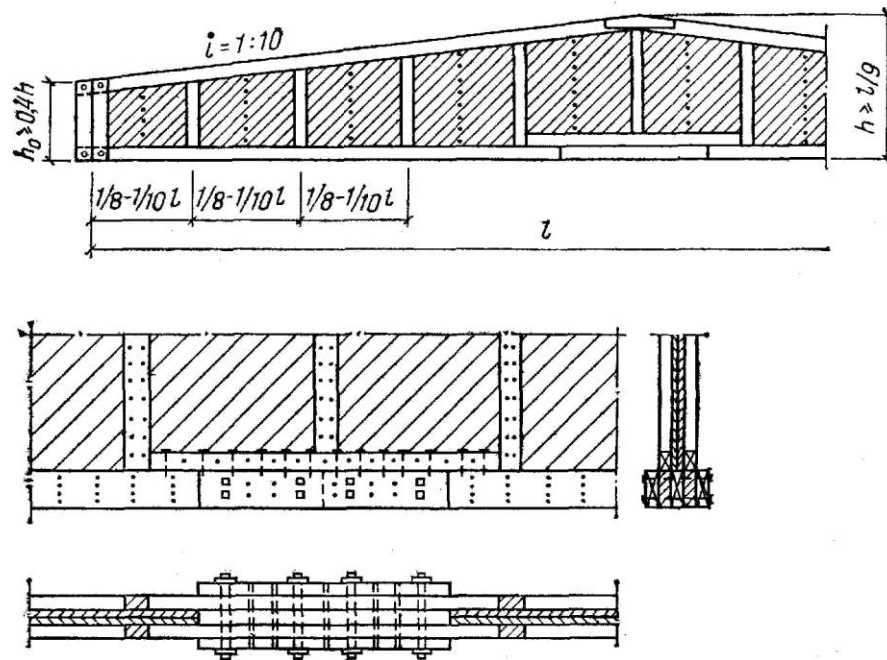
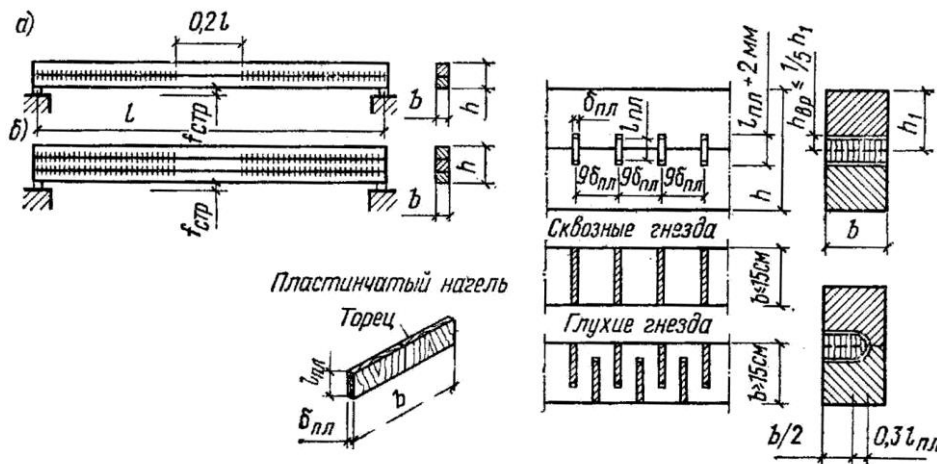


Рис. 6. Балка двутаврового сечения с перекрестной стенкой на гвоздях, с поясами из досок

образуются из двух перекрестных слоев досок толщиной не менее толщины досок поясов, наклоненных под углом $30^\circ - 45^\circ$ к горизонту. Пояса соединяются со стенкой гвоздями с двух сторон. Стенка соединяется короткими конструктивными гвоздями. Поперечная стенка этих балок не может воспринимать нормальные напряжения, а работает и рассчитывается на восприятие поперечной силы. Доски верхнего пояса рассчитывают на сжатие и устойчивость. Нижний пояс рассчитывают на растяжение по сечению, ослабленному болтами стыка. Гвозди рассчитывают на изгиб от действия поперечной силы Q . Количество гвоздей уменьшается ступенями от опор к середине пролета в соответствии с эпюрой Q .

Балки на пластинчатых нагелях (балки Деревягина) образуются сплачиванием

по двух или брусьев,



высоте трех трех

Рис. 7. Балка на пластинчатых нагелях (балка Деревягина): а - балка из двух брусьев; б - балка из трех брусьев; в - поперечное сечение балки со сквозным нагелем; г - то же, с глухим нагелем

соединенных между собой дубовыми пластинчатыми нагелями, вставленными в специальные гнезда.

В процессе изготовления этим балкам придается строительный подъем, благодаря которому обеспечивается плотное защемление пластин в гнездах. Эти балки работают и рассчитываются на изгиб, как составные на податливых связях, а число пластин определяется по их несущей способности при изгибе и смятии.

Глубина врезки нагелей не более $1/5$ высоты бруса. Расчет составных балок по прочности выполняется с учетом коэффициентов $k_w < 1$, а по прогибам с учетом коэффициента k_j . Относительный прогиб составных балок не должен превышать $1/300$ пролета.

Лекция № 6 Клееные балки

Клееные балки из досок и фанеры, склеенные синтетическим клеем, являются основным видом составных балок заводского изготовления. Размеры и форма сечений составных клееных балок может быть практически любой не зависимо от сортамента пиломатериалов и фанеры. Клееная древесина и фанера дольше сопротивляются загниванию и имеют более высокий предел огнестойкости, чем цельная древесина. Жесткие и стойкие против увлажнения клеевые соединения обеспечивают монолитность балок.

Существующие виды клееных балок можно разделить на две основные группы:

- 1) дощатоклееные балки, состоящие из склеенных между собой досок;
- 2) клеефанерные балки, состоящие из дощатых поясов и приклеенных к ним стенок из водостойкой фанеры.

Дощатоклееные балки применяют, главным образом, в качестве основных несущих конструкций покрытия сельских, общественных и промышленных зданий, используют их также в виде прогонов, пролеты и нагрузки которых не позволяют применять прогоны цельного сечения, а также в виде главных балок перекрытий, мостов и других сооружений.

В отечественной практике строительства дощатоклееные балки находят применение в покрытиях пролетом до 18 м. За рубежом имеются примеры эффективного применения дощатоклееных балок в покрытиях пролетом до 30 м и более.

Дощатоклееные балки могут быть:

- 1) односкатными постоянной высоты;

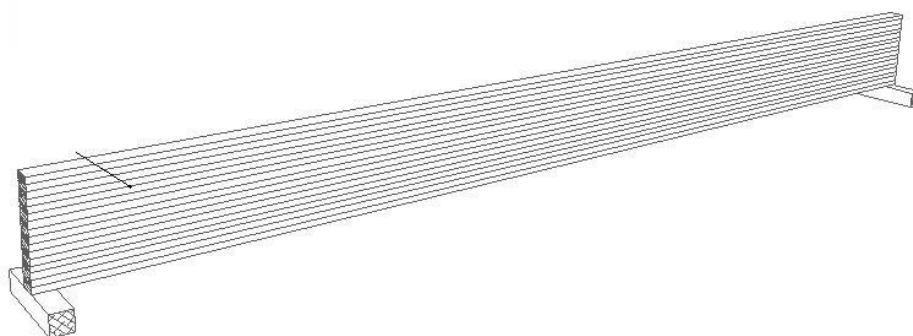


Рисунок 1 – Односкатная балка постоянной высоты

- 2) двускатными переменного сечения, причем h_0 не менее $0.4h$, где h_0 – высота балки у опоры, h – высота в середине пролета;

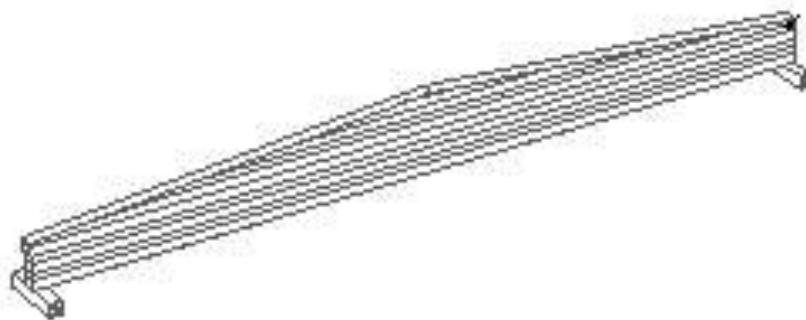


Рисунок 2 – Двускатная балка переменного сечения

3) ломаными, состоящими из двух прямолинейных элементов, соединенных в коньке зубчатым соединением;

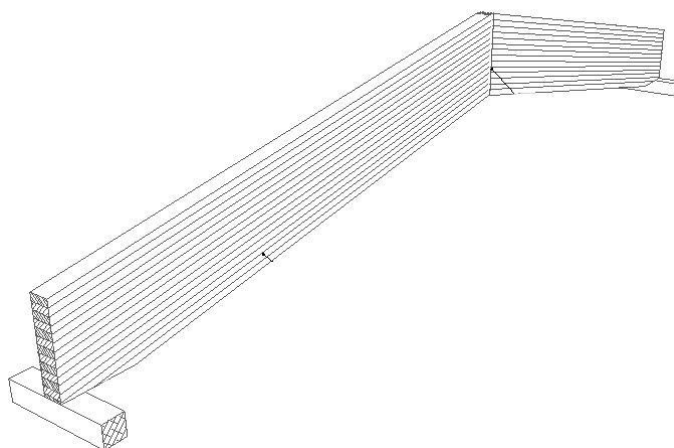


Рисунок 3 – Ломаная балка, состоящая из двух прямолинейных элементов

4) гнутыми;

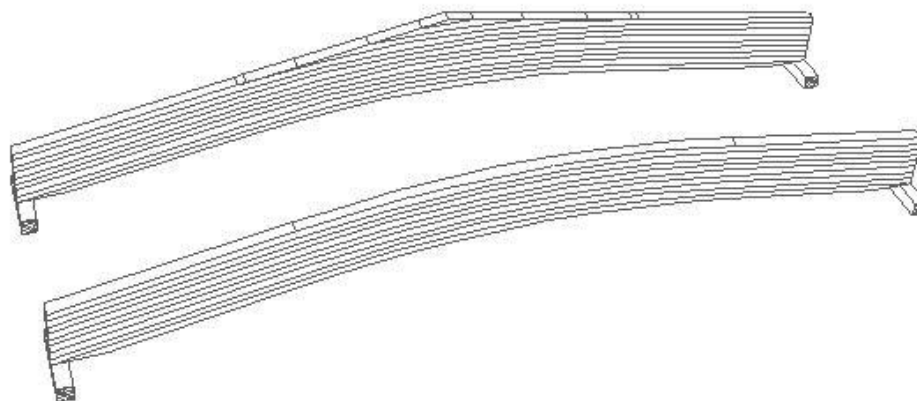


Рисунок 4 – Гнутые балки переменного и постоянного сечения

Балки склеиваются из досок толщиной не более 42 мм (для гнутоклееных – не более 33 мм). Сечения дощатоклееных балок принимают в большинстве случаев шириной не более 17 см, что позволяет изготавливать их из цельных по ширине досок. Балки большей ширины изготавливают из менее широких досок, склеенных между собой кромками с расположением стыков вразбежку, что увеличивает трудоемкость их изготовления. Формы поперечных сечений балок могут быть весьма разнообразными. Традиционными формами сечения являются прямоугольное массивное, реже двутавровое или тавровое (т.к.они не технологичны в изготовлении).

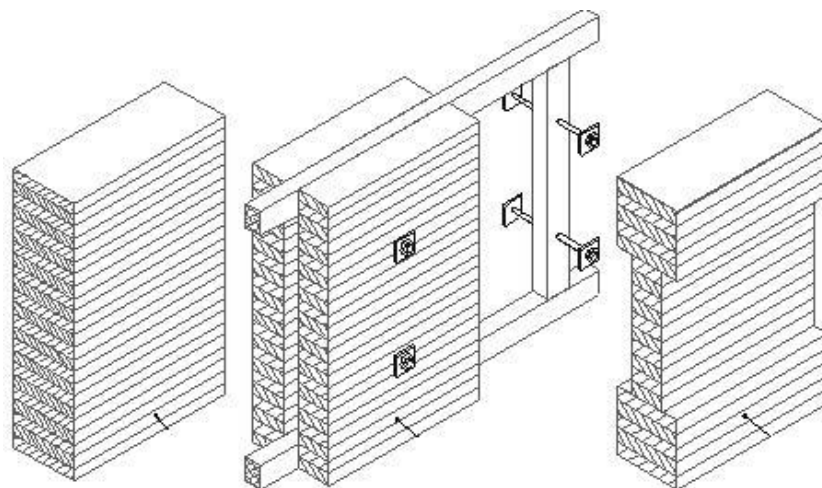


Рисунок 5 – Виды сечений дощатоклееных балок

Высота балок (h) принимается в пределах $h=(1/8...1/12)l$.

Для обеспечения устойчивости балок из их плоскости отношение высоты балки h к ширине b не должно быть больше 6 ($h/b \leq 6$). Дощатоклееные балки с большим отношением высоты к ширине поперечного сечения подлежат проверке на общую устойчивость.

Доски располагаются по высоте сечения балок таким образом, чтобы древесина наиболее высокого качества размещалась в наиболее напряженных нижней и верхней зонах.

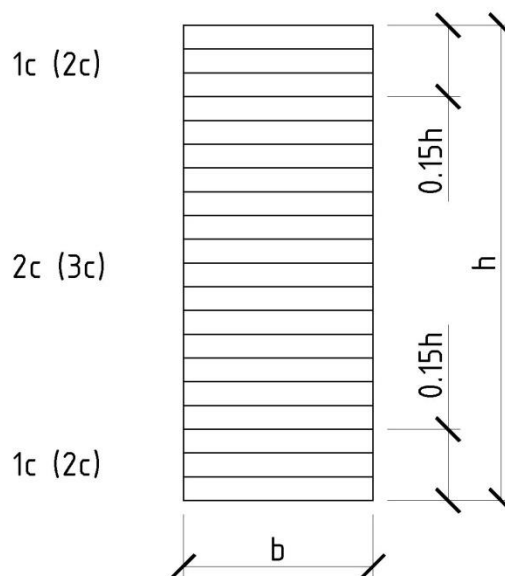


Рисунок 6 – Расположение досок в балке

По длине доски дощатоклееных балок стыкуются на зубчатый шип. Стыки смежных слоев должны располагаться вразбежку на расстоянии не менее 30 см.

Расчет дощатоклееных балок покрытий.

В большинстве случаев расчет производят по схеме однопролетной свободно опертой балки на равномерную нагрузку q от собственной массы покрытия, балки и массы снега.

Дощатоклееные балки рассчитывают как балки цельного сечения. За основное расчетное сопротивление при изгибе принимается для сосны

1 сорта $R_u=14$ МПа

2 сорта $R_u=13$ МПа

3 сорта $R_u=8.5$ МПа

При расчете дощатоклееных балок выполняют следующие проверки.

1. Проверка прочности по нормальным напряжениям:

$$\sigma_u = \frac{M}{W_{нт} \cdot m_\delta \cdot m_\phi} \leq R_u$$

Здесь введены коэффициенты к моменту сопротивления:

m_δ – коэффициент условий работы, учитывающий влияние размеров поперечного сечения на несущую способность балки, его значение приведено в СНиП II-25-80 в зависимости от высоты сечения h

$h=70$ см $\rightarrow m_\delta=1$,

$h<70$ см $\rightarrow m_\delta >1$,

$h>70$ см $\rightarrow m_\delta <1$;

m_ϕ – коэффициент формы, для балок прямолинейной формы сечения $m_\phi =1$, для балок двутавровых сечений m_ϕ даны в учебнике Г. Г. Карлсена в зависимости от отношения ширины стенки к ширине пояса.

Расчетное сечение, где действуют максимальные нормальные напряжения, в балках переменной высоты не совпадает, как в балках постоянной высоты, с местом действия максимального изгибающего момента, поскольку момент сопротивления сечений уменьшается у них от середины балки быстрее, чем изгибающий момент. Расстояние расчетных сечений от опор X определяется путем отыскания максимума эпюры нормальных напряжений по длине балки.

Это сечение находится из общего выражения для нормальных напряжений

$$\sigma_u = \frac{M_x}{W_x}$$

Для нахождения экстремальных точек эпюры напряжений необходимо приравнять нулю выражение, полученное после дифференцирования выражения для σ_u .

В двускатной балке переменного сечения при равномерно распределенной нагрузке

$$X = \frac{l h_{оп}}{2h},$$

где $h_{оп}$ – высота опорного сечения,

h – высота сечения в середине пролета балки.

Изгибающий момент в этом случае равен

$$M = \frac{qx}{2}(l - x)$$

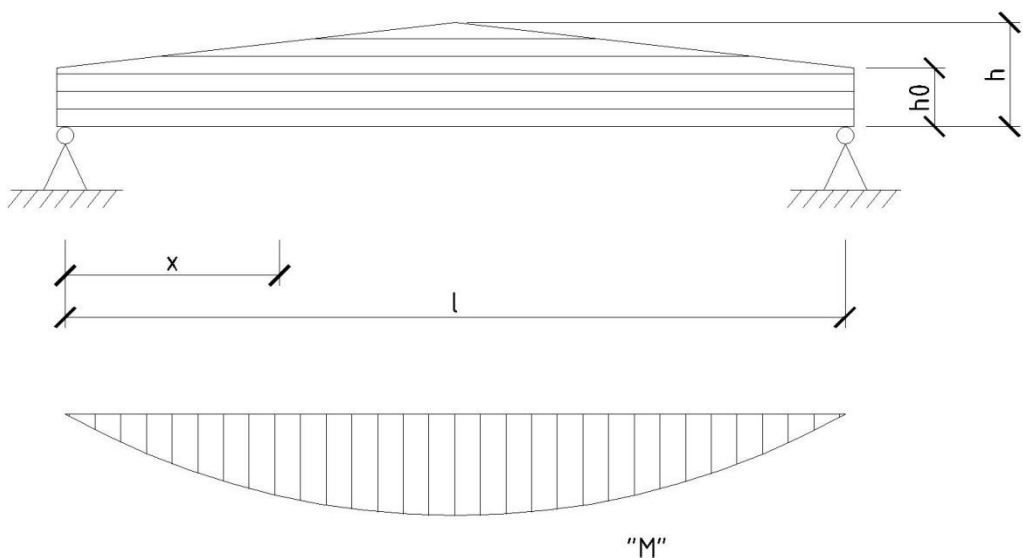


Рисунок 7 – Эпюра изгибающего момента M

В гнутоклееных балках дополнительно проверяется еще и напряжения растяжения вгнутой зоне.

2. Расчет на устойчивость плоской формы деформирования изгибаемых элементов.

$$\sigma_u = \frac{M}{\varphi_m W_{\delta p} \cdot m_{\delta} \cdot m_{\phi}} \leq R_u,$$

где M – максимальный изгибающий момент на рассматриваемом участке l_p , m_{δ} и m_{ϕ} – балочный коэффициент и коэффициент формы (применяются такими же, как и при расчете прочности).

3. Проверка прочности по скалывающим напряжениям в сечении с максимальной поперечной силой выполняется по формуле Журавского

$$\tau = \frac{Q S_{\delta p}}{J_{\delta p} b} \leq R_{ск},$$

где Q – поперечная сила, $S_{\delta p}$ – статический момент относительно нейтральной оси той части площади сечения, которая расположена выше или ниже проверяемого шва, $J_{\delta p}$ – момент инерции сечения, b – ширина балки, и при двутавровом сечении – ширина стенки ($b=b_{ст}$).

4. Расчет по прогибам.

СНиП II-25-80 дает формулу для определения наибольшего прогиба шарнирно-опертых балок в виде:

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

где f_0 – прогиб балки постоянного сечения высотой h без учета деформаций сдвига, для загруженной равномерно-распределенной нагрузкой

$$f_0 = \frac{5 q l^4}{384 E J},$$

h – наибольшая высота сечения,

l – пролет балки,

k – коэффициент, учитывающий влияние переменности высоты сечения, для балки постоянного сечения $k=1$,

c – коэффициент, учитывающий влияние деформации сдвига от поперечной силы.

Значение коэффициентов k и c для основных расчетных схем балок даны в приложении СНиП.

При проверке балки по прогибам должно выполняться условие

$$\frac{f}{l} \leq \left[\frac{f}{l} \right], \left[\frac{f}{l} \right] = \frac{1}{300}$$

Кроме основных проверок в ряде случаев выполняются дополнительные проверки. К таким проверкам относятся проверка на смятие опорной площадки балки, проверка напряжений растяжения вгнутой балках и т.п.

Кроме однопролетных балок в ряде случаев с эффектом применяют многопролетные и консольные дощатоклееные балки. Расчет таких балок производится по общим принципам строительной механики с учетом формы и высоты сечения (коэффициентов m_{δ} и m_{ϕ}).

В случае, если необходимо повысить несущую способность и жесткость балки иногда выполняют армирование дощатоклееных балок.

Дощатоклееные армированные балки представляют собой деревянные клееные балки, в которые вклеиваются стержни стальной арматуры.

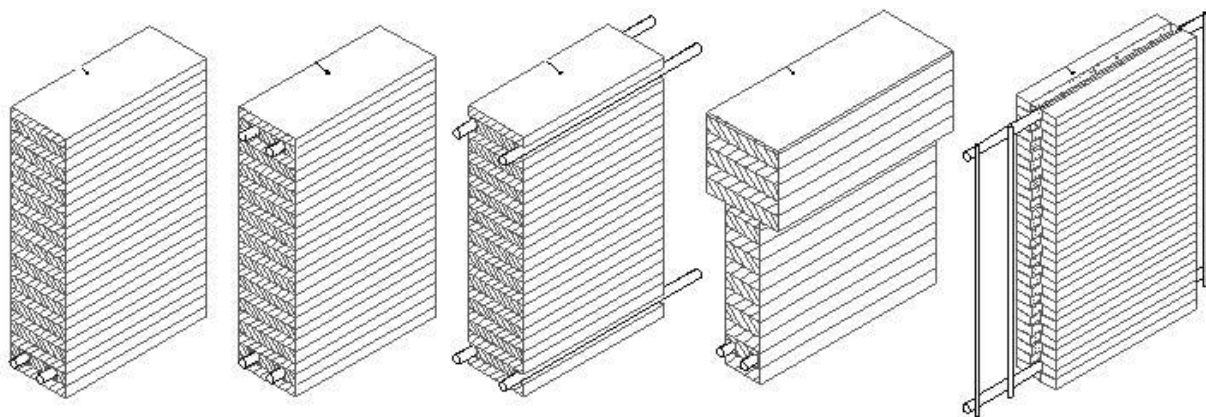


Рисунок 8 – Дощатоклееная армированная балка

Целесообразно выполнять армирование двойной арматурой классов А-III и А-IV. Процесс армирования находится в пределах 2...4 %. Клей чаще всего эпоксидно-цементный.

Расчет армированных балок на изгиб производится с учетом совместной работы клееной древесины и арматуры методом приведенных сечений, учитывающим модуль упругости древесины и стали.

$$J_{\text{прд}} = J_{\text{др}} + J_{\text{ф}} \frac{E_{\text{ф}}}{E_{\text{др}}}$$

Расчет армированных балок по прочности производят исходя из того, что древесина разрушается раньше, чем стальная арматура:

$$\sigma = \frac{M}{W_{\text{пр}} \cdot m_{\delta}} \leq R_{\text{и}} = 15 \text{ МПа}$$

Клефанерные балки

По форме сечения могут быть коробчатыми, двутавровыми, двутаврово-коробчатыми (склеенными из двух или нескольких двутавров), треугольными, трапециевидными.

Однако наибольшее распространение в отечественном и зарубежном строительстве получили первые три вида балок:

- 1) коробчатого сечения

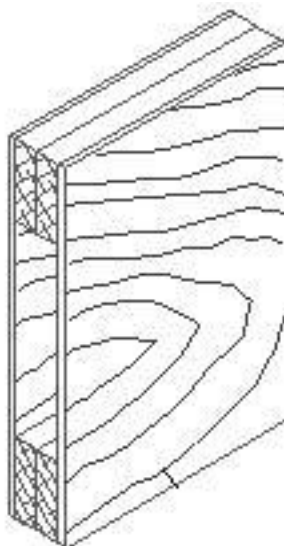


Рисунок 9 – Клефанерная балка коробчатого сечения

- 2) двутаврового сечения

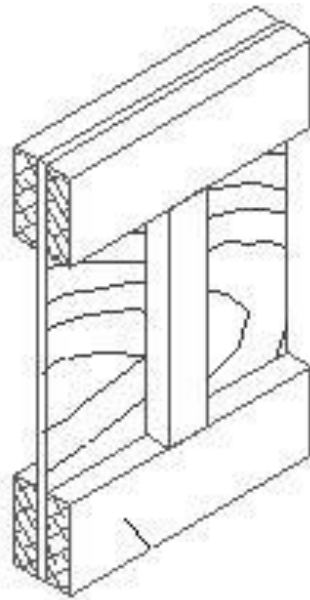


Рисунок 10 – Клефанерная балка двутаврового сечения

3) двутаврово-коробчатого сечения

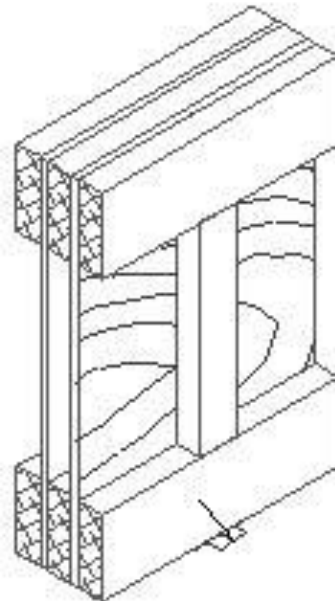


Рисунок 11 – Клефанерная балка двутаврово-коробчатого сечения

Традиционно клефанерные балки состоят из дощатых поясов и фанерных стенок, однако в настоящее время предпринимаются попытки создания цельнофанерных конструкций, что позволяет экономить пиломатериал. Примером таких конструкций является цельнофанерная клееная балка, изобретенная в США

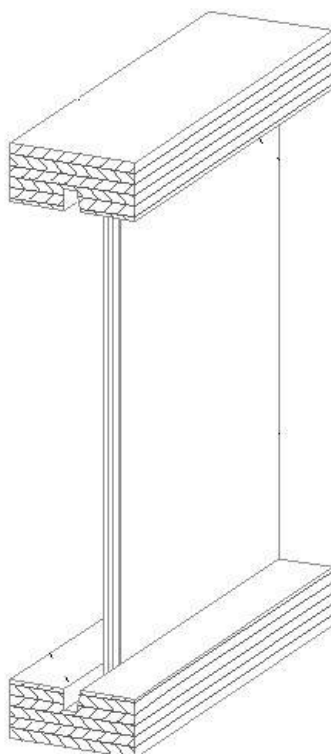


Рисунок 12 – Цельнофанерная клееная балка двутаврового сечения

Предпринимаются попытки создания балок двутаврового сечения с поясами из манерных профилей (уголков), С-Петербург.

По длине клеефанерные балки могут иметь постоянное или переменное сечение.

Их высоту в середине пролета определяют расчетом на изгиб и она получается близкой к $1/10 \dots 1/12$ пролета.

Высоту сечения на опоре определяют расчетом стенок на срез и устойчивость, но она должна быть не меньше 0.4 пролета.

Стенки клеефанерных балок изготавливают из водостойкой строительной фанеры толщиной $10 \dots 12$ мм. Направления наружных волокон фанеры следует принимать параллельным волокном поясов и продольным осям балки. При этом стенка работает на изгиб в направлении наибольшей прочности и жесткости. Фанера стыкуется «на ус», либо встык с накладками. Как правило, в местах стыкования фанеры ставятся ребра жесткости, т.е. по длине балки ребра ставятся с шагом, равным $1/8 \dots 1/10$ пролета.

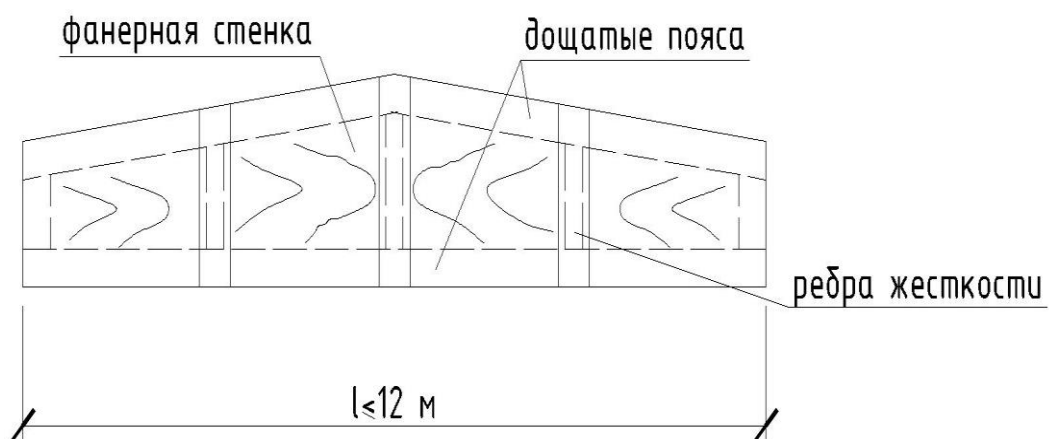


Рисунок 13 – Расстановка ребер жесткости

По плоскостям склеивания с фанерными стенками пояса должны иметь прорези для того, чтобы ширина клеевых швов не превосходит 10 см для предотвращения перенапряжений швов при короблении. По длине доски соединяются зубчатым стыком.

Нижние растянутые пояса должны изготавливаться из досок 2 (или 1) сорта, сжатые пояса и ребра – из 2 (или 3) сорта.

Расчет ребристых клеефанерных балок производят на изгиб с учетом совместной работы дощатых поясов и фанерных стенок.

В двускатных балках переменной высоты сечения, где при равномерной нагрузке действуют максимальные напряжения изгиба, находятся не в середине пролета, а на расстоянии X от опоры:

$$X = \left[\sqrt{\gamma(1 + \gamma)} - \gamma \right]$$

где $\gamma = h_{\text{оп}}/l_i$, где $h_{\text{оп}}$ – высота опорного сечения между осями поясов,

l – пролет балки,

i – уклон верхнего пояса.

Изгибающий момент в этом сечении равен $M = 0.5qx(l - x)$. Геометрические характеристики сечений клеефанерных балок определяются с учетом различных модулей упругости древесины (E_g) и фанеры (E_f).

В результате определяются приведенные к древесине поясов геометрические характеристики сечения

$$J_{\text{прд}} = J_{\text{др}} + J_{\text{ст}} \frac{E_{\text{ст}}}{E_{\text{др}}}$$

$$W_{\text{прд}} = \frac{2J_{\text{прд}}}{h}$$

При расчете ребристой клеефанерной балки выполняют следующие проверки.

1. Проверка нормальных напряжений в поясах из древесины и фанерной стенке балки производится на действие максимального изгибающего момента по формулам:

- для растянутого пояса

$$\sigma_p = \frac{M}{W_{\text{прд}}} \leq R_p,$$

- для сжатого пояса

$$\sigma_c = \frac{M_k}{W_{\text{прд}} \varphi} \leq R_c,$$

здесь φ – коэффициент продольного изгиба,

- для фанерной стенки

$$\sigma_{\text{рф}} = \frac{M}{W_{\text{прд}} \varphi} \frac{E_f}{E_d} \leq R_{\text{фр}} m_{\text{ф}},$$

$m_{\text{ф}}$ – коэффициент, учитывающий снижение сопротивления фанеры в стыке «на ус» (для обычной фанеры $m=0.6$, для бакелизированной 0.8)

2. Проверка прочности фанерных стенок на совместное действие касательных и нормальных напряжений с учетом анизотропии фанеры, т.е. проверка по главным напряжениям в зоне перехода от поясов к стенкам

$$\sigma_p^1 = \frac{\sigma_{\text{ст}}}{\alpha} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_{\text{ст}}}{2}\right)^2 + \tau_{\text{ст}}^2} \leq R_{\text{ф}\alpha},$$

σ_p – главные напряжения,

$\sigma_{\text{ст}}$, $\tau_{\text{ст}}$ – нормальные и касательные напряжения в стенке на том же уровне,

$R_{\phi\alpha}$ – расчетное сопротивление фанеры растяжению под углом α , определяются по графику приложения 5 СНиП,

α – угол наклона направления главного напряжения к оси балки, определяется из зависимости $tg 2\alpha = \frac{2\tau_{ст}}{\sigma_{ст}}$.

3. Проверка на скалывание между слоями шпона в местах приклейки стенок к поясам

$$\tau_{ск} = \frac{QS_n}{J_{брф} \sum b_{ш}} \leq R_{фск} \text{ (0.6 МПа)}$$

S_n – статический момент пояса относительно оси балки,

$\sum b_{ш}$ – суммарная ширина клеевых швов приклейке поясов к стенкам, $\sum b_{ш} = nh_n$ (h_n – высота пояса, n – число вертикальных швов)

$R_{фск}$ – расчетное сопротивление фанеры скалыванию.

4. Проверка фанерной стенки на срез (у опор) по нейтральной оси

$$\tau_{ед} = \frac{QS_{прф}}{J_{прф} \sum \delta_{ф}} \leq R_{фср}$$

$S_{прф}$ – приведенный к фанере статический момент половины поперечного сечения балки относительно ее оси,

$\sum \delta_{ф}$ – суммарная толщина фанерных стенок.

5. Проверка стенки на местную устойчивость (в середине приопорной панели)

Для обеспечения устойчивости стенки при продольном расположении волокон относительно оси балки должно быть $h_{ст}/\delta \leq 50$, где $h_{ст}$ – высота стенки в середине опорной панели, δ – толщина стенки.

Если $h_{ст}/\delta > 50$, то должна быть выполнена проверка на местную устойчивость.

Расчет устойчивости следует производить по формуле:

$$\frac{\sigma_{ст}}{K_u \left(\frac{100\delta}{h_{ст}}\right)^2} + \frac{\tau_{ст}}{K_\tau \left(\frac{100\delta}{h_{расч}}\right)^2} \leq 1$$

Здесь K_u , K_δ – коэффициенты, определяемые по графикам СНиП,

$h_{ст}$ – высота стенки между внутренними гранями полок, $h_{расч} = h_{ст}$ при $a \geq h_{ст}$,

$h_{расч} = a$ при $a < h_{ст}$, a – расстояние между ребрами в свету.

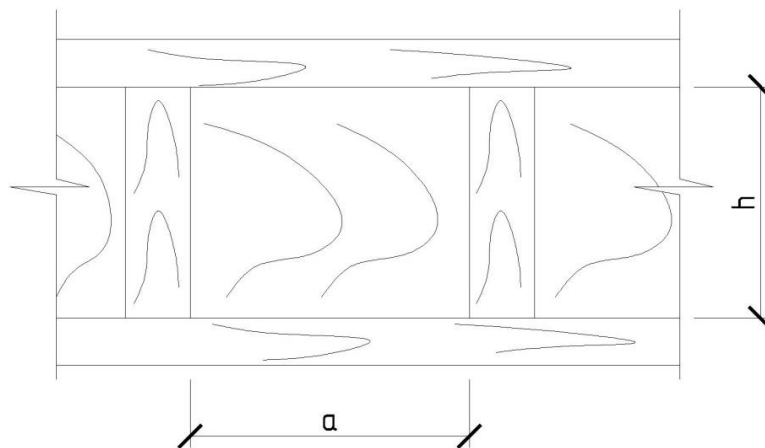


Рисунок 14 – Расстановка ребер жесткости

Здесь $\delta_{ст}$, $\tau_{ст}$ – нормальные и касательные напряжения в середине опорной панели, знаменатели (в формуле проверки устойчивости стенки) – это критические напряжения, при которых стенка теряет устойчивость.

6. Расчет по прогибам

$$\frac{f}{l} \leq \left[\frac{f}{l}\right], \left[\frac{f}{l}\right] = \frac{1}{300}$$

$$f = \frac{f_0}{k_n l^4} \left[1 + c \left(\frac{h}{l} \right)^2 \right]$$

$$f_0 = \frac{5}{384} \frac{q l^4}{E_g J_{\text{прд}}}$$

Клеефанерная балка с волнистой стенкой относится к классу малогабаритных балок. Пояса состоят из одиночных досок 2-го сорта. Они располагаются горизонтально плашмя, и в их плоскостях образуется волнистые по длине клиновидного сечения.

Фанерная стенка имеет волнистую форму, клеиваются краями в пазы.

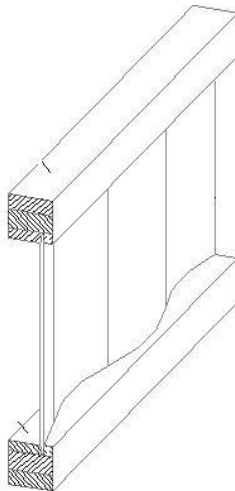


Рисунок 15 – Клеефанерная балка с волнистой стенкой

Благодаря волнистой форме стенка лучше сопротивляется потере устойчивости, чем плоская.

Расчет плоских балок производится с учетом того, что стенка практически не работает на нормальные напряжения при изгибе и эти напряжения воспринимаются только поясами. Кроме того благодаря своей форме стенка является податливой, поэтому расчет таких балок по прочности и прогибам при изгибе производят как составных балок с податливой стенкой.

Лекция № 7

Рамные конструкции

Рамные конструкции являются одним из наиболее распространенных типов несущих конструкции. Они хорошо вписываются в поперечное сечение большинства производственных и общественных зданий.

Рамные конструкции относятся к классу распорных.

Деревянные рамы обычно применяют однопролетными при пролетах 12...30 м.

В мировой практике строительства встречаются рамы пролетом до 60 м.

Рамы классифицируются по нескольким признакам

- По статической схеме рамы могут быть

1) трехшарнирными (статически определимыми)

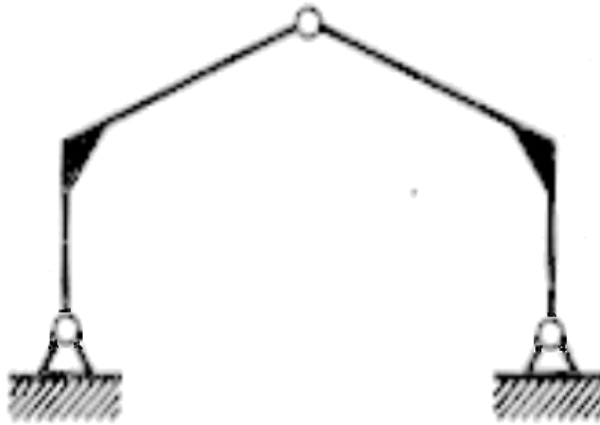


Рисунок 1 – Трехшарнирная рама

2) двухшарнирными жестко опертыми (такие рамы являются статически неопределимыми)

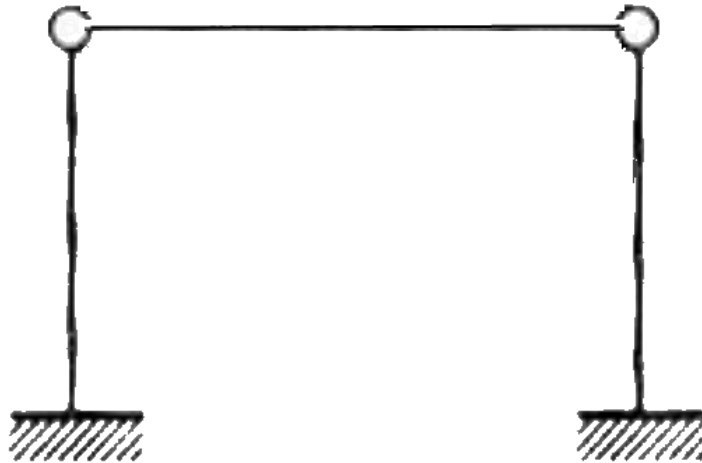


Рисунок 2 – Двухшарнирная жестко опертая рама

3) двухшарнирными шарнирно опертыми (тоже статически неопределимые)

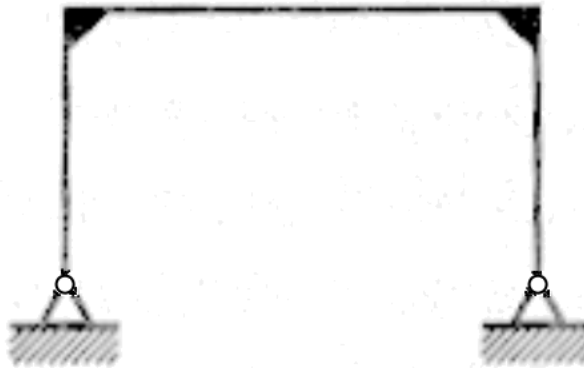


Рисунок 3 – Двухшарнирная шарнирно опертая рама

Наиболее распространенными являются трехшарнирные рамы, т.к. в статически определимых системах не происходит перераспределения усилий при деформировании под длительно действующей нагрузкой, что обеспечивает соответствие их расчетным усилиям.

- По конструктивному решению различают:

- 1) рамы построечного изготовления;
- 2) рамы заводского изготовления.

Рамы построечного изготовления из досок и брусьев собирают непосредственно на строительной площадке. В этих рамах используются преимущественно податливые виды соединений: болты, гвозди, упоры.

Ригель и стойки таких рам могут иметь сплошное сечение или выполняются в виде решетчатых систем.

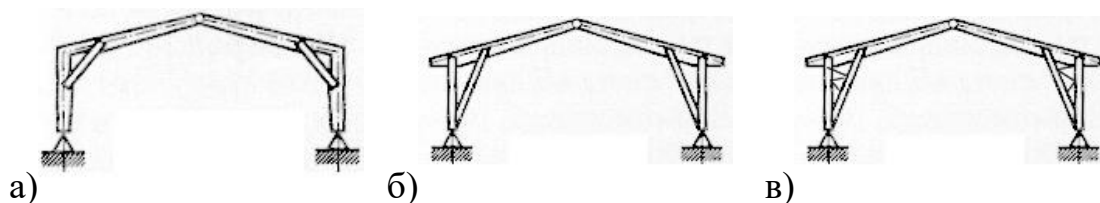


Рисунок 4 – Рамы построечного изготовления а) с подкосами в карнизном узле б) с опорными подкосами в) с решетчатыми стойками

К рамам построечного изготовления относятся также рамы с перекрестной стенкой на гвоздях. Конструкция таких рам аналогична конструкции балки с перекрестной стенкой на гвоздях.

Рамы построечного изготовления отличаются большим количеством узлов и требуют больших затрат труда и высококачественных материалов, поэтому наибольшее распространение получили рамы заводского изготовления или клееные рамы.

В зависимости от технологии изготовления или используемых материалов клееные рамы можно разделить на три группы:

- 1) гнутоклееные (из склеенных по пласти досок);
- 2) дощатоклееные из прямолинейных элементов;
- 3) клеефанерные, имеющие дощатые пояса и стенки из водостойкой фанеры.

Эти рамы, как правило, имеют прямолинейные элементы ригеля и стойки.

Распространенными конструкциями являются гнутоклееные рамы прямоугольного сечения, состоящие из гнутых, склеенных по пласти, досок.

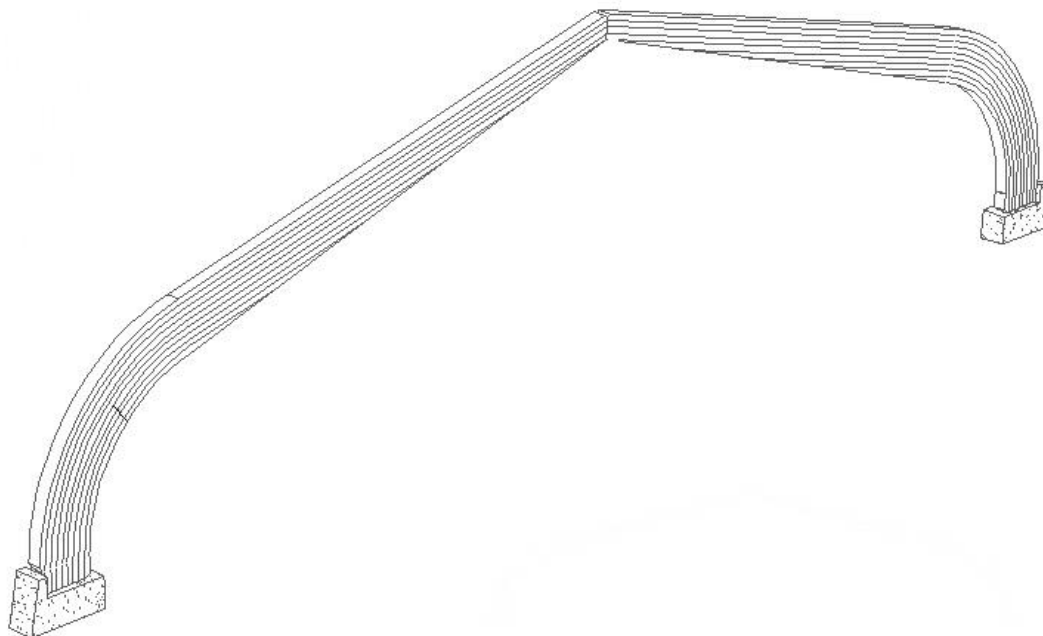


Рисунок 5 – Гнутоклееная рама

В таких рамах для образования карнизного узла доски выгибаются, образуя плавный переход от ригеля к стойке. Таким образом, жесткий узел здесь выполняется цельноклееным, что выгодно отличает данную конструкцию от рам с карнизными узлами на податливых связях.

При наибольшей высоте стойки вся рама выполняется из двух элементов Г-образного очертания, соединенных между собой в коньке.

Вместе с этим гнутоклееные рамы имеют существенные недостатки экономического порядка. В связи с необходимостью выгиба досок в узле сопряжения ригеля и стойки для этих рам необходим тонкий пиломатериал ($\delta=12...17$ мм после острожки), что связано со значительным удорожанием конструкции: при использовании таких досок резко увеличиваются потери древесины и расход клея, а также трудозатраты на изготовление.

В результате оказывается, что гнutoкленные рамы являются по себестоимости, наиболее дорогие из всех рам.

Более эффективны рамы из прямолинейных элементов с жесткими клееными узлами: эти конструкции отвечают требованиям поточно-конвейерного производства, для их изготовления используется пиломатериал обычной толщины. При этом склеивают пакет досок, который затем распиливают по диагонали, получая при этом две сойки или два ригеля.

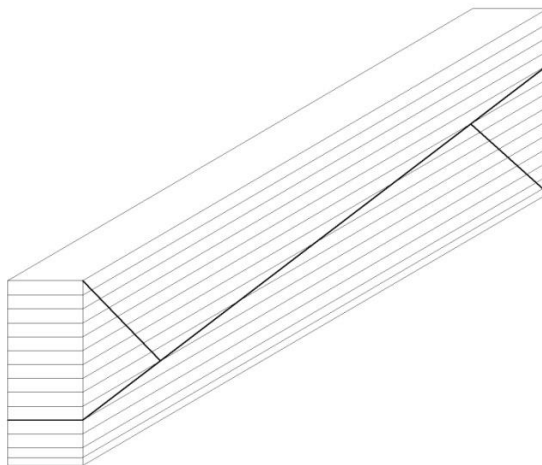


Рисунок 6 –Клееный пакет досок (заготовка для полурам)

Существует несколько конструктивных решений соединения прямолинейных элементов рам в жестком узле.

1. Ригель и стойка соединяются при помощи приклеенных к ним в узле двусторонних накладок из бакелизированной фанеры.

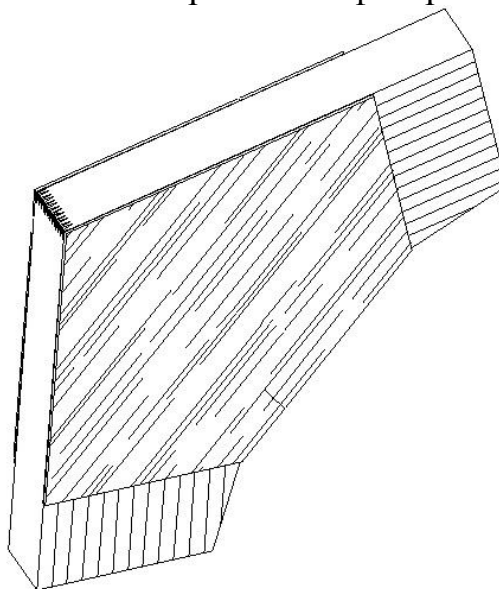


Рисунок 7 – Соединение ригеля и стойки накладками из фанеры

Рамы этого вида имеют несомненные технологические и экономические достоинства. Вместе с тем надежность узла на накладках из бакелизированной фанеры вызывает сомнения: в клеевых швах по плоскостям приклейке накладок к широким дощатым элементам могут возникнуть (при колебаниях влажности) опасные внутренние напряжения, обусловленные различием влажностных деформаций древесины и бакелизированной фанеры. Величину этих напряжений теоретически установить затруднительно, т.к. неизвестна действительная деформация клееного пакета.

Для окончательных выводов о надежности рам с фанерными накладками необходимы опытные данные, на основе которых и может быть решен вопрос о возможности массового применения таких конструкций.

2. Соединение ригеля со стойкой на зубчатый шип.
Это более надежный и перспективный тип соединения.

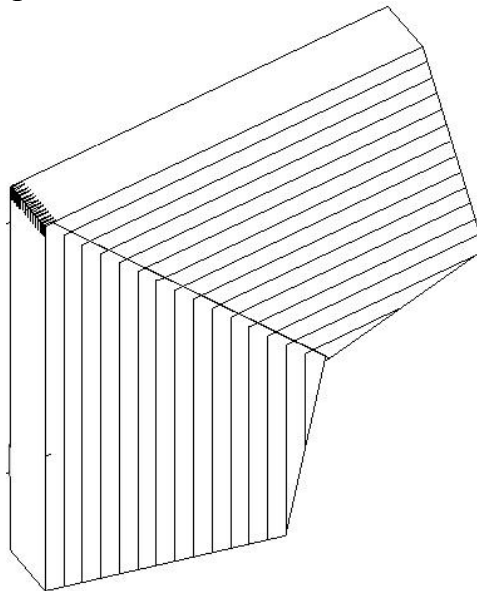


Рисунок 8 – Соединение ригеля со стойкой на зубчатый шип

Однако при таком соединении стойки и ригеля в карнизном узле возникают нежелательные концентрации напряжений, поэтому чаще сопряжения элементов рамы в жестком узле производят при помощи специальных вставок, соединенных с ригелем и стойкой.

3. Соединение ригеля со стойкой с помощью вставок. По форме вставки могут быть двух видов:

1) пятиугольные

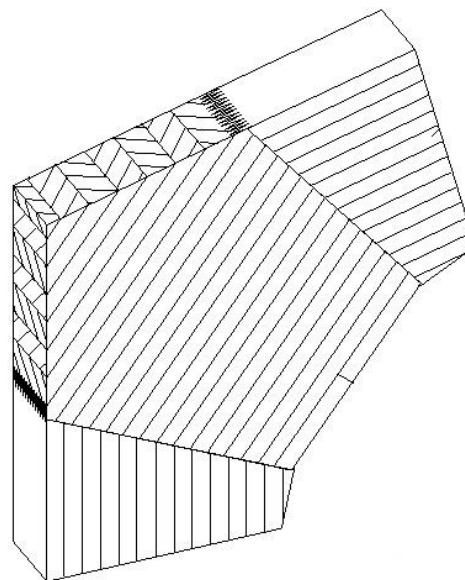


Рисунок 9 – Соединение ригеля и стойки при помощи пятиугольной вставки

2) гнутоклеенные

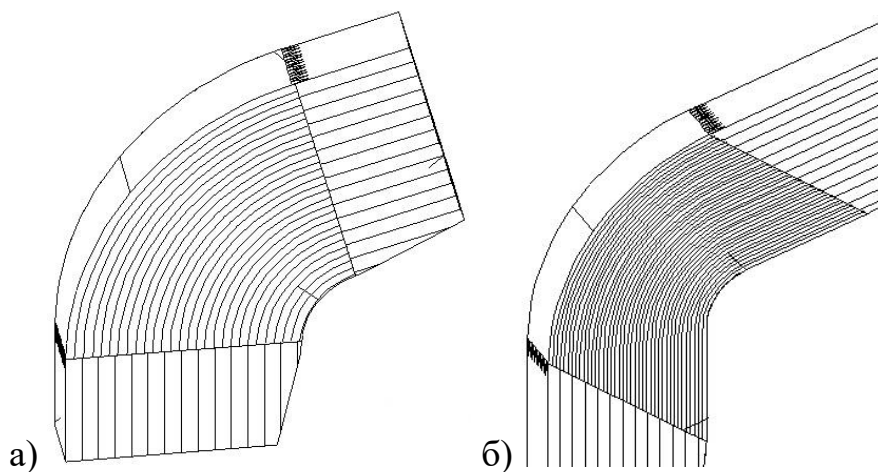


Рисунок 10 – Гнутоклееное соединение ригеля и стойки а) переменной длины б) постоянной длины

Первые (пятиугольные) вставки соединяются с элементами рамы под углом к волокнам. Поэтому в рамах с пятиугольными вставками определяющим условием при назначении размеров поперечного сечения элемента в узлах является несущая способность работающего под углом к волокнам на растяжение соединение его со вставкой.

Кроме этого, в самой вставке не исключается выклинивание кососрезных досок, выходящих на растянутую кромку рамы в месте наибольшего изгибающего момента.

Конструкции жестких узлов с такими вставками можно использовать только в легких рамах, где решающим фактором при назначении поперечных размеров элементов является расчет не по первому, а по второму предельному состоянию.

Более удачно решается жесткий рамный узел при помощи гнутоклееной вставки. Длина вставки вдоль рамы может быть либо постоянной (б), либо переменной (а). Вставки постоянной длины предпочтительнее, т. к. здесь увеличивается площадь клеевых швов в стыке, таким образом повышается надежность соединения.

Применение гнутоклееных вставок позволяет создавать рамные конструкции с широким диапазоном углов наклона ригеля к стойке.

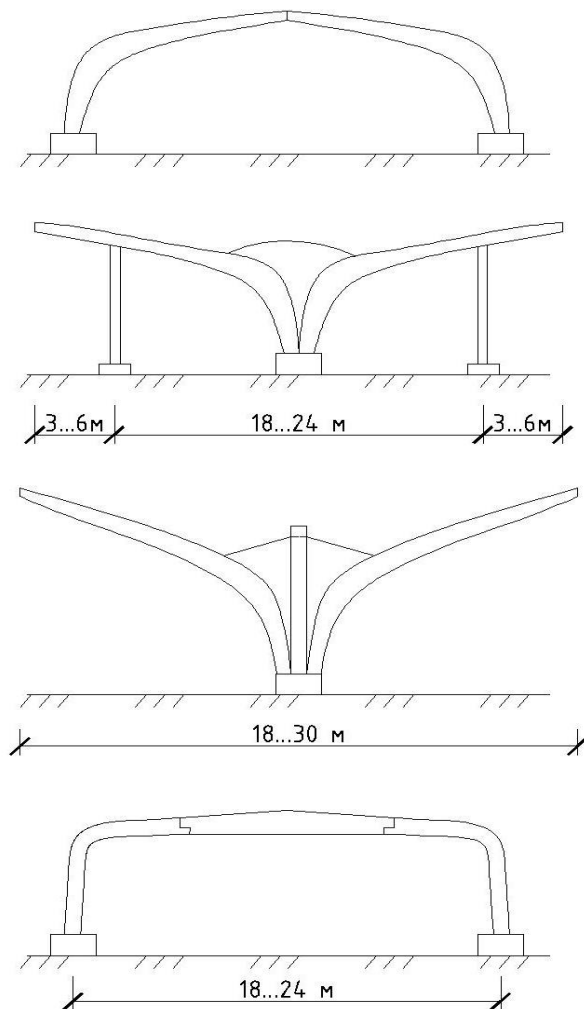


Рисунок 11 –Виды гнутоклееных рам

Существенную экономию пиломатериалов, облегчение веса и уменьшение стоимости конструкции можно получить в рамах, поперечное сечение которых состоит из дощатых поясов и фанерных стенок.

Клеефанерные рамы легче гнутоклееных на 35...40 %.

Поперечное сечение рам может быть двутавровым или двутаврово-коробчатым. При выборе формы сечения элементов рам предпочтение следует отдавать поперечному сечению, состоящему из двух или нескольких склеенных по ширине двутавров. В этом случае обеспечивается симметричное нагружение стенок сдвигающими усилиями относительно их продольных осей, а также увеличение количества площадок скалывания при проверке на скалывание между слоями шпона фанеры.

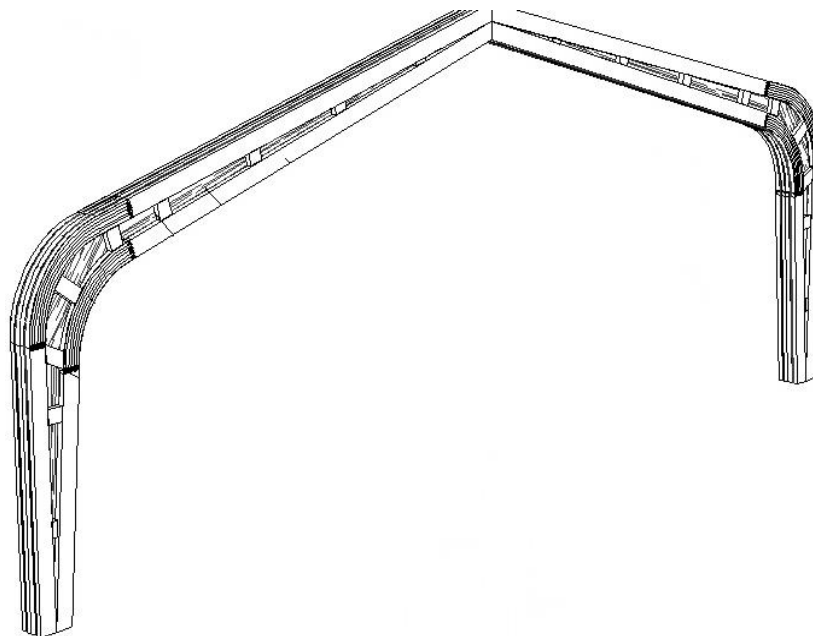


Рисунок 12 – Клеефанерная рама

Для стенок рекомендуется использовать фанеру марки ФСФ, как наиболее доступную по стоимости. Количество фанерных стенок, а так же их толщина определяются расчетом.

Сопряжение поясов (сжатого и растянутого) в жестком переломленном узле рамы рекомендуется проектировать с использованием гнутоклееных вставок, соединенных с дощатыми поясами рам зубчато-шиповым стыком.

В клеефанерных рамах указанные стыки могут размещаться как в одном сечении пояса, так и вразбежку. В последнем случае достигается увеличение надежности стыкуемого соединения.

Гнутоклееные вставки (внутренняя и наружная) могут изготавливаться из разных материалов: внутренняя, имеющая меньший радиус – из шпона, наружная – из досок.

Конструктивные возможности при создании разнообразных форм в клеефанерных рамах с гнутоклееными вставками больше, чем в клеедощатых: легко конструируются рамы с консолями, причем увеличение сечения в защемленных стойках достигается без перерасхода материалов, что позволяет создавать оригинальные по архитектурному решению здания.

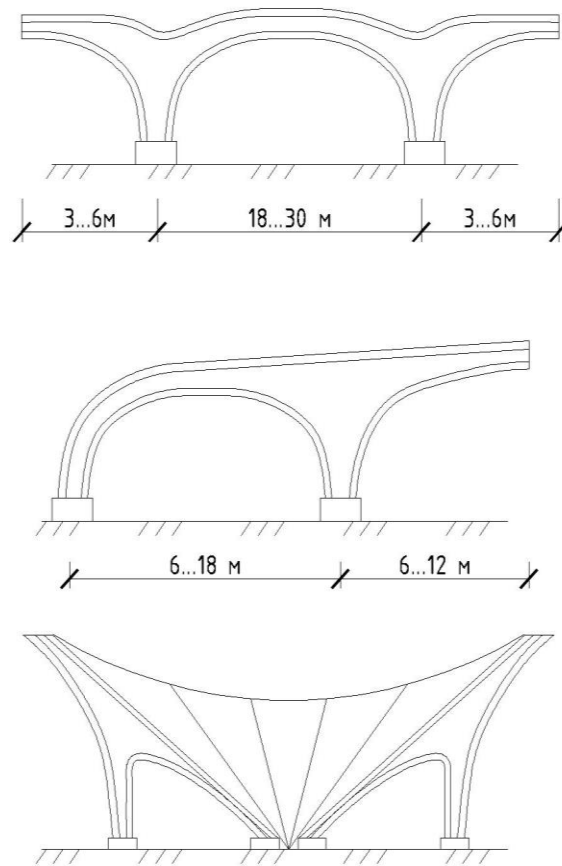


Рисунок 13 .Виды клефанерных рам

Геометрические размеры клеенных рам

Пролеты: 12...24 м,

Высота стоек: 2.6...4.5 м,

Уклон ригеля: 1/4...1/3,

Шаг: 3...6 м.

Высота сечения в коньке – не менее 0.3 высоты сечения в карнизном узле

Высота сечения в карнизном узле: 1/12... 1/30 пролета

Высота сечения стоек у опор: не менее 0.4 высоты в карнизном узле.

Расчету рамы предшествует установление ее расчетной схемы (двухшарнирная или трехшарнирная) и расчетной оси.

Расчет рамы выполняют в следующей последовательности:

- 1) статический расчет, т. е. вычисление усилий в элементах рамы от действия внешних нагрузок (снег, ветер) собственного веса рамы и веса покрытия;
- 2) проверка сечений рамы;
- 3) расчет узлов рамы.

При статическом расчете определяют усилия и строят эпюры M , N , Q от действия равномерно распределенной нагрузки отдельно от собственного веса конструкций, от снеговой нагрузки слева, справа от конькового узла и на всем пролете, а так же от действия равномерно распределенной нагрузки от ветра слева и справа.

При высоте стойки до 4 м расчет на ветровую нагрузку можно не производить.

Например, так выглядит загрузка от собственного веса.

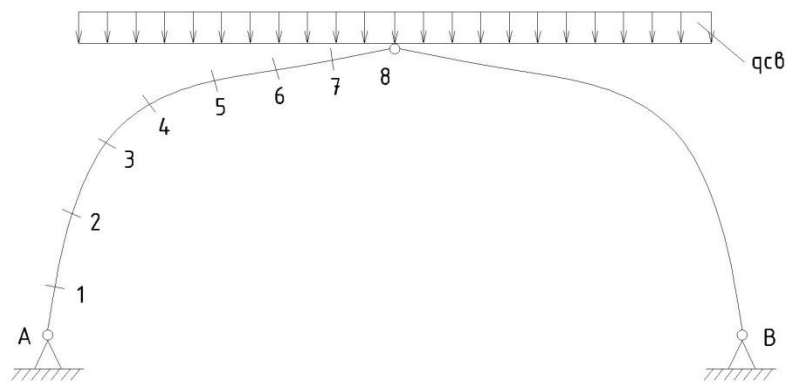


Рисунок 14 – Загружение рамы от собственного веса

Усилия в раме можно определять либо относительно ее геометрической оси, либо относительно наружного контура. В последнем случае необходима корректировка изгибающего момента вследствие переноса нормальной силы с нагруженного контура на ось сечения.

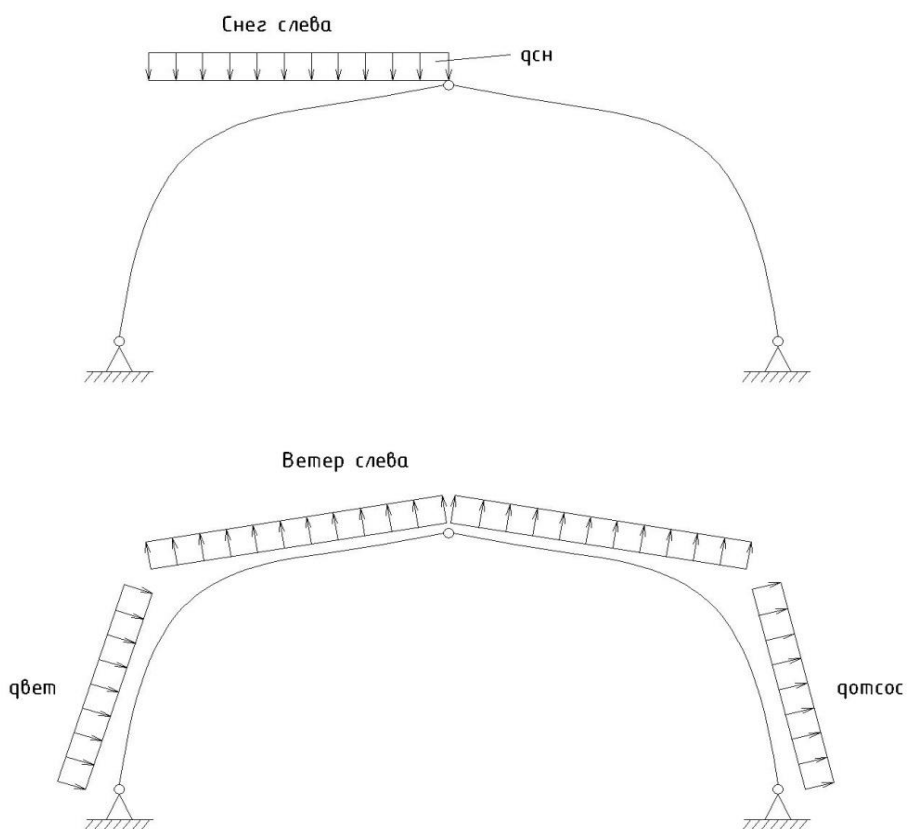


Рисунок 15 – Варианты загрузки рамы

Усилия определяются методами строительной механики в характерных точках по периметру рамы, например А, 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8. Количество точек определяется характером эпюр.

Для примера покажем эпюры М, N, Q от равномерно распределенной нагрузки слева от конькового узла.

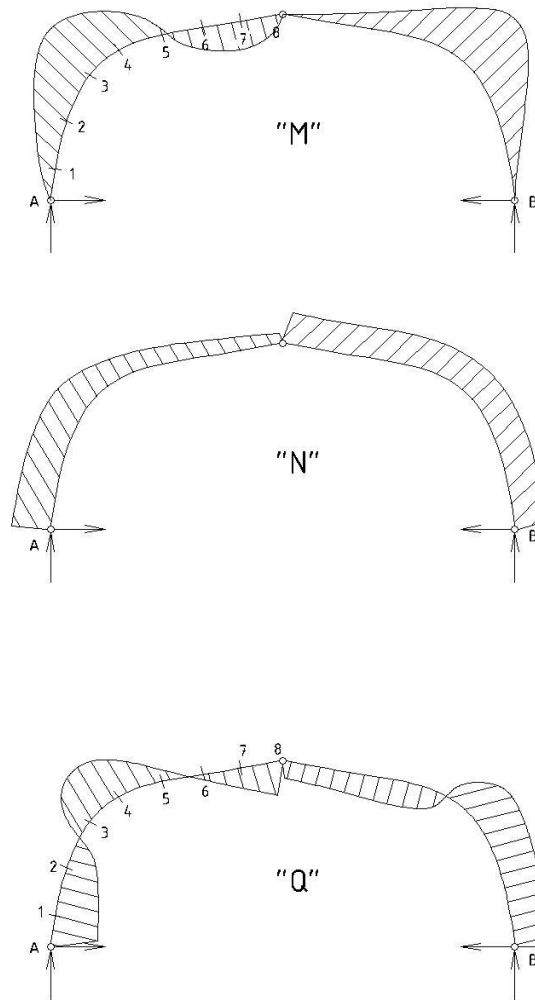


Рисунок 16 – Эпюры М, N и Q

Целесообразно сначала определить усилия и эпюры от равномерно распределенной единичной нагрузки ($q_1=1$), а затем с учетом коэффициента $k=q/q_1$, (где q – реальная нагрузка, q_1 – единичная нагрузка) определять усилия от реальных нагрузок.

В результате статического расчета определяются расчетные усилия в сечениях рамы при основных и дополнительных сочетаниях нагрузок:

- а) расчетная постоянная и временная на всем пролете;
- б) постоянная на всем пролете, временная – на половине пролета;
- в) по схемам а и б в сочетании с ветром.

При выполнении статического расчета рамы, также как и при расчете других конструкций необходимо пользоваться СНиП «Нагрузки и воздействия».

Поскольку в настоящее время в практике строительства применяют только клееные рамы, то в дальнейшем речь будет идти об этих рамах.

Проверка сечений рамы

Наиболее напряженными сечениями по нормальным напряжениям, если обратить внимание на эпюры М и N, для рам являются карнизные узлы, а для рам с подкосами – сечения у концов подкоса в местах примыкания его к стойке и ригелю.

1. Расчет на прочность элементов трехшарнирных рам в их плоскости допускается выполнять по правилам расчета сжато-изгибаемых элементов с расчетной длиной, равной длине полурамы по осевой линии:

$$\frac{N}{F_{расч}} + \frac{M_g}{W_{расч}} \leq R_c$$

2. Устойчивость плоской формы деформирования трехшарнирных рам допускается выполнять по формуле:

$$\frac{N}{\varphi R_c F_{бр}} + \left(\frac{M_g}{\varphi_m R_u W_{бр}} \right)^n \leq 1$$

Криволинейные участки гнутоклееных рам

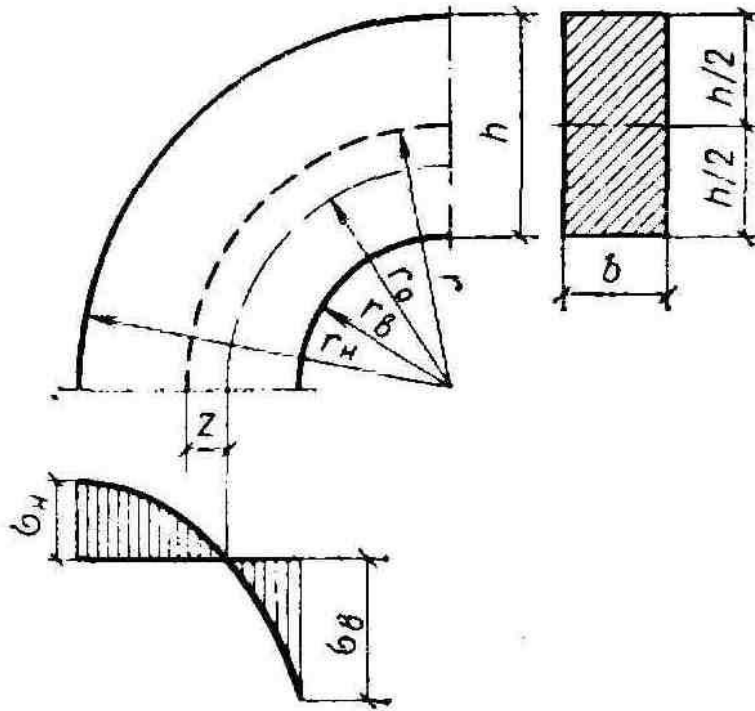


Рисунок 17 – Криволинейный участок гнутоклееной рамы

Криволинейные участки гнутоклееных рам при отношении $h/r \geq 1/7$ (h – высота сечения, r – радиус кривизны центральной оси криволинейного участка) следует рассчитывать

$$\frac{N}{F_{расч}} + \frac{M_g}{W_{расч}} \leq R_c$$

Здесь при проверке напряжений по внутренней кромке расчетный момент сопротивления следует умножить на коэффициент k_{rb} :

$$k_{rb} = \frac{1 - 0.5 h/r}{1 - 0.17 h/r}$$

Расчет узлов рамы

Для рам заводского изготовления выполняется расчет опорного и конькового узлов. Опорные шарнирные узлы клееных рам могут быть весьма разнообразными.

Покажем несколько вариантов опорных узлов:

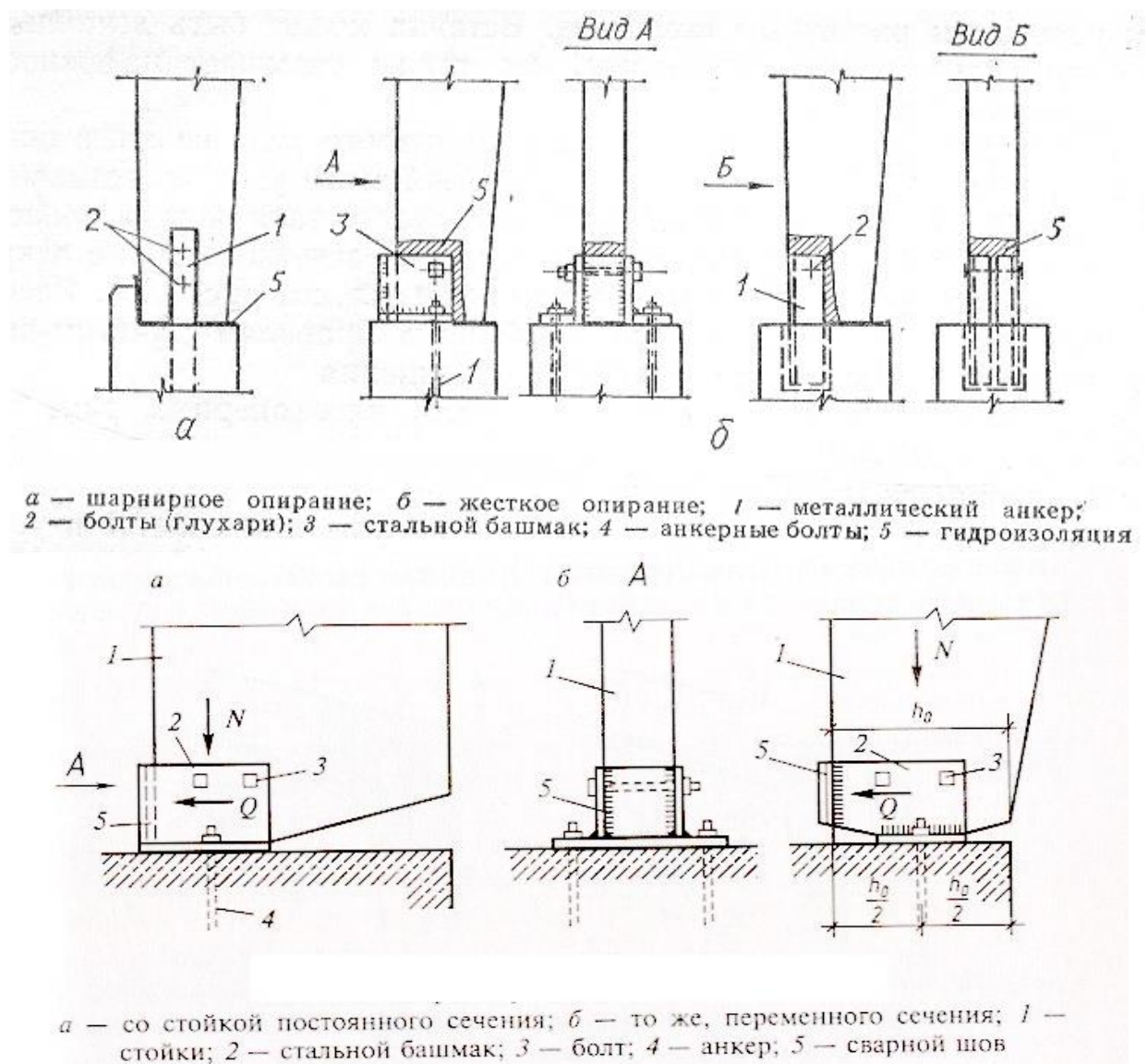


Рисунок 18 – Варианты опорных узлов

Для всех вариантов опорных узлов продольная сжимающая сила N воспринимается смятием вдоль волокон древесины стойки. В этом случае проверку выполняют по формуле:

$$\delta_{см} = \frac{N}{F} \leq R_{см}$$

Поперечная сила Q может быть передана на фундамент через болты или глухарь, крепящие стойку к стальным элементам, заделанным в фундамент. В этом случае рассчитывается количество болтов, воспринимающих силу Q .

В другом варианте опорного узла поперечная сила передается через деревянный брусок или через вертикальный лист стального башмака. В этом случае

$$\delta_{см90} = \frac{Q}{F} \leq R_{см90}$$

Коньковый узел чаще всего решается с деревянными накладками на болтах, хотя возможны и другие варианты конькового узла (при больших величинах поперечной силы), например, с металлическими соединительными деталями.

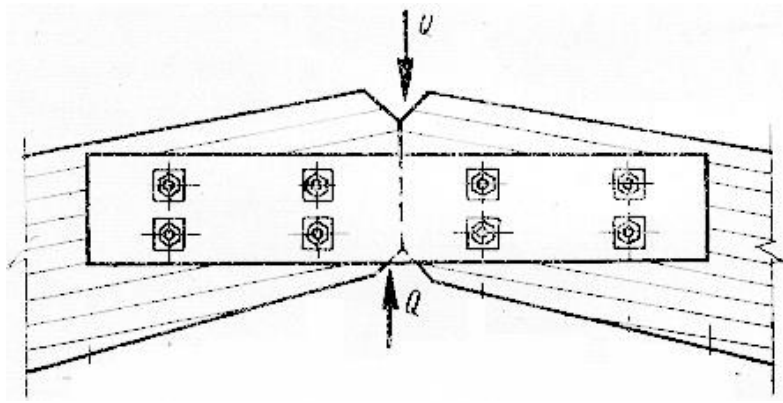


Рисунок 19 – Коньковый узел

Количество болтов рассчитывается из условия восприятия ими поперечной силы.

Лобовые упоры соединения ригелей рассчитывают на смятие под углом и вдоль волокон на действие продольной силы N .

Лекция № 8

Арки. Общая характеристика. Схемы арок, конструкция и расчет

Арки также как и рамные относятся к распорным конструкциям, т. е. для них характерно наличие горизонтальной составляющей опорной реакции (распора). Арки используются в качестве основных несущих конструкций зданий различного назначения. Их применяют в покрытиях промышленных, сельскохозяйственных и общественных зданий пролетом от 12 до 70 м. В зарубежном строительстве с успехом применяют арки пролетом до 100 м и более.

По статической схеме арки разделяют на трехшарнирные и двухшарнирные без ключевого шарнира:

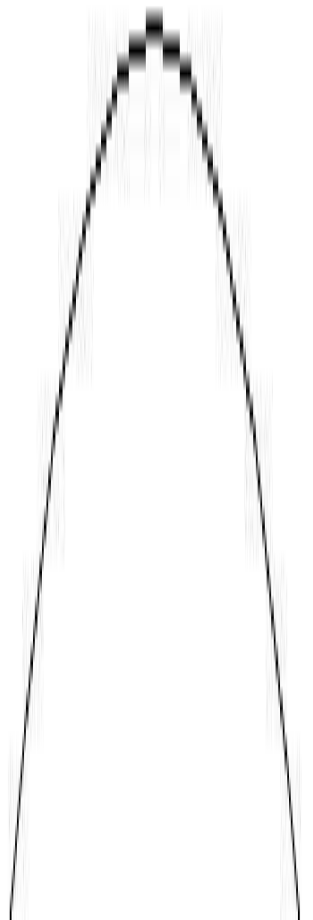
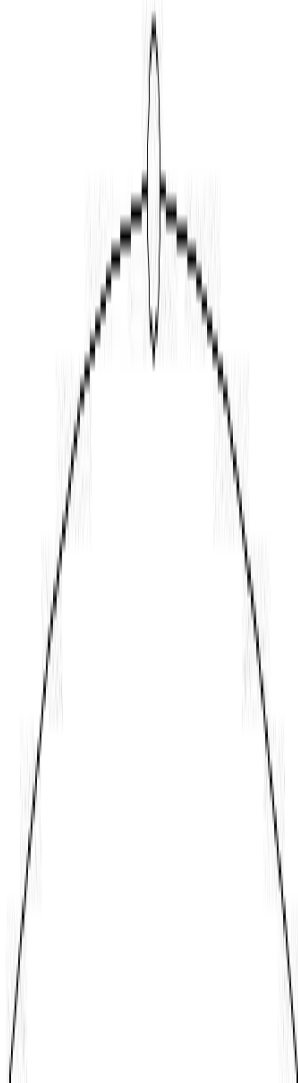


Рисунок 1 – Трехшарнирная и двухшарнирная арка

По схеме опирания их делят на арки с затяжками, воспринимающими распор и на арки без затяжек, распор которых передается на опоры.

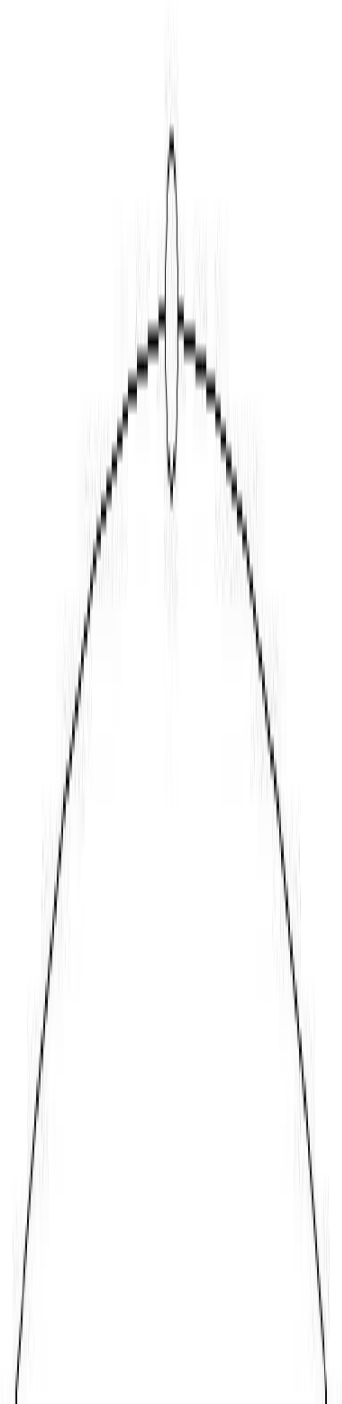
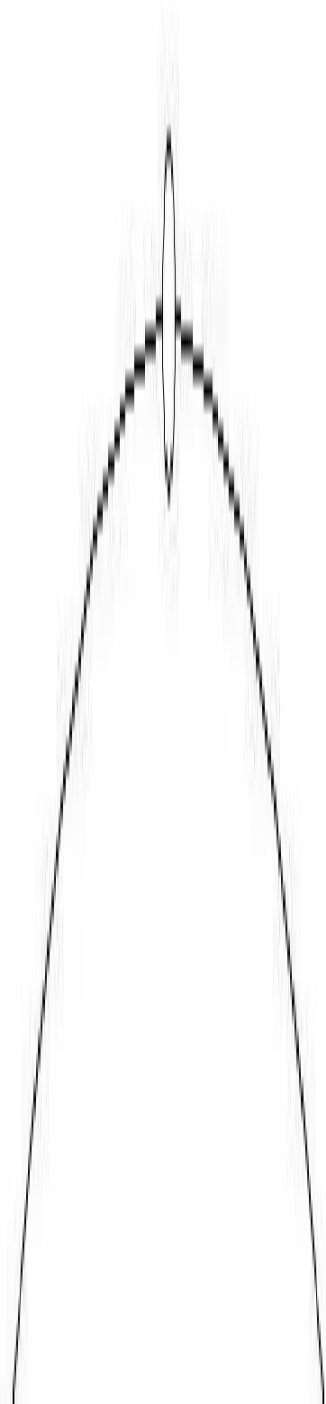


Рисунок 2 - Арка без затяжки и с затяжкой

Затяжки изготовливают в большинстве случаев из арматуры или профильной стали. Возможно применение деревянных клееных затяжек, в условиях химически агрессивных сред, где металл будет корродировать.

По форме оси арки делят на:

- треугольные из прямых полуарок
- пятиугольные

- 1 Трехшарнирная ломаного очертания с опорами на фундамент
- 2 Трехшарнирная треугольная переменного сечения с опорами на фундамент
- 3 Трехшарнирная треугольная постоянного сечения с опорами на фундамент

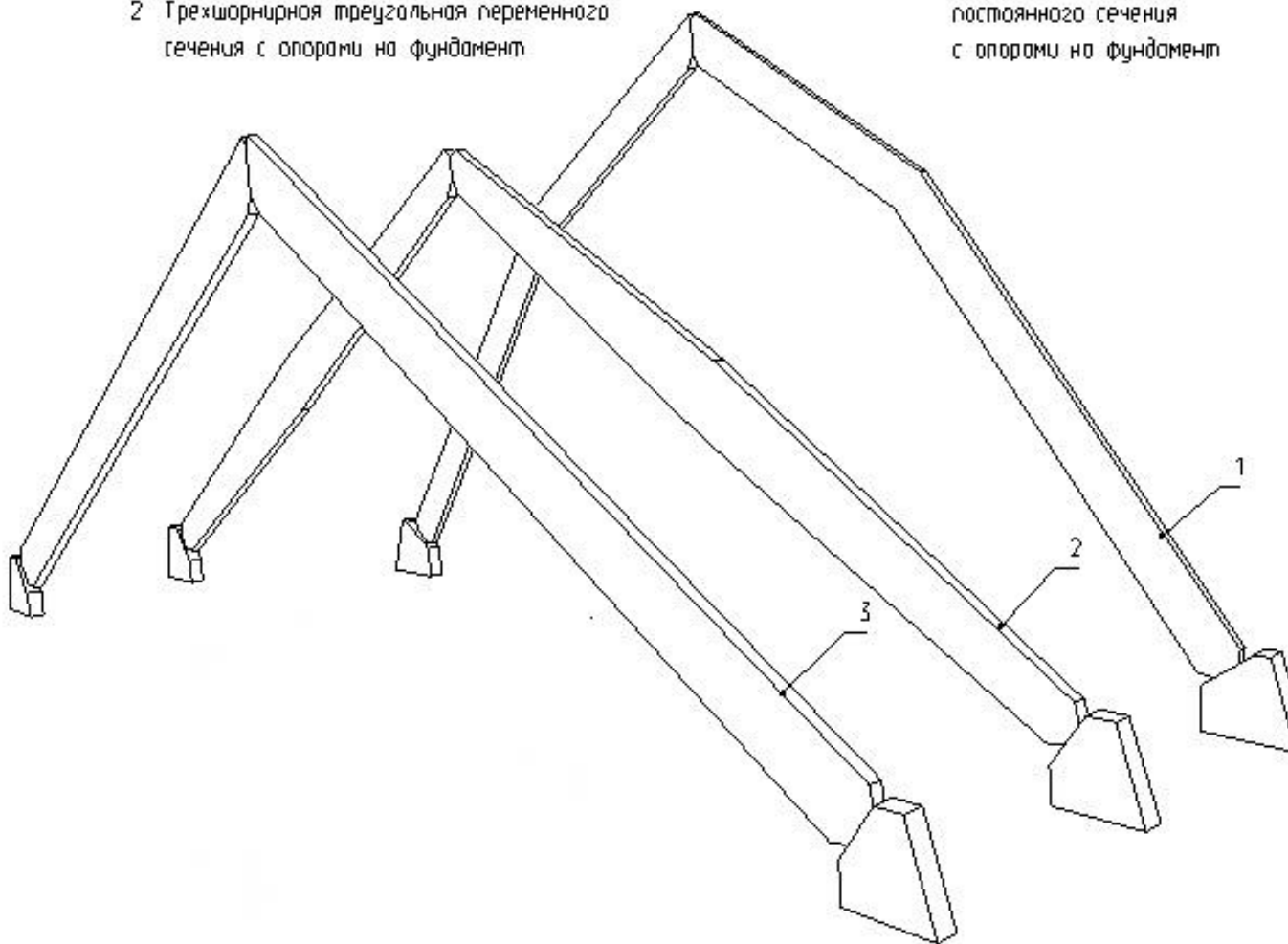


Рисунок 3

- сегментные, оси полуарок располагаются на общей окружности
- стрельчатые, состоящие из полуарок, оси которых располагаются на двух окружностях, смыкающихся в ключе под углом.

1. Сегментная арка с металлической затяжкой
2. Трехшарнирная кругового очертания
3. Трехшарнирная кругового очертания и переменного сечения

4. Трехшарнирная стрельчатого очертания
5. Трехшарнирная килевидного очертания
6. Двухшарнирная кругового очертания

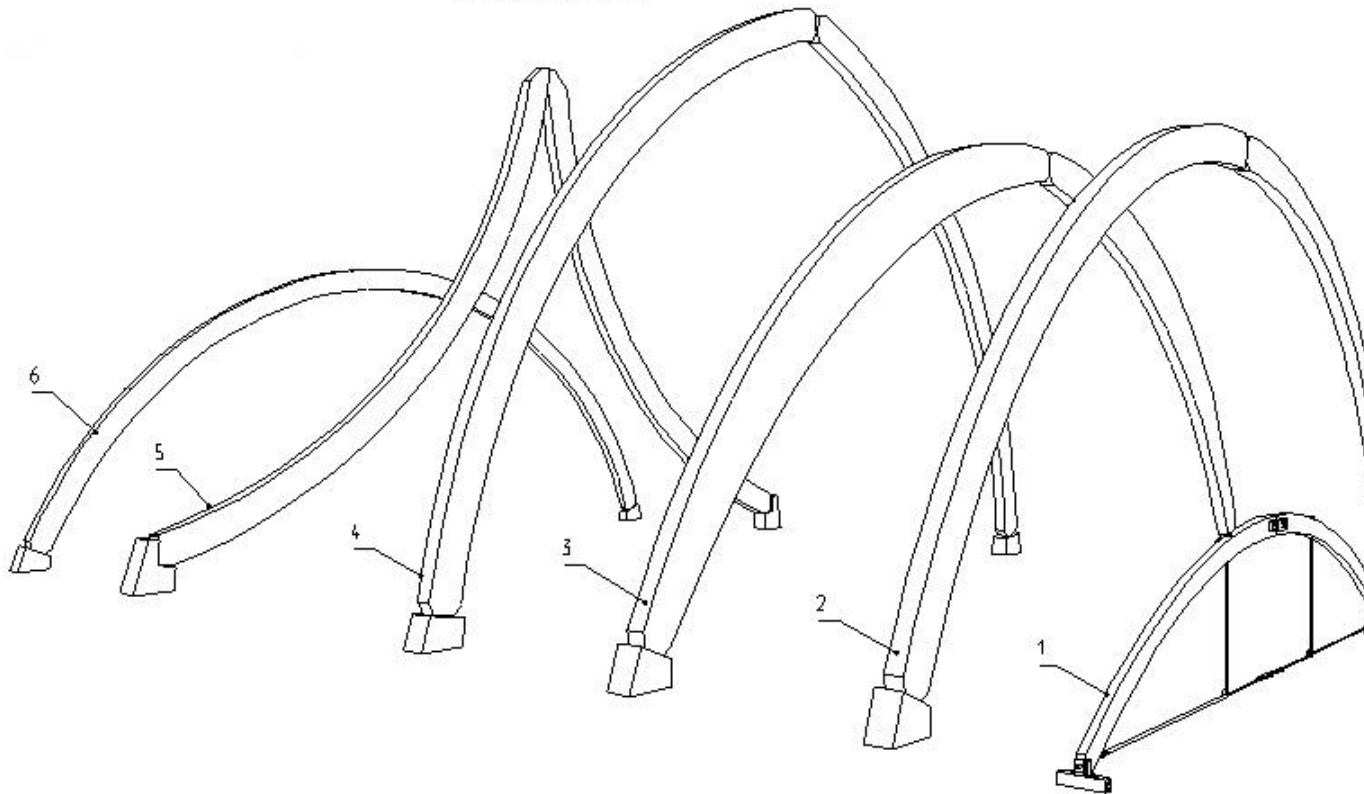


Рисунок 4

По конструкции арки делятся на:

- 1) цельные (только треугольной формы);
- 2) арки из ферм

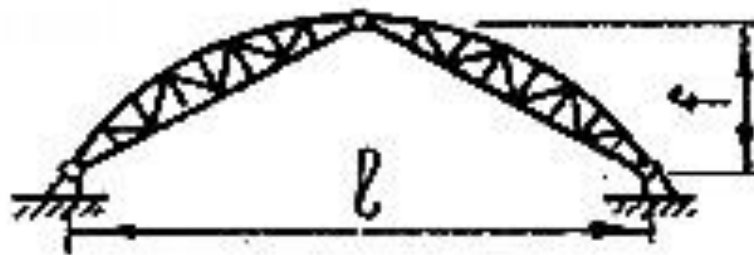
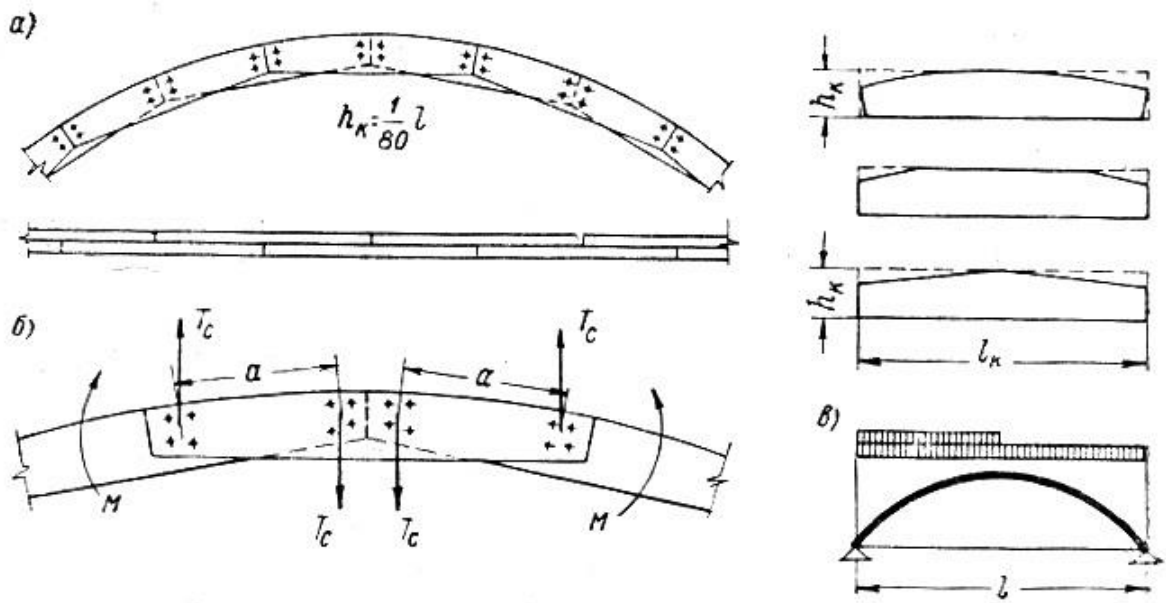


Рисунок 5 – Арка из фермы ($l=30...60$ м, $f=1/3...1/2$)

- 3) арки из балок на пластинчатых нагелях (Деревягина)
- 4) кружальные арки, состоящие из двух или более рядов косяков, соединенных между собой нагелями



а — схема расположения косяков; б — схема работы косяка арки; в — схема расчетных нагрузок

Рисунок 6 – Кружальная арка

5) арки с перекрестной дощатой стенкой на гвоздях

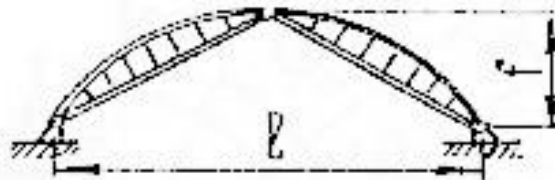


Рисунок 7 – Арка с перекрестной дощатой стенкой (l=20...40 м, f≥l/6)

б) клееные арки (дощатоклееные и клеефанерные)

Из перечисленных видов арок наиболее широкое применение получили клееные арки заводского изготовления. Распоры и несущая способность таких арок могут отвечать требованиям сооружения покрытий самого различного назначения, в том числе уникальных по своим размерам.

Арки остальных видов являются арками построечного изготовления и сейчас почти не применяются. Дощатоклееные деревянные арки представляют собой пакет склеенных по пласте гнутых досок.

По форме оси дощатоклееные арки могут иметь любой из перечисленных выше видов, т.е. они могут быть треугольными (без затяжек – при высоте $1/2 l$ и с затяжками – при высоте $1/6 \dots 1/8 l$ в покрытиях до 24 м), пятиугольными с гнутыми участками в местах переломов осей, пологими сегментными двух- или трехшарнирными со стрелой подъема не менее $1/6 l$ (в редких случаях $1/7 \dots 1/8 l$) и высокими трехшарнирными стрельчатыми из элементов кругового очертания со стрелой подъема $1/3 \dots 2/3 l$. Последние два вида клееных арок (сегментные и стрельчатые) рекомендуются в качестве основных.

Поперечное сечение клееных арок рекомендуется принимать прямоугольным и постоянным по всей длине. Высота поперечного сечения назначается от $1/30 \dots 1/50$ пролета. Толщина слоев для изготовления арок при радиусе кривизны до 15 м принимается не более 4 см.

Клееные арки имеют перспективы применения в легких покрытиях. Они, как правило, имеют треугольную форму и состоят из коробчатых клеефанерных

полуарок. Такие арки имеют малую массу и позволяют получать существенную экономию древесины. Однако, они требуют расхода водостойкой фанеры, являются более трудоемкими при изготовлении, чем дощатоклееные и имеют меньший предел огнестойкости.

Самым распространенным и перспективным видом арок являются дощатоклееные арки.

Расчет арок

Расчет арок производится по правилам строительной механики, причем распор пологих двухшарнирных арок при стреле подъема не более $1/4$ пролета разрешается определять в предположении наличия шарнира в ключе.

Расчет арок после сбора нагрузок выполняется в следующем порядке:

- 1) геометрический расчет арки;
- 2) статический расчет;
- 3) подбор сечений и проверка напряжений;
- 4) расчет узлов арки.

Нагрузки, действующие на арку, могут быть распределенными и сосредоточенными. Постоянную равномерную нагрузку g от массы покрытия и самой арки определяют с учетом шага арок. Она обычно условно считается в запас прочности, равномерно распределенной по длине пролета, для чего ее фактическое значение умножают на отношение длины арки к ее пролету S/l .

Массой арки можно задаться предварительно с использованием коэффициентов собственной массы $k_{св}=2...4$, и определить его в зависимости от массы покрытия g_n , снега p и других нагрузок из выражения

$$g_a = \frac{g_n + p + \dots}{\frac{k_{св}l}{1000} - 1}$$

Снеговую нагрузку p определяют по нормам нагрузок и воздействий, условно равномерно распределенную по длине пролета покрытия.

При расчете сегментных арок при $f/l \geq 1/8$ нужно учитывать также распределение снеговой нагрузки по треугольным эпюрам при значении коэффициента перехода в ключе 0, близ опор – от 1.6 до 2.2 с одной стороны и от 0.8 до 1.1 – с другой.

Стрельчатые арки при определении снеговых нагрузок могут условно считаться треугольными.

Ветровую нагрузку q определяют по нормам нагрузок и воздействий с учетом шага арок и считают приложенной нормально к поверхности покрытия. При этом для упрощения расчета криволинейные эпюры этой нагрузки можно заменять прямолинейными нормальными к хордам полуарок.

При стрельчатых арках они условно могут считаться треугольными, и нагрузка распределится нормально к хордам полуарок.

Сосредоточенные, временные нагрузки P включают в себя массу подвесного оборудования и временных нагрузок на нем.

Геометрический расчет арки заключается в определении всех размеров, углов и их тригонометрических функций полуарки, необходимых для дальнейших расчетов. Исходными данными при этом являются пролет l , высота f , а в стрельчатых арках также радиус полуарки r или ее высота f .

По этим данным в треугольных арках определяют длину $S/2$ и угол наклона полуарки α . В сегментных арках определяют радиус

$$r = (l^2 + 4f)/8$$

центральный угол φ из условия $\operatorname{tg} \varphi = \frac{l}{2(r-f)}$ и длину дуги $\frac{S}{2} = \pi r \frac{\varphi}{180}$ полуарки и находят уравнение дуги в координатах с центром в левой опоре $y = \sqrt{r^2 - (l/2 - x)^2} - r + f$

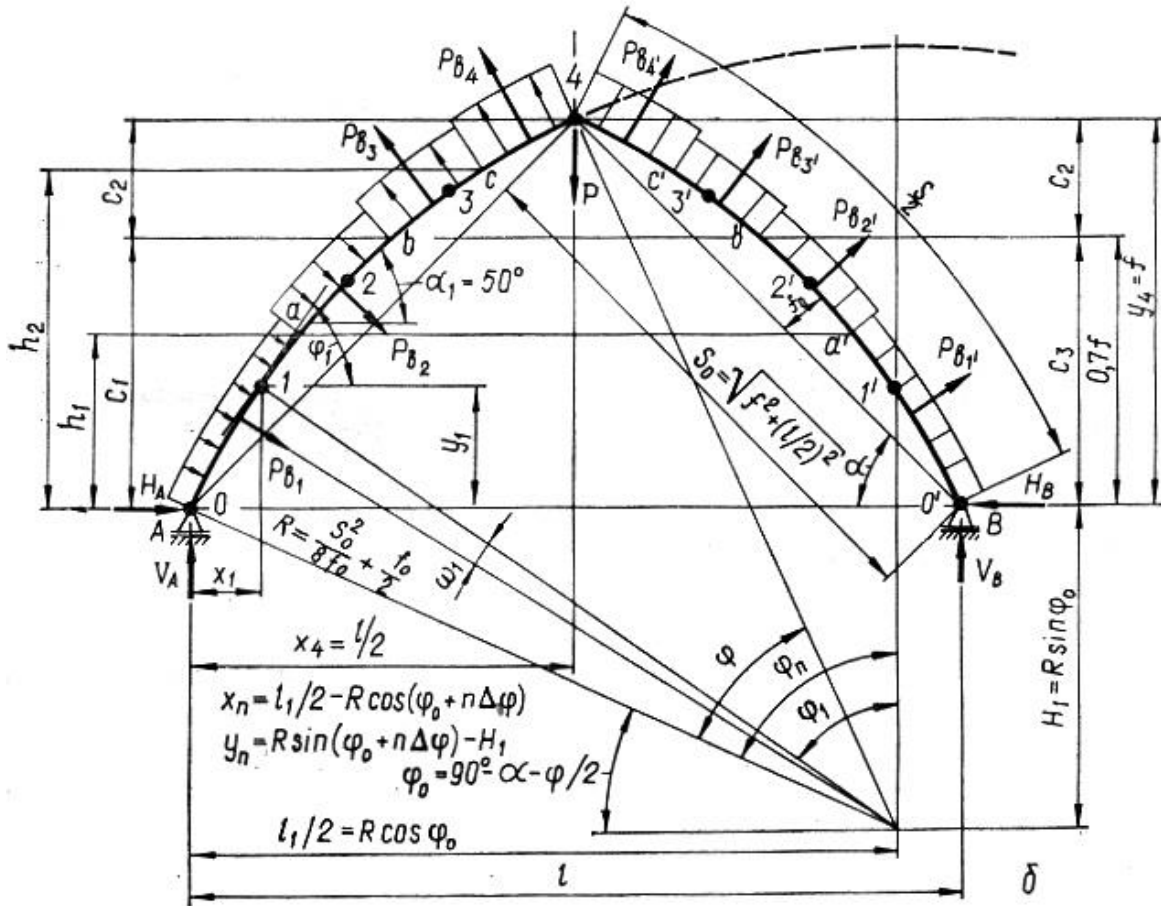


Рисунок 8 – Геометрическая и расчетная схема арки

В стрельчатых арках определяют угол наклона α и длину l хорды, центральный угол φ и длину $S/2$ полуарки, координаты центра a и b , угол наклона опорного радиуса φ_0 и уравнение дуги левой полуарки $y = \sqrt{r^2 - (a - x)^2} - b$. Затем половину пролета арки делят на четное число, но не менее шести равных частей и в этих сечениях определяют координаты x и y , углы наклона касательных α и их тригонометрические функции.

Статический расчет

Опорные реакции трехшарнирной арки состоят из вертикальных и горизонтальных составляющих. Вертикальные реакции R_a и R_b определяют как в однопролетной свободно опертой балке из условия равенства нулю моментов в опорных шарнирах. Горизонтальные реакции (распор) H_a и H_b определяют из условия равенства нулю моментов в коньковом шарнире.

Определение реакций и усилий удобно производить в сечениях только одной левой полуарки в следующем порядке:

сначала усилия от единичной нагрузки справа и слева, затем от левостороннего, правостороннего снега, ветра слева, ветра справа и массы оборудования.

Изгибающие моменты следует определять во всех сечениях и иллюстрировать эпюрами.

Продольные и поперечные силы можно определять только в сечениях у шарниров, где они достигают максимальных величин и необходимы для

расчетов узлов. Необходимо также определять продольную силу в месте действия максимального изгибающего момента при таком же сочетании нагрузок.

Усилия от двустороннего снега и собственной массы определяют путем суммирования усилий от односторонних нагрузок.

Полученные результаты сводят в таблицу усилий, по которой затем определяют максимальные расчетные усилия при основных наиболее не выгодных сочетаниях нагрузок.

В число таких сечений должны входить:

- 1) собственная масса и снег;
- 2) собственная масса, снег и масса оборудования;
- 3) все действующие нагрузки, включая ветровую с коэффициентом 0.9, вводимого в усилия от временных нагрузок.

Для клееных арок «Пособие» к СНиП II-25-80 расчет на прочность рекомендует выполнять при следующих сочетаниях нагрузок.

а) в пологих арках ($f < 1/3l$)

- расчетная постоянная и временная (снеговая) нагрузка на всем пролете и временная нагрузка от подвесного оборудования;
- расчетная постоянная нагрузка на всем пролете, односторонняя временная (снеговая) нагрузка на половине пролета и временная нагрузка от подвесного оборудования;
- расчетная постоянная нагрузка на всем пролете, односторонняя временная (снеговая) нагрузка, распределенная по треугольнику на $1/2$, и временная нагрузка от подвесного оборудования;

б) стрельчатых арках ($f \geq 1/3l$)

- расчетная постоянная и временная (снеговая) нагрузки на всем пролете и временная нагрузка от подвесного оборудования;
- расчетная постоянная нагрузка на всем пролете, временная (снеговая) на $S/2$ или части пролета в соответствии со СНиП «Нагрузки и воздействия» и временная нагрузка от подвесного оборудования;
- ветровая нагрузка с постоянной и остальными временными (с учетом коэффициента сочетания 0.9).

Максимальные изгибающие моменты возникают обычно в сечениях близ четверти пролета арки при действии односторонних временных нагрузок. В треугольных арках моменты от вертикальных нагрузок уменьшаются за счет обратных моментов M от эксцентриситета e продольных сил N

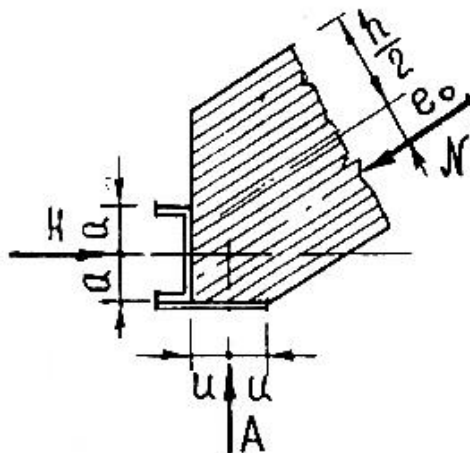


Рисунок 9 – Силовые воздействия в опорном узле арки

Наибольшие продольные силы возникают в сечениях близ опор, а наибольшие поперечные силы – в сечениях близ шарниров.

Усилия в подвесках затяжек возникают от подвешенных к ним грузов и от собственной массы затяжек.

Подбор сечений и проверка напряжений производятся по максимальным значениям расчетных усилий. При этом ветровые нагрузки учитываются только в тех случаях, если ветер более чем на 20 % увеличивает расчетные усилия.

Арки работают и рассчитываются на сжатие с изгибом по прочности и устойчивости в плоскости и из плоскости арки.

Подбор сечений производится методом попыток по величине изгибающего момента при условно пониженном, например, до $0.8 R_u$ расчетном сопротивлении древесины изгибу.

При расчете арок выполняются следующие проверки

1. Проверка прочности по нормальным напряжениям:

$$\delta = \frac{N}{F_{расч}} + \frac{M_g}{W_{расч}} \leq R_c$$

2. Расчет на устойчивость плоской формы деформирования (из плоскости арки)

$$\frac{N}{\varphi R_c F_{бр}} + \left(\frac{M_g}{\varphi_M R_u W_{бр}} \right)^n \leq 1$$

3. Проверка устойчивости в плоскости арки выполняется по формуле

$$\frac{N}{\varphi F_{расч}} \leq R_c$$

где $\varphi=f(\lambda)$ – коэффициент продольного изгиба, $\lambda = \frac{l_0}{r}$.

Расчетную длину элемента l_0 следует принимать по СНиП II-25-80 в зависимости от расчетной схемы и схемы загрузки арки.

При расчете арки на прочность и устойчивость плоской формы деформирования N и M_g следует принимать в сечении с максимальным моментом (M_{max}), а расчет на устойчивость в плоскости кривизны и определение коэффициента ξ к моменту M_g нужно определять, подставляя значения сжимающей силы N_0 в ключевом сечении арки, т.к. в этом сечении сила имеет наибольшее значение.

Затяжки и подвески арок работают и рассчитываются на растяжение.

Узлы арок

Основными узловыми соединениями трехшарнирных арок являются опорные и коньковые шарниры.

Опорные узлы арок без затяжек выполняют, как правило, в виде лобовых упоров в сочетании с металлическими башмаками сваркой листовой конструкции, служащими для крепления их к опорам.

Башмак состоит из опорного листа с отверстиями для анкерных болтов и двух вертикальных фасонок с отверстиями для болтов крепления полуарок.

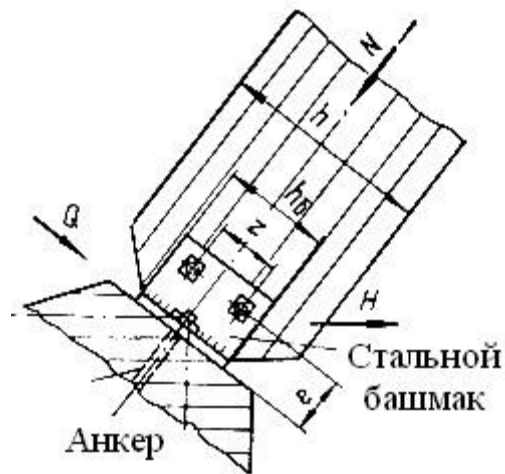


Рисунок 10 – Опорный узел

Узлы сегментных и стрельчатых арок, в которых действуют изгибающие моменты разного знака и незначительные поперечные силы, центрируются по осям полуарок, а опорный лист башмака перпендикулярен им.

Узлы треугольных арок, в которых действуют в основном положительные моменты и значительные поперечные силы, центрируются по расчетным осям, расположенным с эксцентриситетом относительно осей полуарок, а опорный башмак перпендикулярен равнодействующей вертикальной и горизонтальной опорных реакций.

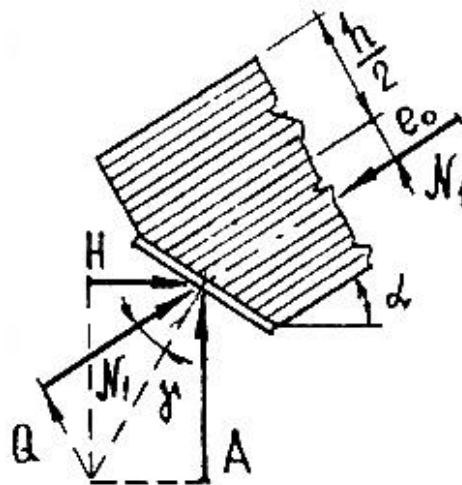


Рисунок 11 – Опорная площадка, воспринимающая опорную реакцию без сдвига

Расчет опорного узла заключается в расчете торца полуарки на смятие от действия максимальной сжимающей силы $N_{см}$. В сегментных и стрельчатых арках она равна максимальной продольной силе N и действует вдоль волокон. В треугольных арках она равна равнодействующей опорных усилий

$$N = \sqrt{N^2 + Q^2}$$

и действует под углом к волокнам α , определяемом из выражения

$$tg\alpha = \frac{Q}{N}$$

Болты крепления полуарки к фасонкам рассчитывают на действие максимальной поперечной силы Q , как симметрично изгибаемые, двухсрезные. На эту же силу рассчитываются анкерные болты на срез и смятие. Бетон фундамента рассчитывается на смятие от силы $N_{см}$.

Опорный лист башмака работает на изгиб от действия равномерного давления лобового торца полуарки.

Опорные узлы большепролетных арок без затяжек выполняют с применением металлических шарниров качающегося типа

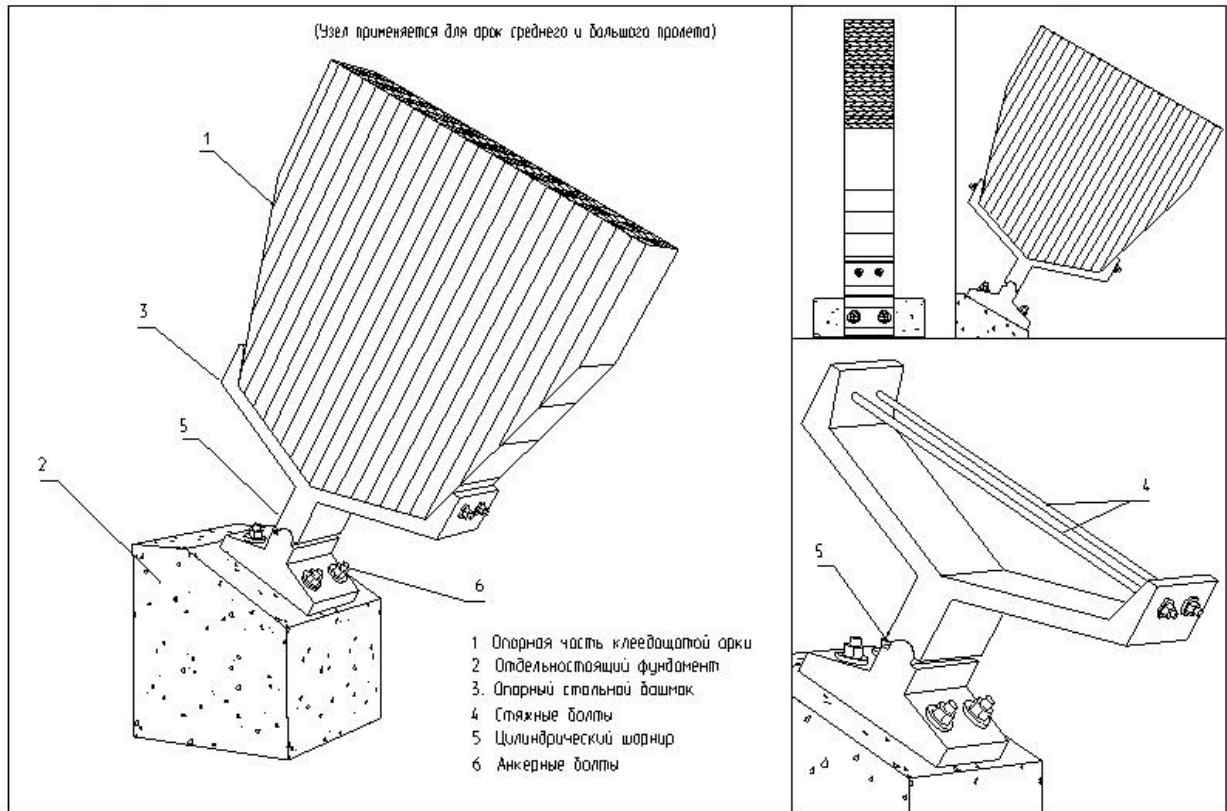
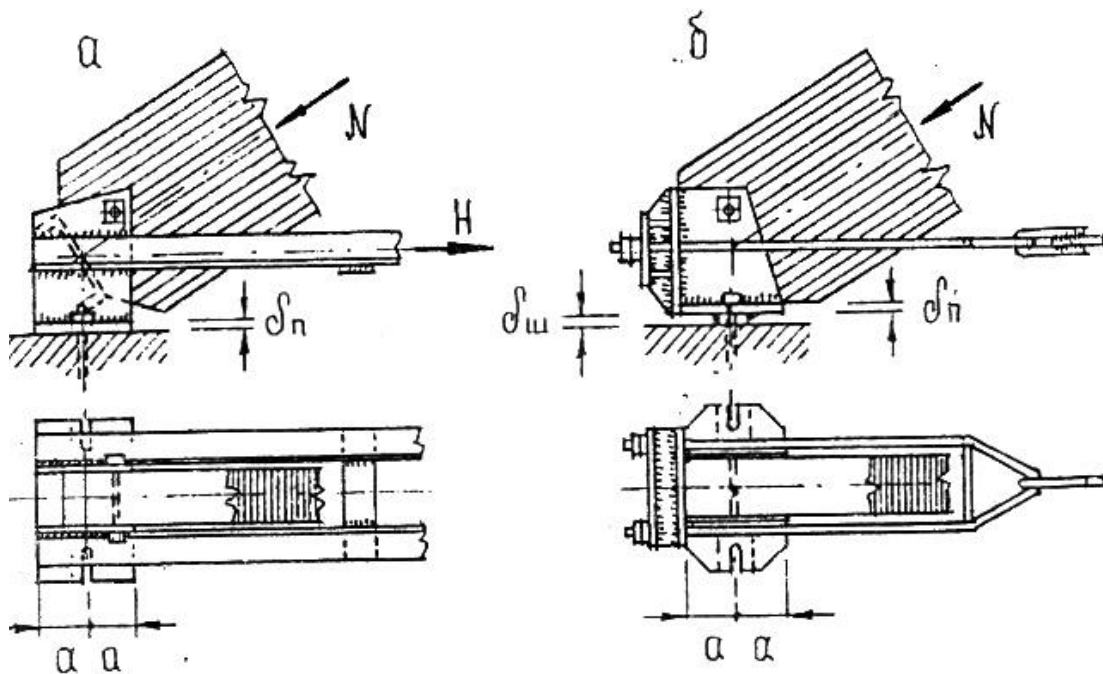


Рисунок 12 – Опорный узел с шарниром

Опорные узлы клееных арок, работающих в условиях химической агрессии, могут быть выполнены при помощи стержней, одним концом вклеенных в конец полуарки, а другим – заанкеренных в фундамент.

Опорные узлы арок с затяжками

Опорные узлы клееных арок с затяжками выполняются обычно при помощи лобового упора и сварных металлических башмаков несколько другой конструкции



а - узел с лобовой передачей усилия сжатия N торцом арок; б - узел с отдельным восприятием распора и вертикальной опорной реакции

Рисунок 13 – Опорный узел с металлической затяжкой
Опорный узел сегментной арки с деревянной затяжкой на болтах:

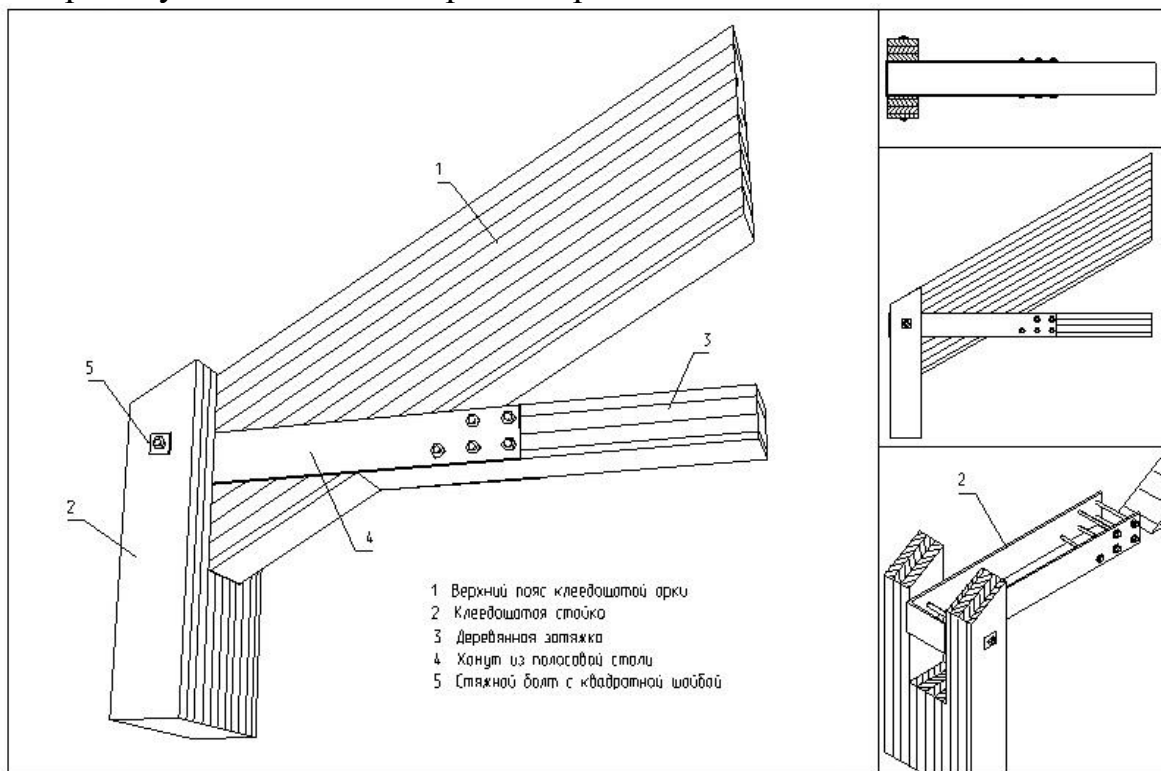


Рисунок 14 – Опорный узел с деревянной затяжкой

Опорный лист в арках с затяжками располагается горизонтально, поэтому арки ставятся на горизонтальную поверхность опор, на которые не действует распор. Вертикальные фасонки могут опираться на опорный лист или опорный лист может размещаться между фасонками.

При опирании на бетон опорный лист удлиняют за пределы фасонки для крепления анкеров, а при опирании на деревянную стойку фасонки опирают ниже опорного листа для крепления их к стойке болтами. Между фасонками располагается упорная диафрагма. Наклон диафрагмы и центрирование узла производятся по тем же соображениям, что и в узлах арок без затяжек.

Металлическую затяжку приваривают к фасонкам, деревянную располагают между фасонками и крепят к ним болтами.

Расчет опорного узла предполагает:

1) расчет диафрагмы на изгиб как балки заделанной в фасонках, на давление лобового упора δ_g .

При этом изгибающий момент при ширине 1 см равен

$$M = \frac{\sigma_g b^2}{12};$$

2) расчет опорного листа на изгиб как двухконсольной или заделанной в фасонках балки на реактивное давление фундаментов δ_6 ;

3) определяют длину сварных швов крепления затяжки или число крепежных болтов – для деревянных затяжек из условия восприятия или усилия в затяжке.

Опорные узлы дощатых арок с затяжками выполняется при помощи гвоздевых или болтовых соединений досок пояса и затяжки.

Затяжки брусчатых арок из арматурной стали пропускаются через отверстия в конце полуарки и закрепляются гайкой на шайбе.

Расчет таких узлов производят на смятие торцевых обрезов.

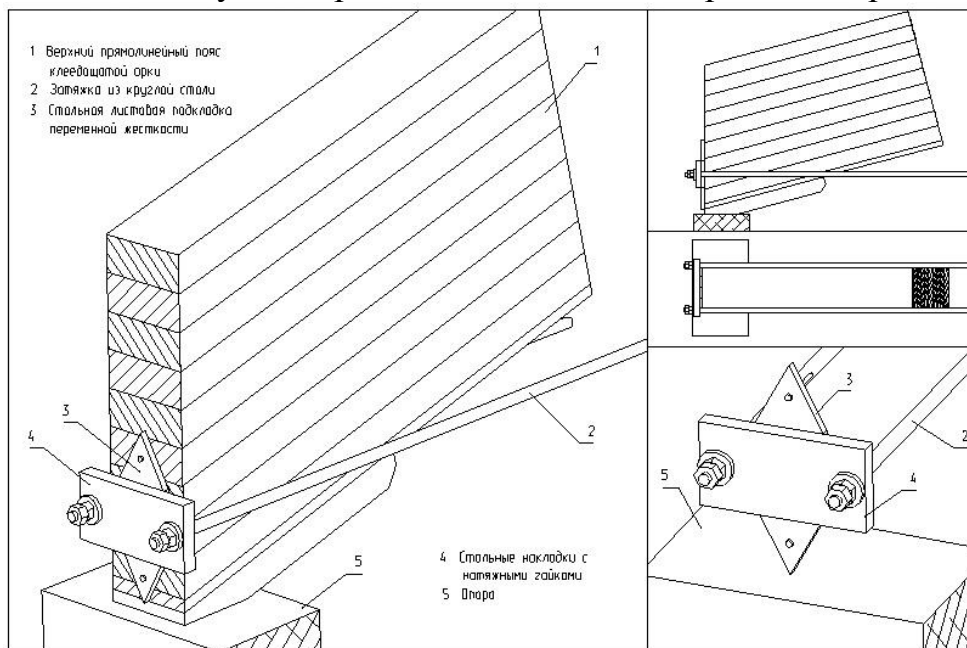


Рисунок 15 – Опорный узел арки

Коньковые узлы сплошных арок малых и средних пролетов решаются в виде прямых или наклонных лобовых упоров со стальными креплениями или деревянными накладками на болтах. Сегментные и стрельчатые клееные арки центрируются в этих узлах по осям полуарок, а треугольные – с эксцентриситетами (с той же целью, что и в опорных узлах).

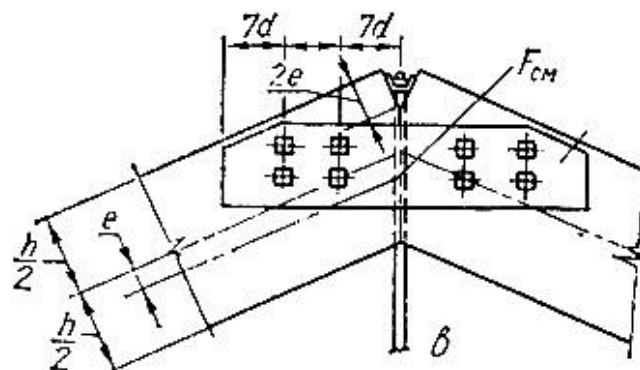


Рисунок 16 – Коньковый узел треугольной арки

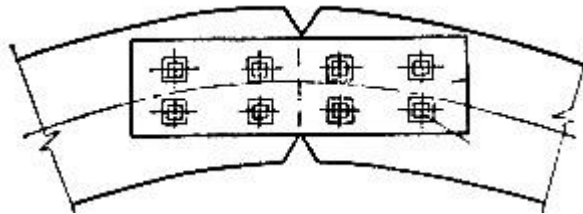


Рисунок 17 – Коньковый узел сегментной арки

Лобовые упоры конькового узла рассчитывают на смятие под углом или вдоль волокон на действие продольной силы N . Количество болтов в стальных креплениях определяется в зависимости от величины поперечной силы Q с учетом угла смятия древесины под болтами. Монтажные болты рассчитывают на срез и смятие от действия той же силы Q .

Коньковые узлы большепролетных арок выполняются в виде стальных шарниров качающегося типа

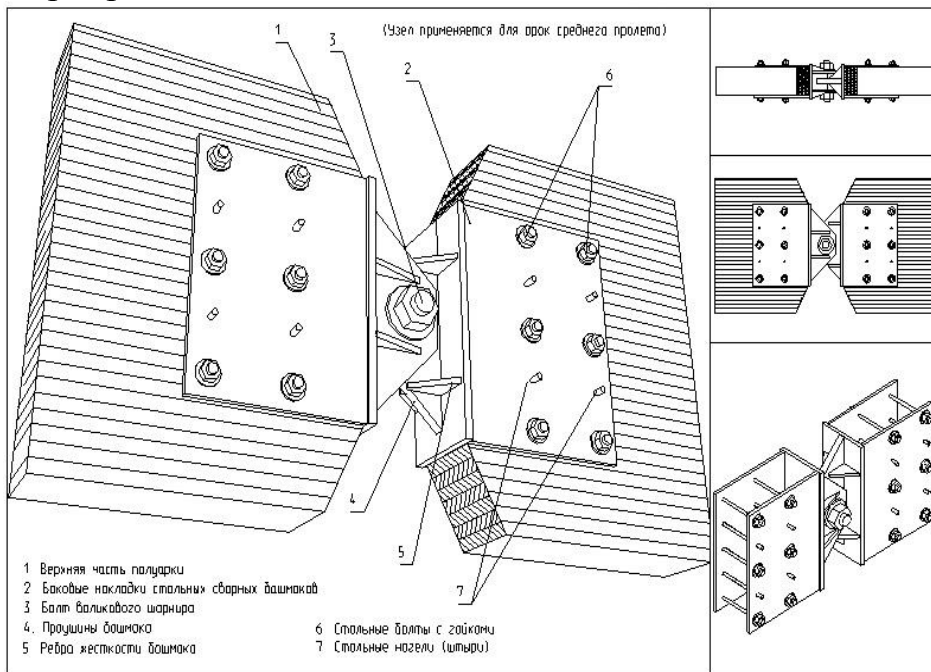


Рисунок 18 – Стальной шарнир качающегося типа

Стыки элементов арок.

Стыки клееных арок представляют собой зубчатые соединения досок по длине и стыки по пласти слоев досок между собой. Арки больших пролетов соединяются по длине жесткими стыками с помощью двусторонних накладок из профильной стали и болтов.

Эти стыки рассчитываются на усилия, действующие в данном сечении арки.

Лекция №9

Деревянные стойки.

Нагрузки воспринимаемые плоскими несущими конструкциями покрытия (балки, арки покрытия, фермы), передаются на фундамент через стойки или колонны.

В зданиях с деревянными несущими конструкциями покрытия целесообразно применять деревянные стойки, хотя иногда возникает необходимость установки железобетонные или металлические колонны.

Деревянные стойки являются сжатыми или сжато-изгибаемыми несущими конструкциями, опирающимися на фундаменты. Их применяют в виде вертикальных стержней, поддерживающих покрытие или перекрытие, в виде стоек подкосных систем, в виде жестко заделанных стоек однопролетных или многопролетных рам.

По конструкции их можно подразделить на стойки клееные и стойки из цельных элементов.

Клееные стойки

Дощатоклееные и клефанерные стойки являются элементами заводского изготовления.

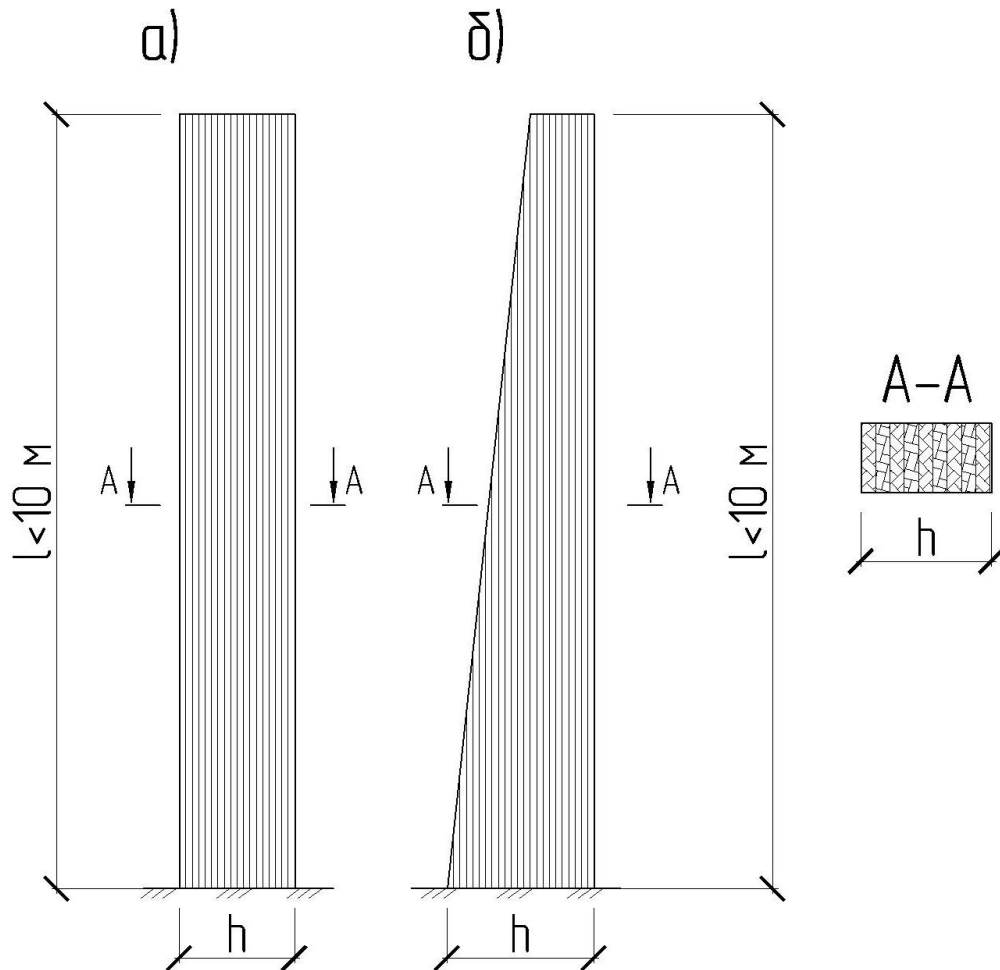


Рисунок 1 - Дощатоклееные стойки

- а) постоянного прямоугольного и квадратного сечения;
б) переменного прямоугольного сечения**

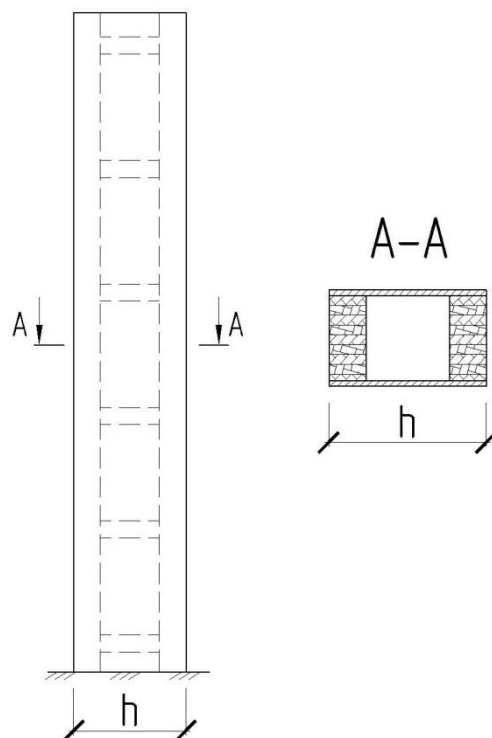


Рисунок 2 - Клефанерные стойки

Клееные стойки могут иметь больше поперечное сечение и высоту до 8-10 м. Для их изготовления используют древесину 2 и 3 сортов. Достоинства таких стоек состоят в их индустриальности, простоте транспортирования и монтажа.

Стойки из цельных элементов

Подразделяются на следующие виды:

- 1) в виде одиночного бруса или бревна

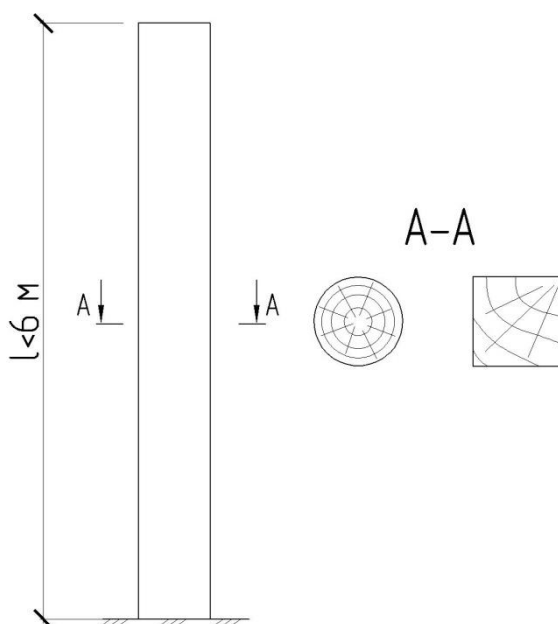


Рисунок 3 - Стойки из одиночных бревен и брусев

Такие стойки обладают сравнительно небольшой несущей способностью. Их высота и размер поперечного сечения ограничено сортаментом лесоматериалов.

В этих стойках применяют обычно шарнирное опирание на фундамент.

- 2) Стойки в виде элементов составного сечения набранного из двух или нескольких брусев, досок или бревен, соединенных болтами или другими податливыми связями

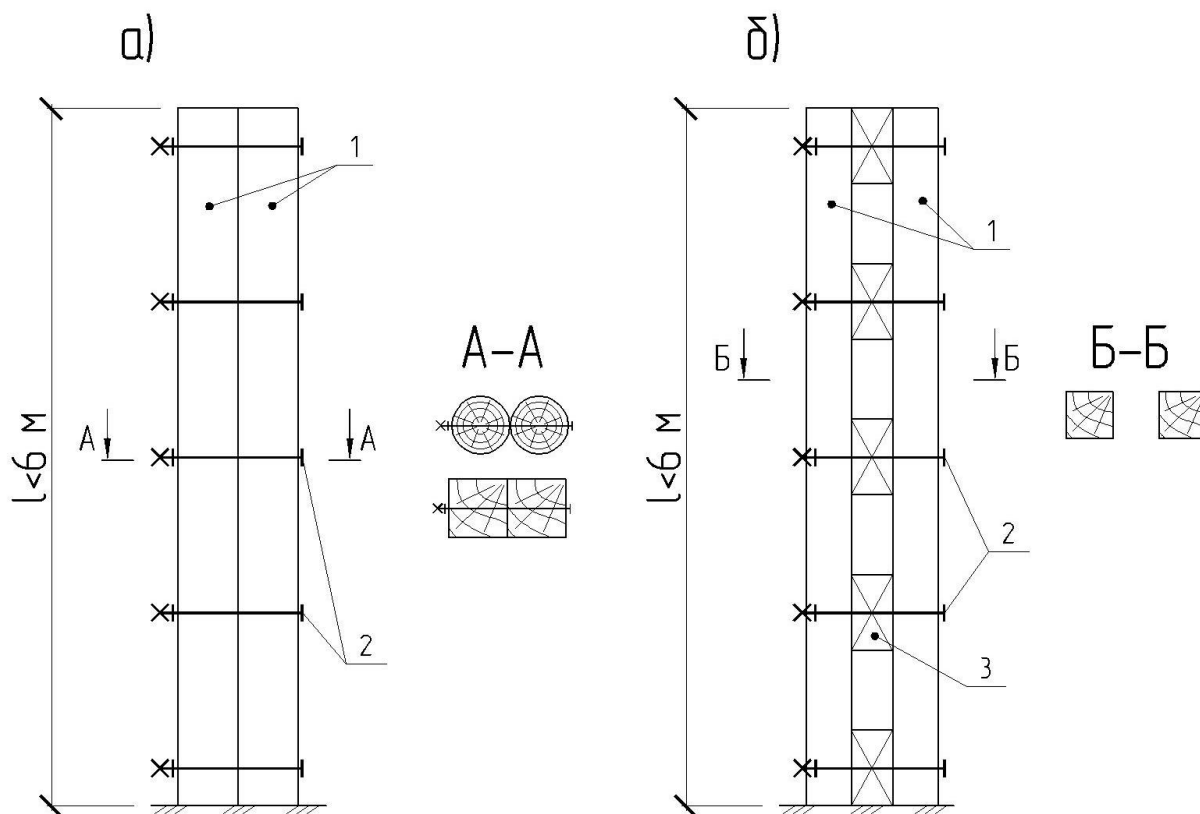


Рисунок 4 – Составные брусчатые стойки

а) сплошная; б) сквозная с прокладками; 1 – брусья; 2 – болты; 3 - прокладки

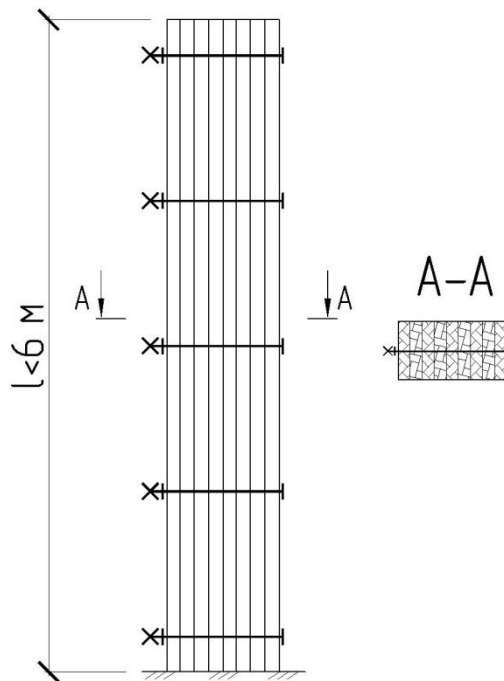


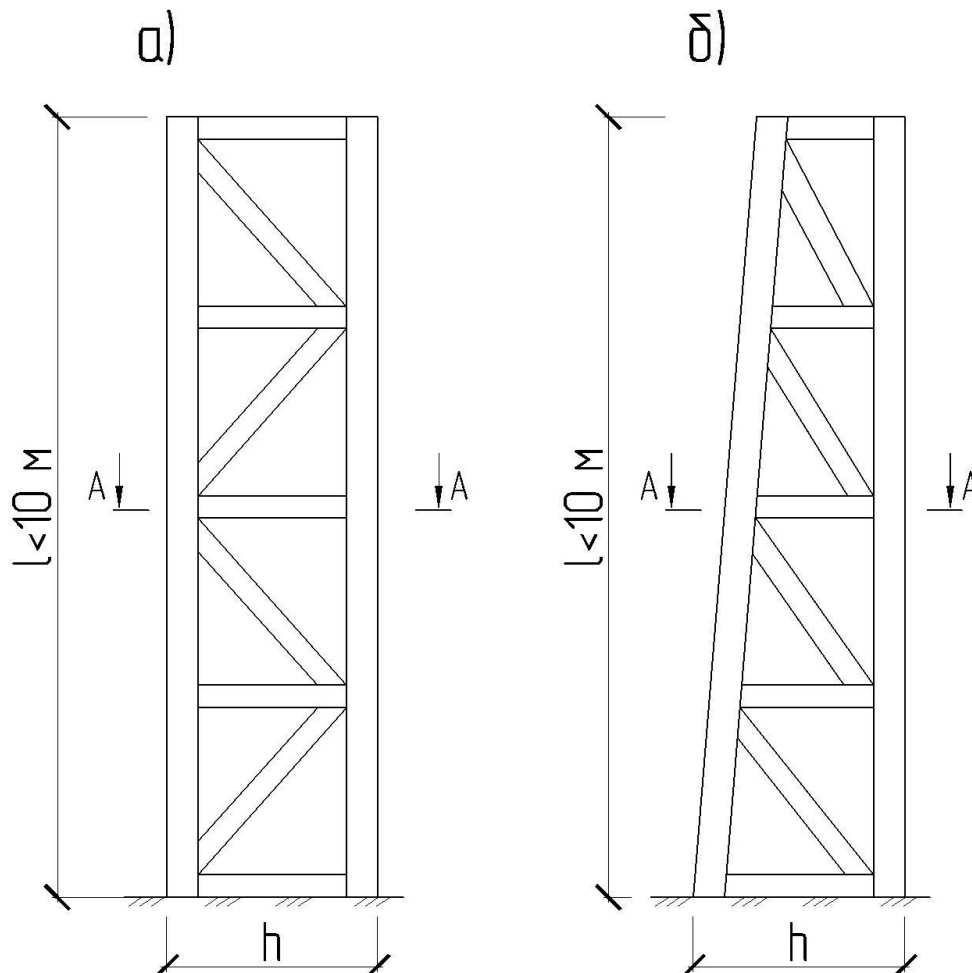
Рисунок 5 – Составная стойка из досок

Стойки составного сечения так же имеют высоту, ограниченную сортаментом, однако, их несущая способность может существенно выше по сравнению со стойками из одиночного сечения.

Соединения, применяемые для сплачивания этих стоек (болты, гвозди, шпонки) являются податливыми, что увеличивает гибкость стоек и должно быть учтено при расчете.

Решетчатые стойки

Применяют чаще всего как сжато-изогнутые стойки рам. Они могут быть с параллельными поясами или с одним наклонным поясом. Разновидностью последней являются треугольные стойки.



**Рисунок 6 – Решетчатые стойки
а) прямоугольная; б) треугольная**

Элементы решетчатых стоек соединяются в узлах на болтах.

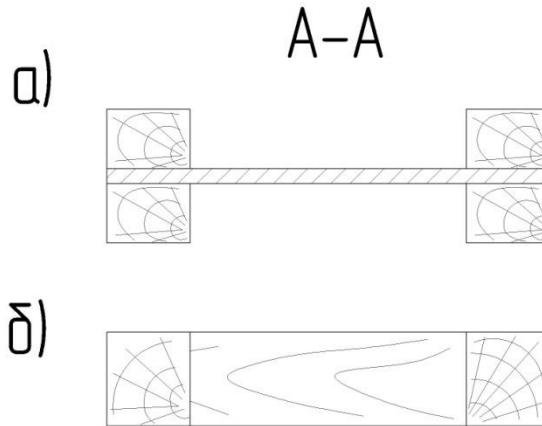


Рисунок 7 – Сечение решетчатой стойки

а) пояса из двух ветвей, решетка из одного; б) пояса и решетка из одной ветви

Если решетка выполнена из одной ветви, а пояса – из двух (рис. 7а), то решетка пропускается между ветвями поясов и крепится непосредственно к последним. Если пояса и решетка выполняются одноветвевыми (рис. 7б), то соединение элементов решетки с поясами выполняется встык, и узлы конструируются со стальными накладками на болтах.

Стойки с параллельными поясами могут быть ступенчатыми. В этом случае на более высокий наружный пояс опираются несущие конструкции покрытия, а на внутренний – подкрановые балки.

Расчет стоек

Вычисление усилий в стойках производят с учетом приложенных к стойке нагрузок.

Средние стойки

Средние стойки каркаса здания работают и рассчитываются как центрально сжатые элементы на действие наибольшего сжимающего усилия N от собственного веса всех конструкций покрытия (G) и снеговой нагрузки и снеговой нагрузки ($P_{сн}$).

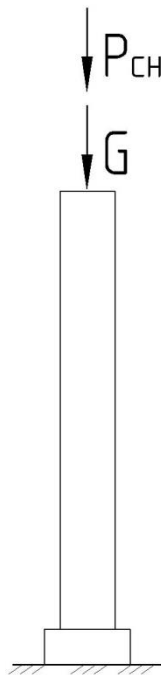


Рисунок 8 – Нагрузки на среднюю стойку

Расчет центрально сжатых средних стоек производят:

а) на прочность

$$\frac{N}{F_{нт}} \leq R_c,$$

где R_c - расчетное сопротивление древесины сжатию вдоль волокон;

$F_{нт}$ - площадь нетто поперечного сечения элемента;

б) на устойчивость

$$\frac{N}{\varphi \cdot F_{расч}} \leq R_c,$$

где φ - коэффициент продольного изгиба;

$F_{расч}$ - расчетная площадь поперечного сечения элемента;

Нагрузки собираются с площади покрытия по плану, приходящейся на одну среднюю стойку ($S_{ср}$).

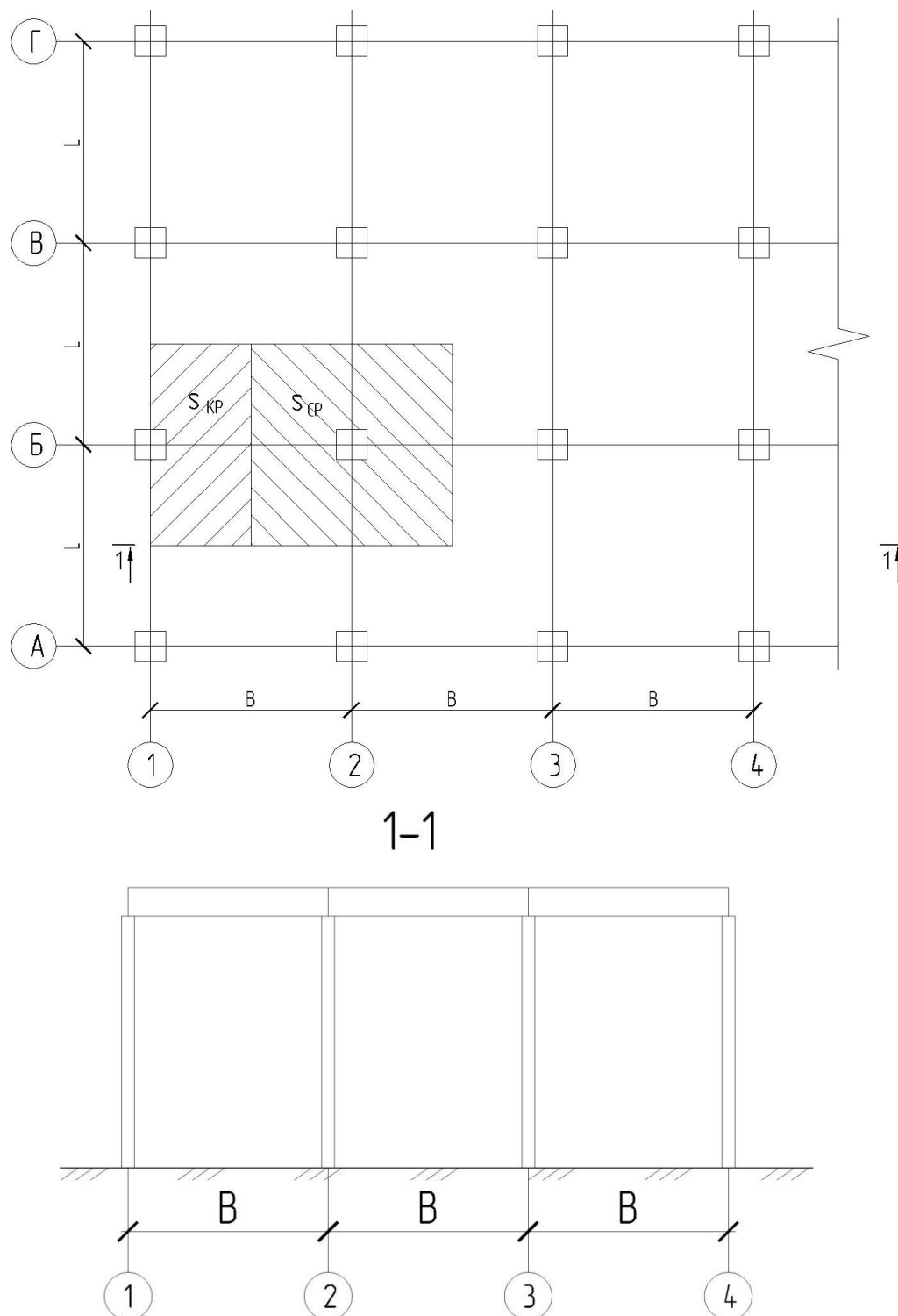


Рисунок 9 – Грузовые площади средней и крайней колонн

Крайние стойки

Крайняя стойка находится под действием продольных по отношению к оси стойки нагрузок (G и $P_{сн}$), которые собираются с площади $S_{ср}$ и поперечных P_1 , P_2 и X . Кроме этого от действия ветра возникает продольная сила P_B .

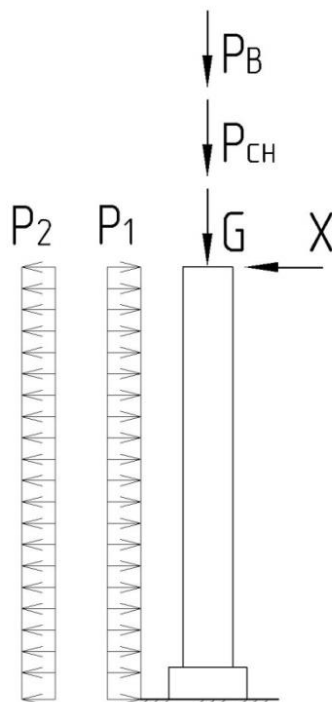


Рисунок 10 – Нагрузки на крайнюю стойку

G – нагрузка от собственного веса конструкций покрытия;

$P_{сн}$ – нагрузка от веса снегового покрова;

P_B – вертикальная ветровая нагрузка;

P_1 – ветровая нагрузка от ветра слева (напор ветра);

P_2 – ветровая нагрузка (отсос) при ветре справа;

X – горизонтальная сосредоточенная сила, приложенная в точке примыкания ригеля к стойке.

В случае жесткой заделки стоек для однопролетной рамы:

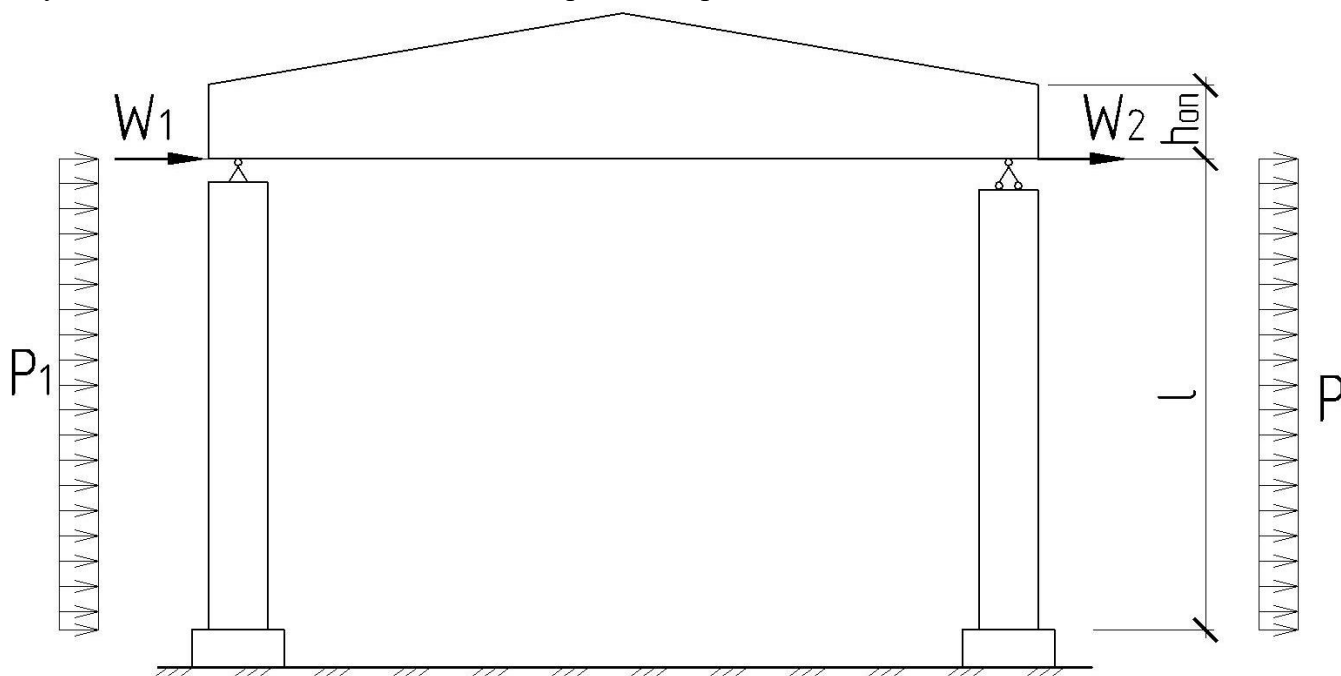


Рисунок 11 – Схема нагрузок при жестком защемлении стоек в фундаменте

$$X = \pm[0.188 \cdot l \cdot (p_1 - p_2) + 0.5 \cdot (W_1 - W_2)]$$

где W_1, W_2 - горизонтальные ветровые нагрузки соответственно от ветра слева и справа, приложенные к стойке в месте примыкания к ней ригеля.

$$W_1 = p_1 \cdot h_{\text{оп}} \quad W_2 = p_2 \cdot h_{\text{оп}}$$

где $h_{\text{оп}}$ - высота опорного сечения ригеля или балки.

Влияние сил W_1 и W_2 будет существенно, если ригель на опоре имеет значительную высоту.

В случае шарнирного опирания стойки на фундамент для однопролетной рамы:

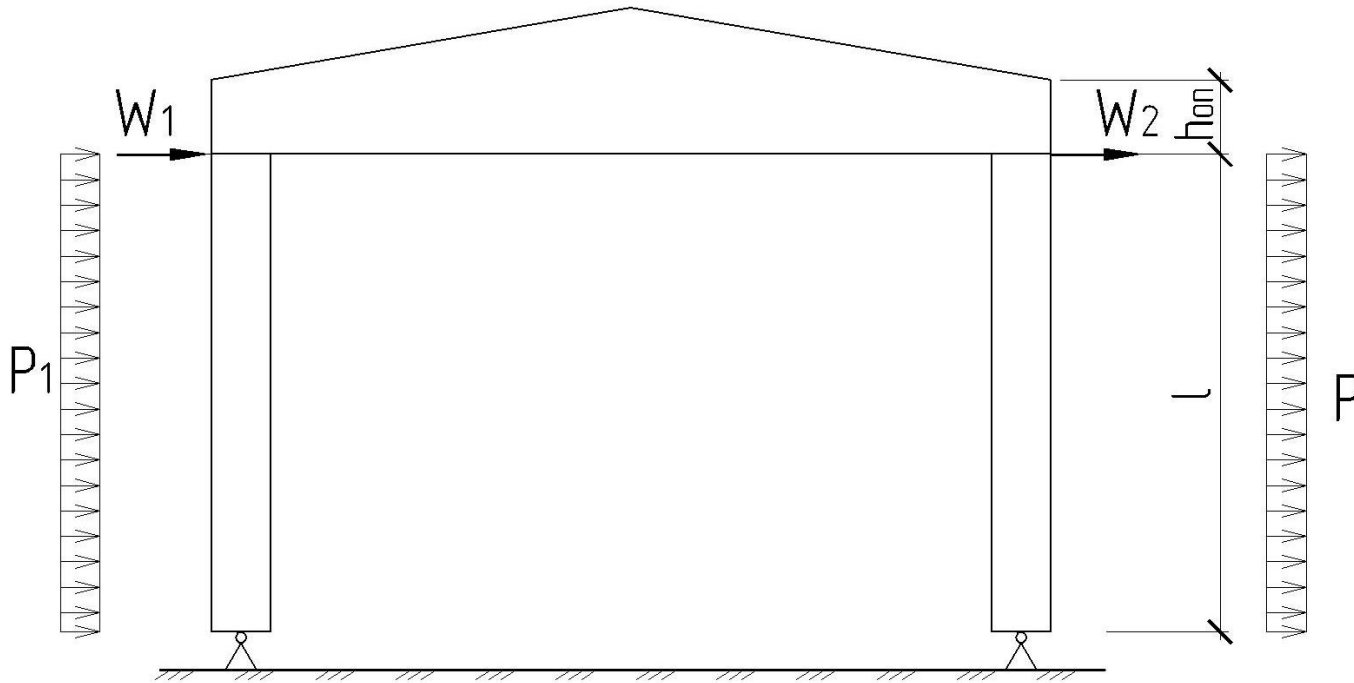


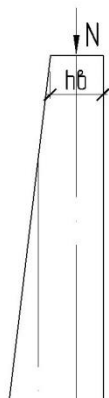
Рисунок 12 – Схема нагрузок при шарнирном опирании стоек на фундаменте

$$x = [0.313l \cdot (p_1 - p_2) + 0.5(w_1 - w_2)]$$

Для многопролетных рамных конструкций при ветре слева p_2 и w_2 , а при ветре справа p_1 и w_2 будут равны нулю.

Крайние стойки рассчитываются как сжато-изгибаемые элементы. Значения продольной силы N и изгибающего момента M принимаются для такого сочетания нагрузок, при котором возникают наибольшие сжимающие напряжения.

Эксцентриситет равен:



$$e = \frac{h - h_B}{2}$$

Рекомендуется определять как тах при следующих сочетаниях нагрузок:

- 1) $0.9(G + P_c + \text{ветер слева})$
- 2) $0.9(G + P_c + \text{ветер справа})$
- 3) $G + P_c$

Для стойки, входящей в состав рамы, максимальный изгибающий момент берут как тах из вычисленных для случая ветра слева $M_{л}$ и справа $M_{пр}$:

$$M_{л} = 0.5p_1 l^2 - Xl - Ne$$

$$M_{пр} = -0.5p_2 l^2 - Xl - Ne,$$

где e – эксцентриситет приложения продольной силы N , которая включает наиболее неблагоприятное сочетание нагрузок G , P_c , P_b – каждая со своим знаком.

Эксцентриситет для стоек с постоянной высотой сечения равен нулю ($e = 0$), а для стоек с переменной высотой сечения берется как разность между геометрической осью опорного сечения и осью приложения продольной силы.

Расчет сжато – изогнутых крайних стоек производится:

а) на прочность:

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

б) на устойчивость плоской формы изгиба при отсутствии закрепления или при расчетной длине между точками закрепления $l_p > 70b^2/n$ по формуле:

$$\sigma_c = \frac{N}{\varphi R_c F_{бр}} + \left(\frac{M_d}{\varphi_M R_u W_{бр}} \right)^n \leq 1$$

Геометрические характеристики, входящие в формулы, вычисляются в опорном сечении. Из плоскости рамы стойки рассчитывают как центрально сжатый элемент.

Расчет сжатых и сжато-изогнутых составного сечения производится по приведенным выше формулам, однако при вычислении коэффициентов φ и ξ в этих формулах учитывается увеличение гибкости стойки за счет податливости связей, соединяющих ветви. Эта увеличенная гибкость названа приведенной гибкостью λ_n .

Расчет решетчатых стоек можно свести к расчету ферм. При этом ветровая равномерно распределенная нагрузка сводится к сосредоточенным грузам в узлах фермы. Считается, что вертикальные силы G , P_c , P_b воспринимаются только поясами стойки.

Узлы стоек

В верхнем узле, где на стойку опирается несущая конструкция покрытия, стойка испытывает смятие вдоль волокон.

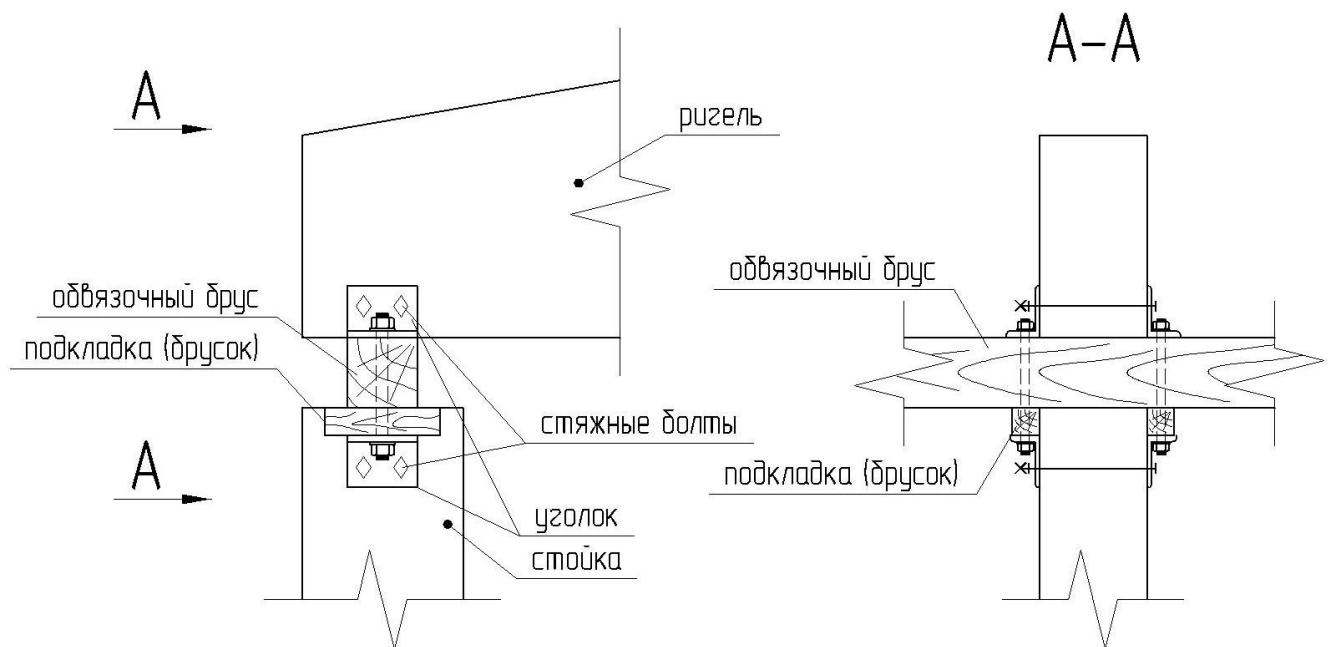


Рисунок 13 – Узел опирания балки на стойку

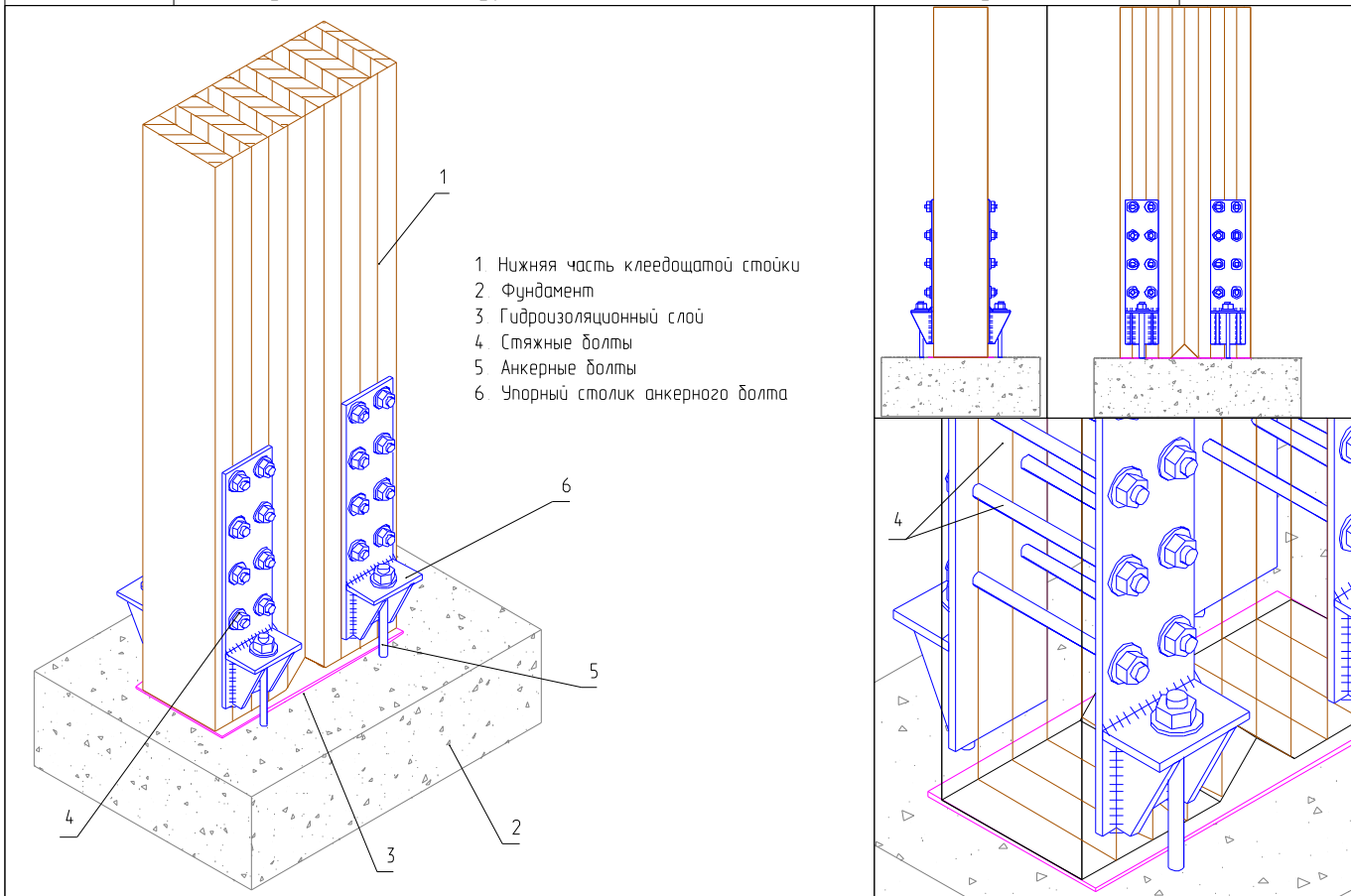
Этот узел имеет однотипное решение для стоек различных видов.

Опорный узел

Для стоек из цельных элементов и для клееных стоек, работающих на сжатие, опорный узел решается простым упором стойки в стальной башмак, который прикреплен к фундаменту анкерными болтами. Стойки крепят к башмаку болтами, диаметр и число которых определяется по конструктивным соображениям.

В сжато-изгибаемых жестко заделанных стойках узел может быть осуществлен в виде анкерных столиков, прикрепленных к стойке болтами.

Узел воспринимает продольную силу N и изгибающий момент M .



Лист 82

Несущие - Клеёдошатаые - Стойки - Узлы опириания жесткие

Атлас строительных конструкций
из клееной древесины и водостойкой фанеры
Изд-е 1-ое
2000 год**Рисунок 14 – Узел опириания стойки на фундамент**

Расчет опорного крепления производят при сочетании нагрузок, вызывающих наибольшее растягивающее усилие N_p в крепежных элементах:

$$N_p = -\frac{N}{2} + \frac{M}{\xi e}$$

где N и M продольная сила и изгибающий момент в опорном сечении

$$\xi = 1 - \frac{\lambda^2}{3000} + \frac{N}{R_c F_{бр}}$$

- учитывающий дополнительный изгибающий момент от продольной силы,

e – плечо сил N_p и N_e .

По наибольшему значению N_p вычисляют число анкерных болтов, располагаемых с одной стороны стойки.

Сила N воспринимается смятием стойки вдоль волокон.

Лекция №10

Плоские сквозные конструкции. Фермы - основные виды и расчет

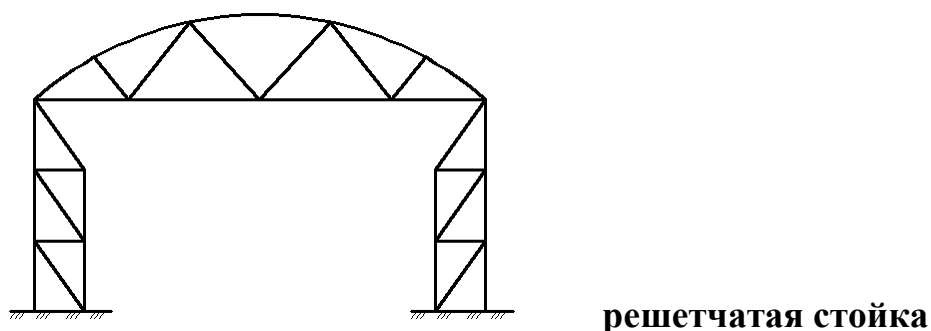
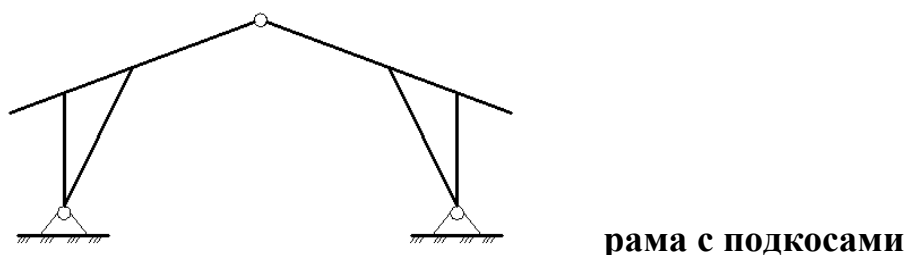
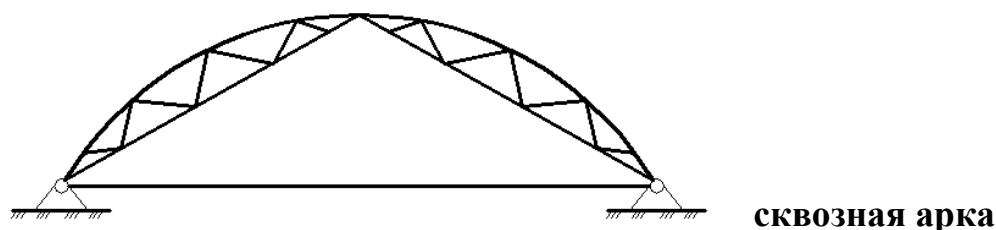
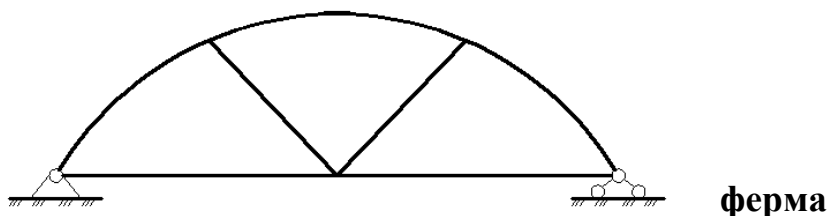
Сквозными несущими деревянными конструкциями называются такие, в которых пояса соединены друг с другом не сплошной стенкой из досок или фанеры (как в плоских сплошных конструкциях), а решеткой, состоящей из отдельных стержней – раскосов и стоек.

Применение решетки вместо сплошной стенки уменьшает расход материала на конструкцию, особенно при больших пролетах. В то же время сквозные

конструкции имеют большое количество узлов в местах соединения решетки с поясами, что значительно усложняет изготовление таких конструкций. Поэтому выбор типа конструкций - сплошной или сквозной производится на основе технико-экономических данных с учетом назначения помещения.

Сквозные конструкции бывают:

- 1) балочные (фермы);
- 2) распорные (арки и рамы);
- 3) решетчатые стойки.



О сквозных распорных конструкциях и о решетчатых стойках говорилось в предыдущих лекциях. Сегодня мы займемся изучением основного вида сквозных конструкций - ферм. Фермы применяют, как правило, в статически определимых схемах в отношении как опорных закреплений, так и решения решетки.

В зависимости от конструктивных особенностей, связанных с методом изготовления, фермы подразделяют на фермы заводского (из клееных элементов) и построечного изготовления (из цельных элементов)

Наибольшее распространение в строительстве получили фермы заводского изготовления. К ним относятся металлодеревянные фермы, верхний пояс и сжатые стержни решетки которых выполнены из клееной древесины, а нижний пояс и растянутые стержни решетки - из стали.

Преимущества клееной древесины позволяют применять в случае необходимости, например, в условиях агрессивных сред, не только стальной, но и деревянный нижний пояс.

По очертанию фермы подразделяются на:

2. Треугольные;
3. Трапециевидные;
4. Многоугольные (чаще пятиугольные);
5. Сегментные.

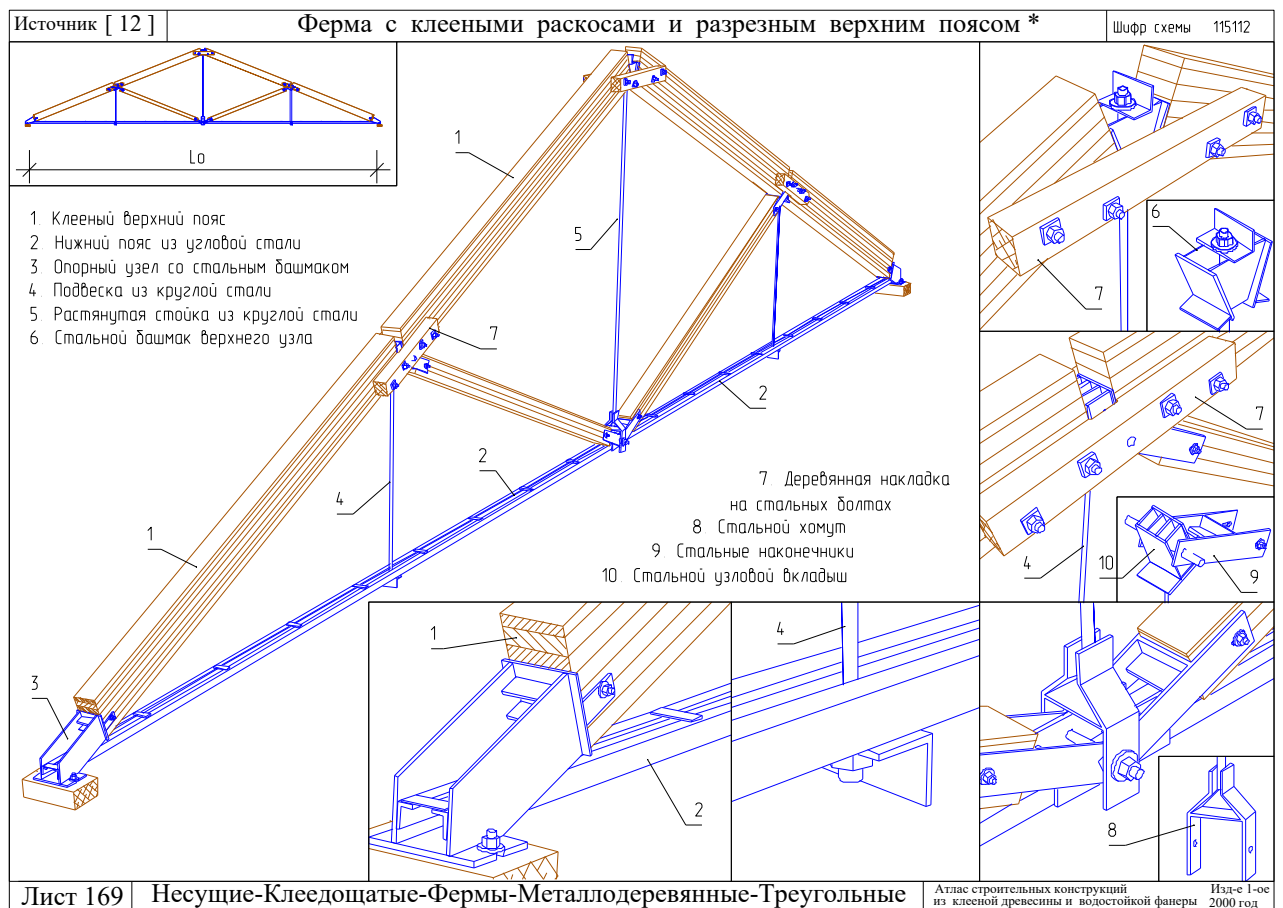


Рисунок 1 – Треугольная металлодеревянная ферма

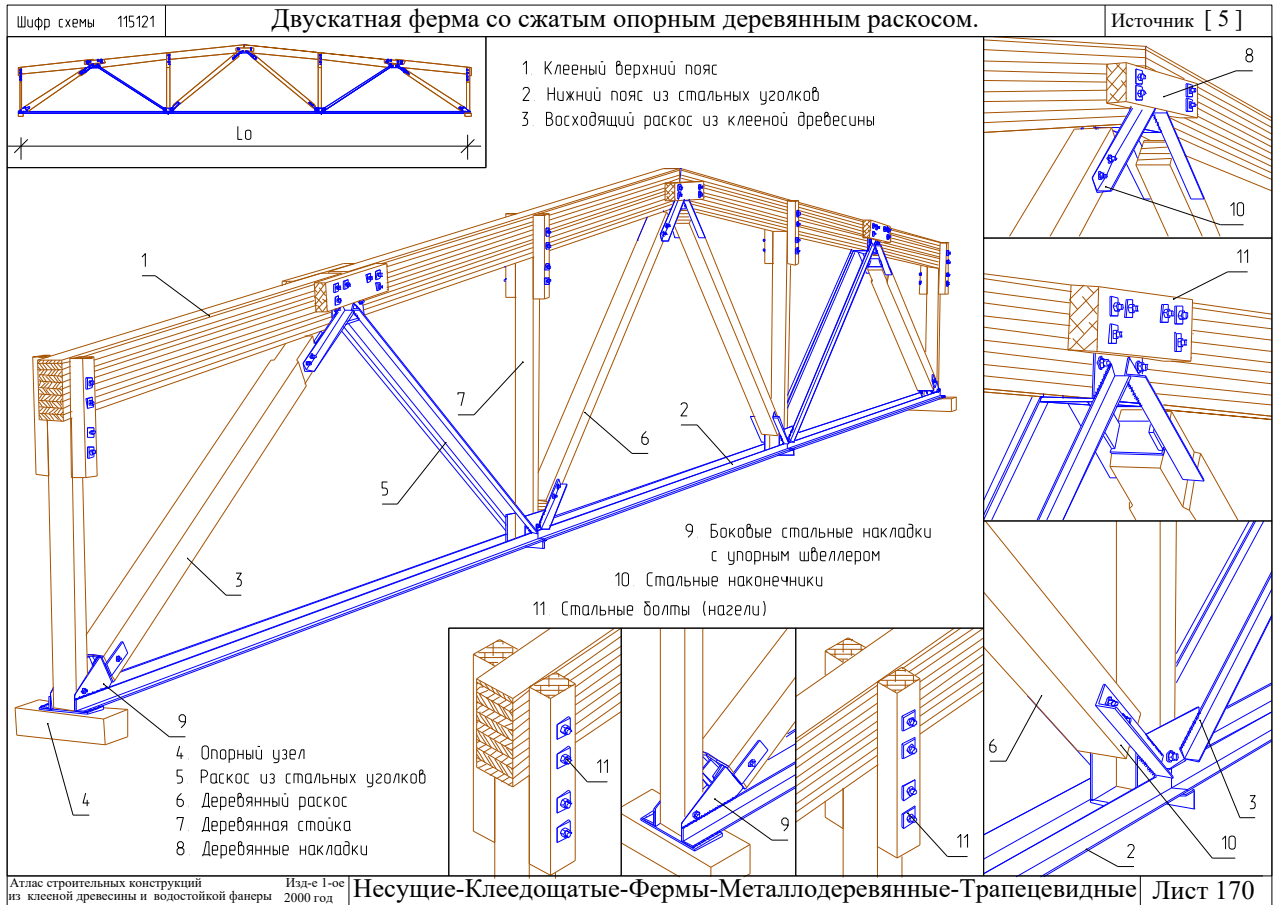


Рисунок 2 – Пятиугольная металлодеревянная ферма

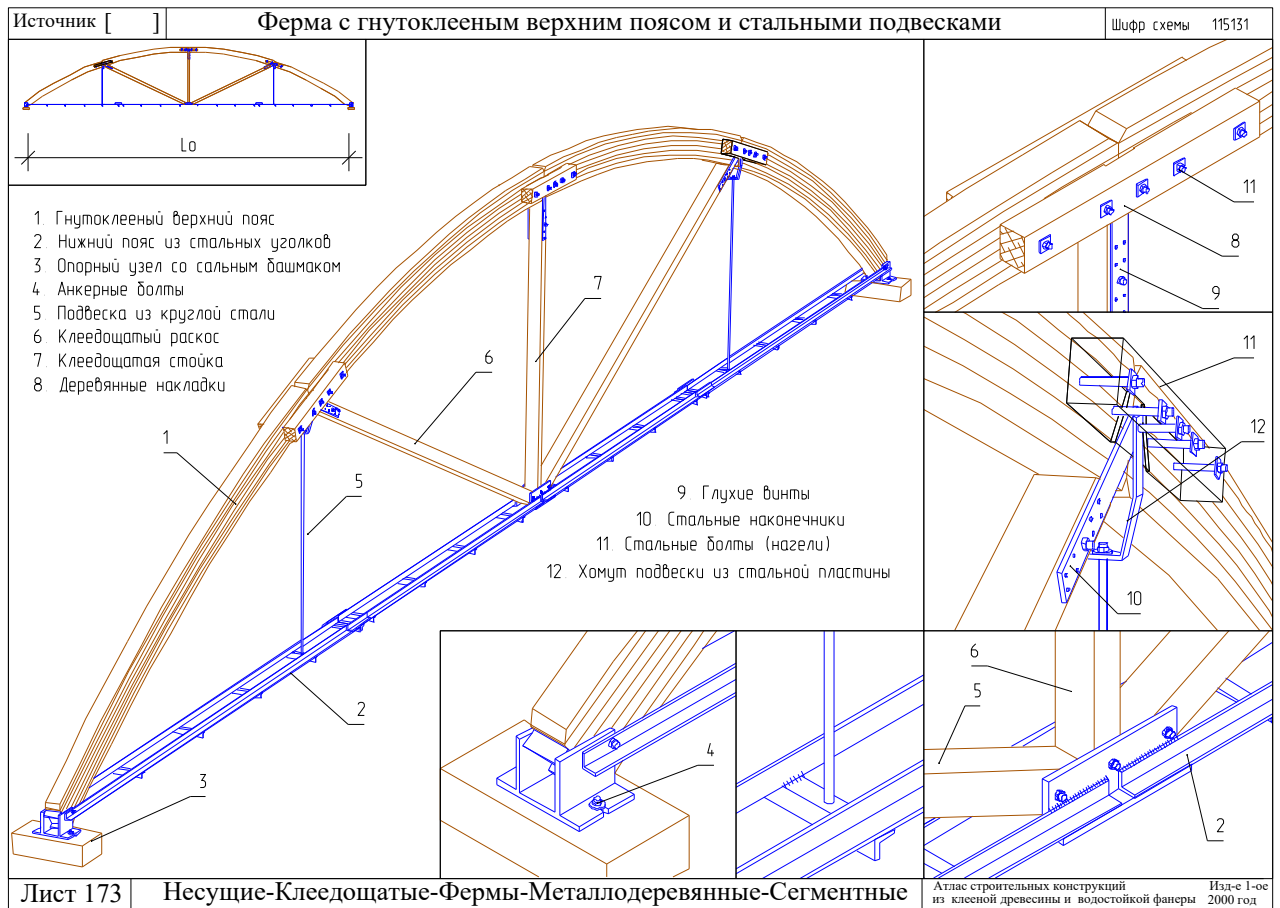


Рисунок 3 – Сегментная металлодеревянная ферма

С целью уменьшения величины изгибающего момента передача сжимающего усилия в узлах верхнего пояса из прямолинейных элементов осуществляется с эксцентриситетом, как в арках. Первую панель нижнего пояса, в котором отсутствуют усилия, может быть деревянной, а опорный нисходящий раскос, воспринимающий большое растягивающее усилие - стальным, как и среднюю панель нижнего пояса. Трапециевидная односкатная ферма имеет аналогичное конструктивное решение.

Могут применяться так же фермы с параллельными поясами.

Треугольные клееные фермы могут иметь верхний пояс из двух клееных панелей разной длины, более длинной и мощной является первая от опоры панель. Из клееной древесины выполняются также два раскоса. Нижний пояс и растянутый тяж принимаются стальными. Панели верхнего пояса в узлах стыкуют с эксцентриситетом.

Сегментные клееные фермы komponуются с таким расчетом, чтобы дуга верхнего пояса была из криволинейных элементов одинаковой длины. Все узлы, включая узлы верхнего пояса, центрируют по осям элементов. Верхний пояс такой фермы может быть разрезным или неразрезным. Благодаря криволинейному очертанию верхнего пояса создается обратный выгиб по отношению к оси изгиба пояса под действием внешней нагрузки, поэтому эта ферма имеет мало нагруженную решетку, что упрощает конструкцию ее элементов и узлов.

К фермам построечного изготовления относятся фермы, элементы которых выполнены из цельных не клееных бревен, брусьев или досок с узловыми соединениями на нагелях (болтах, гвоздях) или на лобовых врубках. Растянутые элементы решетки и нижний пояс фермы часто делается стальными.

По очертанию фермы построечного изготовления могут быть треугольными и многоугольными.

Фермы из центральных элементов со стальным нижним поясом при треугольном очертании позволяет просто организовывать плоскую скатную кровлю. В этих фермах верхний пояс и раскосы делают из брусьев, а центральную растянутую стойку - из круглой стали.

При многоугольном очертании, приближающемся к очертанию эпюры моментов в простой балке, усилия в панелях верхнего пояса мало меняются от эпюры к середине пролета и в элементах решетки возникают небольшие усилия. Это дает возможность создавать как верхний пояс, так и элементы решетки из древесины и только нижний растянутый пояс делается из профильной стали.

Недостатком такой фермы является небольшое число узлов.

Фермы на лобовых врубках имеют треугольное или пятиугольное очертание.

Схема решетки в этих фермах такова, что деревянные раскосы оказываются сжатыми, а металлические стойки - растянутыми. Это позволяет крепить сжатые раскосы к поясам с помощью лобовых врубок, воспринимающих только сжимающие усилия а растянутые стойки (тяжи) делать из круглой стали. Тяжи на одном конце снабжены резьбой и гайкой, что обеспечивает возможность уплотнения узлов при сборке.

В пятиугольных фермах вблизи середины пролета при односторонней снеговой нагрузке раскосы могут получать растягивающие усилия и выключаться из работы.

Для сохранения геометрической неизменяемости решетку фермы снабжают дополнительными компенсирующими нисходящими раскосами.

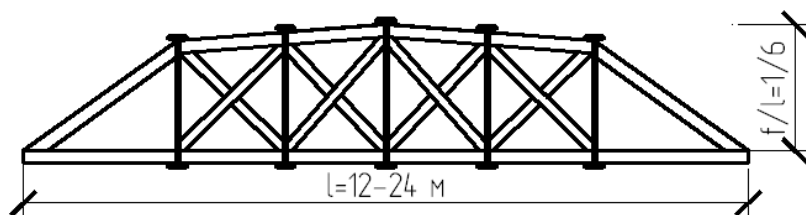


Рисунок 4 – Пятиугольная ферма из брусьев или бревен на лобовых врубках.

Расчет ферм.

Порядок расчета ферм такой же, как и порядок расчета плоских несущих деревянных конструкций:

4. статический расчет;
5. подбор сечения элементов фермы;
6. расчет узлов.

Расчету ферм предшествует сбор нагрузок. Нагрузки, действующие на ферму, складываются из постоянных (от собственной массы фермы и ограждающих конструкций покрытия) и временной (чаще всего только от снега).

Статический расчет фермы сводится к определению усилий от внешних нагрузок в элементах фермы. Для всех стержней определяется значение продольной силы N , а для верхнего пояса еще и изгибающий момент M .

Определение усилий в стержнях можно производить графически или аналитически. При этом в схемах сегментных ферм криволинейные оси панелей верхнего пояса на участках между соседними узлами заменяют хордами, стягивающими эти дуги.

Усилия определяют отдельно:

- 1) для случая загрузки снеговой равномерно распределенной нагрузкой на половине пролета;
- 2) для случая загрузки снеговой нагрузкой на всем пролете;
- 3) для случая загрузки постоянной нагрузкой (собственный вес фермы и вес ограждающих конструкций покрытия) на всем пролете фермы.

Целесообразно сначала определить усилие от единичной нагрузки, а затем, умножив на величины фактических нагрузок, получить истинные значения усилий в стержнях.

При вычислении усилий в средних раскосах учитывают два случая: когда раскос сжат и когда растянут.

Расчетные усилия в стержнях определяются при следующих двух комбинациях нагрузок:

- 1) Равномерно распределенная постоянная нагрузка на всем пролете, временная (снег) - на половине пролета фермы.
- 2) Равномерно распределенная постоянная и временная нагрузки на всем пролете фермы.

Подбор сечений элементов фермы.

Ширина сечения элементов фермы определяется по предельному значению гибкости. Для элементов ферм установлены следующие предельные значения гибкостей ($\lambda_{пр}$):

- для верхнего пояса $\lambda_{пр}=120$;
- для элементов решетки $\lambda_{пр}=150$;
- для нижнего пояса из стали $\lambda_{пр}=400$.

Ширину сечения верхнего пояса и элементов решетки целесообразно назначать по значению радиуса инерции.

$$r = \frac{l}{\lambda_{пр}}, \text{ где } l - \text{ расчетная длина стержня фермы}$$
$$b_{min} = \frac{r}{0,29}$$

Высоту сечения верхнего пояса определяют, пользуясь приближенной формулой для момента сопротивления:

$$W = \frac{M_{MAX}}{0,8R_{и}}$$

Момент сопротивления с другой стороны равен:

$$W = \frac{b \times h^2}{6}$$

Отсюда по известным b и W находят h .

После подбора сечений элементов фермы, выполняют проверку их прочности.

Сжатые элементы ферм проверяют на устойчивость по формуле:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \times F_{РАСЧ}} \leq R_c$$

φ – коэффициент продольного изгиба, принимаемый по СНиП;

R_c – расчетное сопротивление древесины сжатию.

Растянутые деревянные элементы проверяют на прочность по формуле:

$$\sigma = \frac{N}{F_{нт}} \leq R_p$$

стальные по формуле:

$$\sigma = \frac{N}{F \times m} \leq R$$

где m – коэффициент условия работы (если пояс состоит из двух элементов, то $m=0,85$).

В случае, когда верхний пояс нагружен междузловой нагрузкой, его проверяют, как сжато – изогнутый элемент на прочность по формуле:

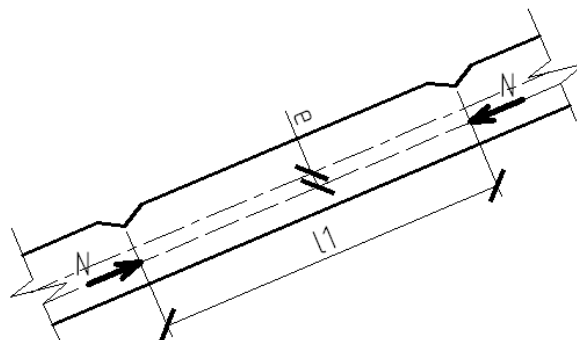
$$\sigma = \frac{N}{F_{РАСЧ}} + \frac{M_d}{W_{РАСЧ}} \leq R_c$$

$$M_d = \frac{\xi}{M}$$

Изгибающий момент M , вызванный наличием межузловой равномерно распределенной нагрузки, определяется по балочным формулам:

$$M = \frac{q \times l^2}{8}$$

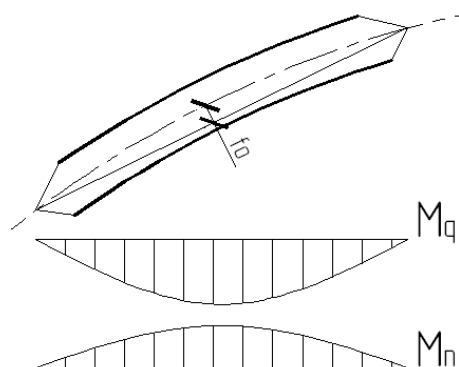
Значение изгибающего момента M_q может быть уменьшено за счет разгружающего момента M_n , создаваемого путем эксцентричного приложения продольной сжимающей силы N .



Суммарный изгибающий момент в середине пролета l , в этом случае вычисляется по формуле

$$M = M_q - M_n, \text{ где } M_n = N \cdot e$$

В сегментных фермах эксцентриситет силы N получается за счет кривизны оси панели верхнего пояса.



Продольная сила, направленная по хорде дуги создает разгружающий изгибающий момент

$$M_n = N \cdot f_0$$

Значение f_0 можно вычислить по формуле:

$$f_0 = \frac{l_0^2}{8r_0}$$

l_0 - длина хорды;

r_0 - радиус дуги, по которой очерчен верхний пояс.

Для неразрезного верхнего пояса изгибающие моменты в крайней от опоры панели будут равны:

- в середине пролета
$$M'_{\text{пр.}} = \frac{q \times l^2}{14} - 0,64 \times N \times f$$

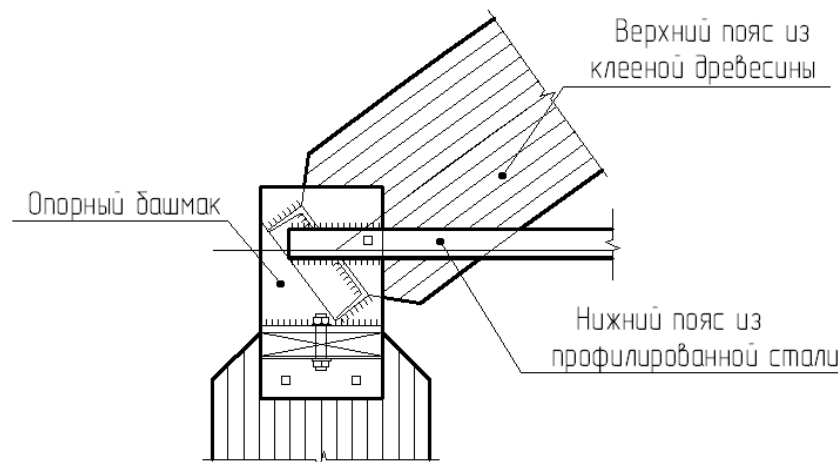
- на опоре
$$M'_{\text{оп.}} = -\frac{q \times l^2}{10} + 0,72 \times N \times f$$

Прогибы ферм при соблюдении требований по отношению стрелы подъема и длины пролета (f/l) не проверяют, так как эти соотношения обеспечивают требуемую жесткость ферм.

Для предотвращения нежелательных последствий, вызванных перемещениями узлов и прогибов нижнего пояса, возникающих все же в процессе эксплуатации, фермы проектируют со строительным подъемом ($\sim \frac{1}{200 \times l}$). При вычислении усилий строительный подъем не принимают во внимание.

Расчет и конструирование узлов ферм.

Опорные узлы ферм из дощатоклееных элементов, осуществляют путем упора крайней панели верхнего пояса в стальной опорный башмак, к которому приварены стальные элементы нижнего пояса.



Опорный узел проверяется на смятие по площадке смятия $F_{\text{см}}$ по формуле:

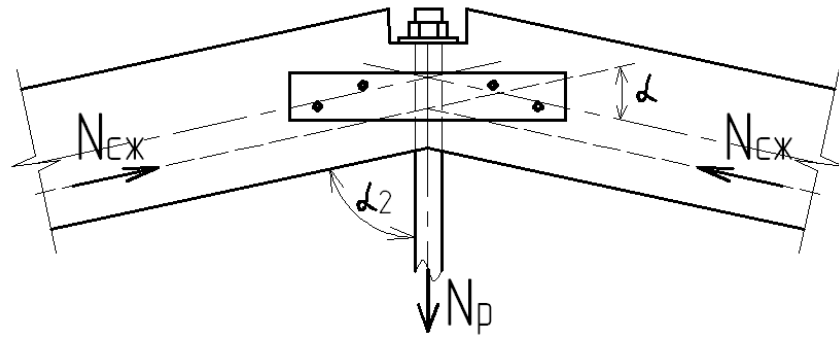
$$\sigma = \frac{N}{F_{\text{см}}} \leq R_{\text{см}}$$

Стальная опорная диафрагма рассчитывается на изгиб.

Узлы верхнего пояса.

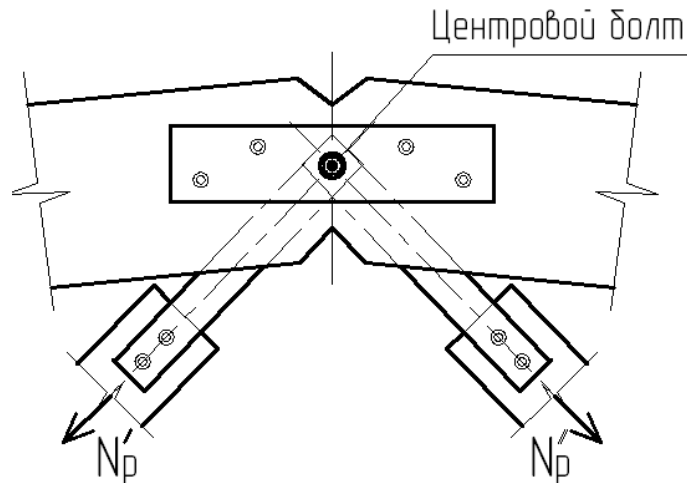
Средний коньковый узел треугольной фермы решается в виде наклонного лобового упора, перекрытого деревянными или металлическими накладками на болтах.

Растянутая стойка в виде стального тяга с нарезкой на конце пропускается через отверстие, проходящее через центр узла, и закрепляется гайкой на шайбе.



Расчетом этого узла проверяется напряжение смятия под углом α к волокнам в лобовом упоре и на смятие под углом α_2 под шайбой стойки. Поперечная сила в узле воспринимается накладкой с болтами.

Узлы верхнего пояса сегментных ферм решаются с помощью стальных накладок – наконечников, соединенных с раскосами болтами и прикрепленных к болту, проходящему через центр узла.

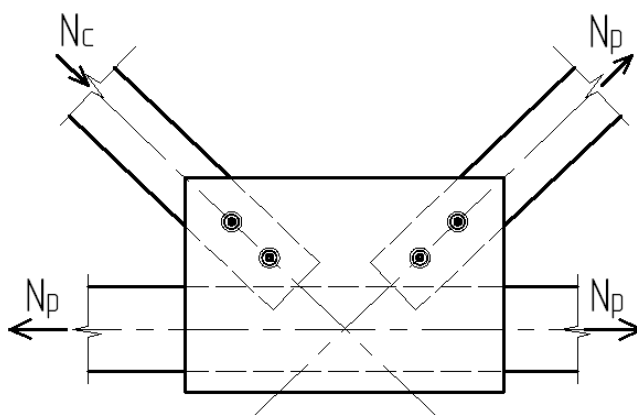


Центровой болт рассчитывают на восприятие равнодействующей силы от продольных сил в раскосах.

Расчетом также определяется количество болтов в наконечниках и напряжение смятия торцов верхнего пояса. Промежуточные узлы примыкания стоек и раскосов к верхнему поясу решаются аналогичным образом.

Узлы нижнего пояса металлодеревянных ферм выполняются с помощью двух фасонок, приваренных к поясу. К фасонкам болтами крепятся деревянные раскосы.

Болты рассчитываются на максимальные усилия в раскосах.



Узлы ферм из цельных элементов на лобовых врубках решаются и рассчитываются по правилам конструирования и расчета соединений на врубках (на смятие и скалывание).

Лекция 11

Связи

Связи бывают:

- 1) горизонтальные (или наклонные для скатной кровли);
- 2) вертикальные в покрытии, а также по продольным и торцовым стенам.

Связи обеспечивают общую устойчивость здания, воспринимают ветровые и крановые тормозные нагрузки и передают их на фундамент.

В зданиях с деревянным каркасом применяют два основных вида связей:

а) связевые фермы, располагаемые вертикально, наклонно или горизонтально поперек здания по наружным поясам (или наружному контуру) несущих конструкций;

б) продольные связи (тоже фермы), плоскость которых располагается перпендикулярно плоскости несущих конструкций; эти связи закрепляют нижние пояса (или внутреннюю кромку) несущих конструкций.

Связевые фермы, расположенные по наружным поясам конструкций, соединяют ригели двух соседних рам и их стойки в пространственный блок жесткости, способный воспринимать нагрузки, направленные перпендикулярно плоскости основных несущих конструкций. Поясами являются верхние пояса ригелей (ферм, клефанерных балок и т.п.) или все сечение несущих конструкций (дощатоклееных арок, рам, стоек). Решетка связевых ферм может быть деревянной раскосной или перекрестной из стальных тяжей. Эти связи воспринимают ветровые и технологические нагрузки, направленные вдоль здания (ветер, продольное торможение кранов), обеспечивают устойчивость каркаса в процессе его монтажа.

Роль стоек в решетке связевых ферм выполняют прогоны или панели. Связевые фермы устанавливаются с интервалом не более 30м (чаще всего 18-24м), но не менее двух на здание.

Связевые фермы у торцов здания могут не устанавливаться, если торцевые стены в состоянии самостоятельно воспринимать горизонтальные нагрузки.

Связи закрепляют две крайние точки несущих конструкций и одну или несколько промежуточных точек.

Расчет связевых ферм производят на горизонтальные нагрузки, которые складываются из внешних горизонтальных нагрузок (ветра, тормозных усилий

кранов и т.п.) и дополнительных усилий от вертикальной нагрузки вследствие возможных несовершенств формы (отклонение от вертикали и других дефектов).

Связевые фермы рассчитывают как обычные фермы.

Продольные связи соединяют несущие конструкции попарно и устанавливаются с интервалом, равным шагу несущих конструкций.

Шаг продольных связей определяют из условия обеспечения устойчивости раскрепляемых конструкций.

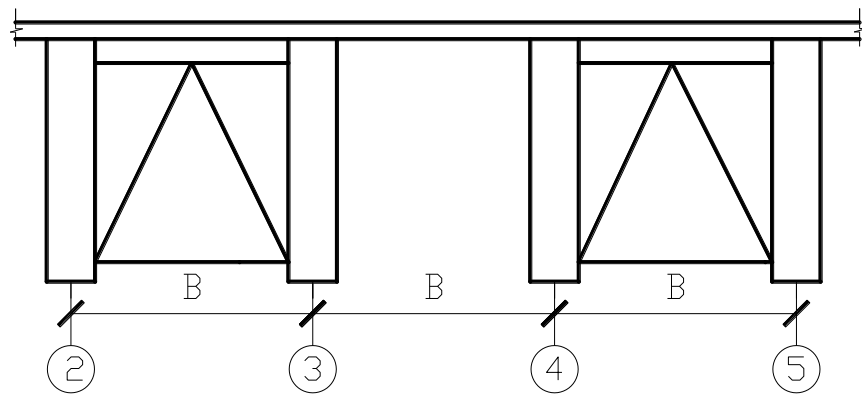


Рисунок 1 - Полураскосная система (В = 6м)

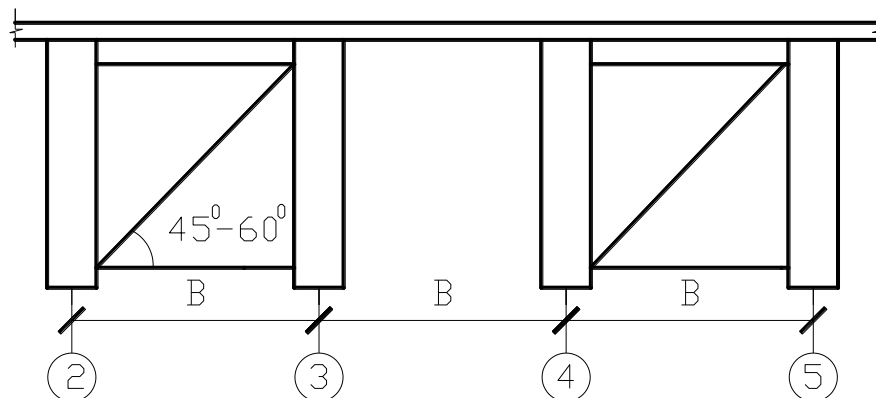


Рисунок 2 - Полураскосная система (В = 3м)

Продольные связи рассчитывают на горизонтальную силу P при установке связей в карнизных узлах рам и в арках.

Для наглядности покажем связи в здании с каркасом, состоящим из стоек и шарнирно опертых на них балок (или ферм).

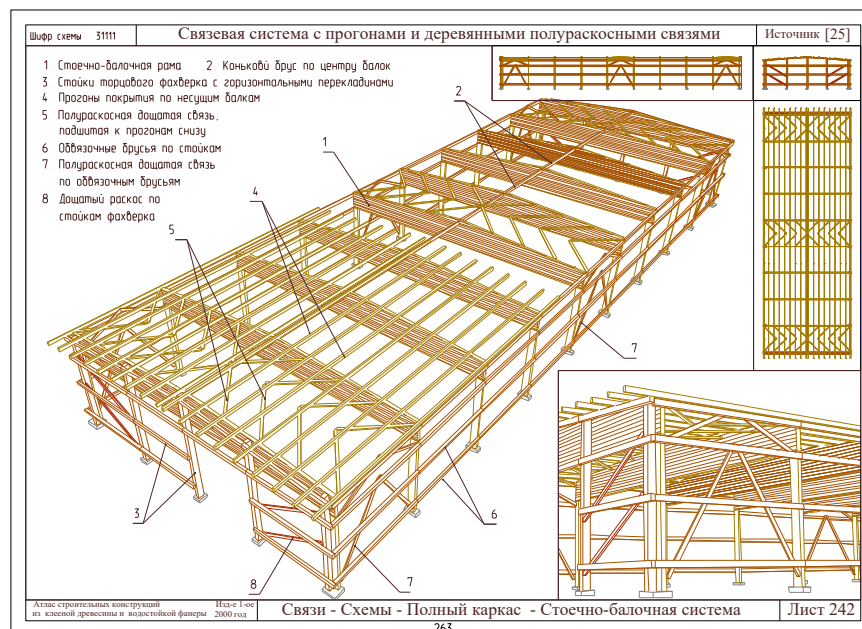


Рисунок 3 - Связевая система с прогонами и деревянными полураскосными связями

Лекция № 12

Пространственные деревянные конструкции – основные формы, области применения и основные расчёты.

К пространственным деревянным конструкциям или, как их часто принято называть, к покрытиям-оболочкам относят покрытия с изогнутой поверхностью, в которых все составляющие элементы работают совместно как единое целое. Оболочки благодаря такой поверхности менее материалоемки, чем плоские конструкции и являются совмещённым видом покрытия, т.к. способны выполнять одновременно несущую и ограждающую функции. Они могут иметь многообразные формы различного функционального назначения.

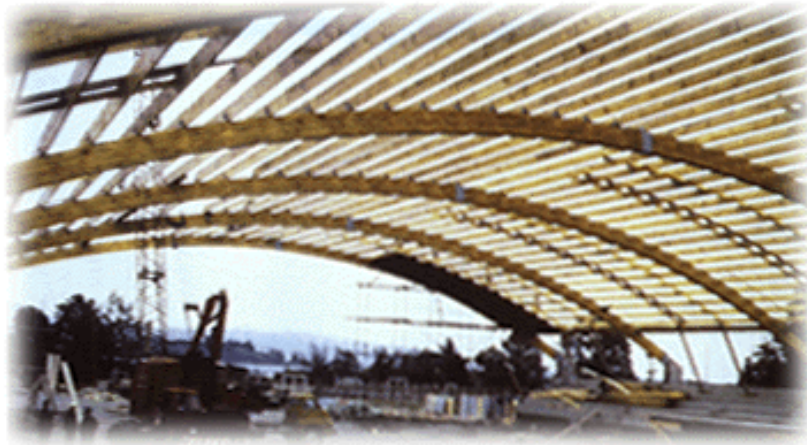
К основным конструктивным типам пространственных деревянных конструкций относятся:

6. распорные своды при прямоугольном плане и опирании на продольные стены;
7. складки и своды оболочки, опёртые в основном только на поперечные торцевые стены, а также оболочки двоякой положительной или отрицательной кривизны;
8. купола, опёртые по контуру круглого или многоугольного здания

Указанные типы деревянных конструкций могут быть выполнены в виде: тонкостенных оболочек;



ребристых складок и оболочек, в которых для увеличения жёсткости тонкостенные элементы усилены рёбрами



сетчатых систем.



Применение перечисленных пространственных деревянных конструкций целесообразно в следующих случаях:

- когда необходимо использовать внутренний габарит при малой строительной высоте конструкций (область применения сводов-оболочек и куполов);
- если в продольных стенах необходимы большие проёмы для ворот (например в ангарах) и опирание должно осуществляться на торцевые стены (это область применения сводов-оболочек и складок);
- в покрытиях над круглыми, овальными, квадратными и многоугольными помещениями в плане (область применения куполов).

Пространственные деревянные конструкции используются для покрытий различных промышленных, общественных и сельскохозяйственных зданий: спортивных залов, зерноскладов, выставочных павильонов, театральных и концертных залов, крытых рынков и т.п.

Наша страна обладает приоритетом в области пространственных деревянных конструкций, у нас разработаны многие их современные виды.

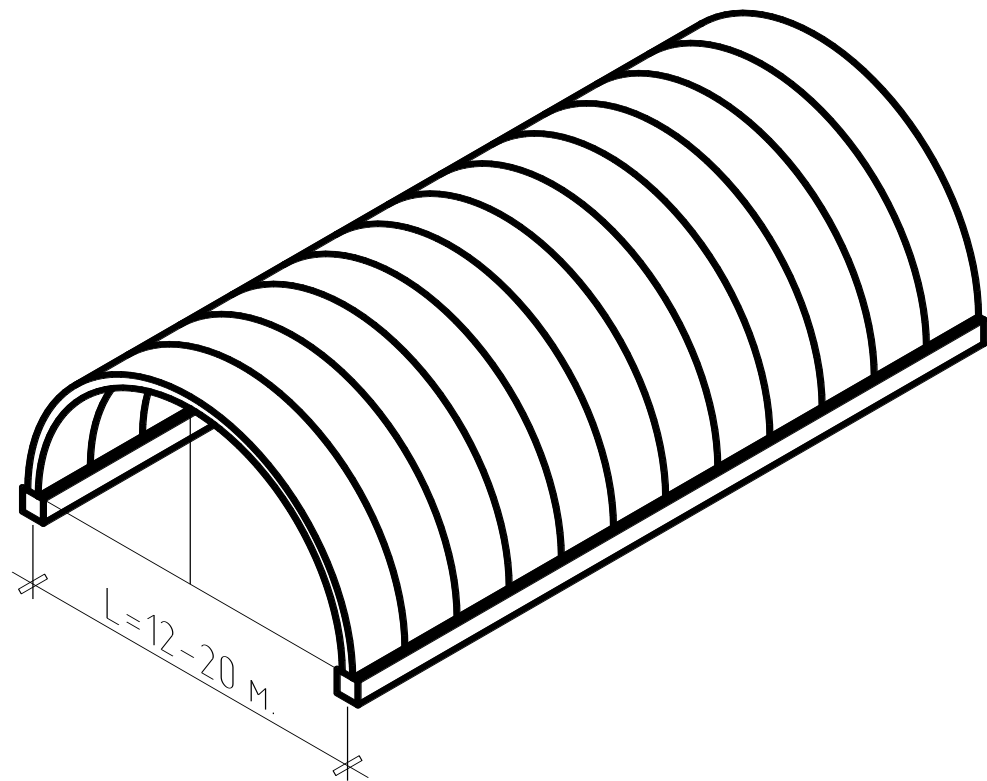
Длительная эксплуатация пространственных конструкций как у нас в стране, так и за рубежом свидетельствует о их надёжности и долговечности. Построенные в нашей стране свыше 35 лет назад деревянные своды и купола продолжают эксплуатироваться и находятся в хорошем состоянии. За рубежом пространственные деревянные конструкции всё шире применяют для перекрытия уникальных по размерам пролётов.

Рассмотрим основные типы пространственных деревянных конструкций, придерживаясь их классификации.

Распорные своды

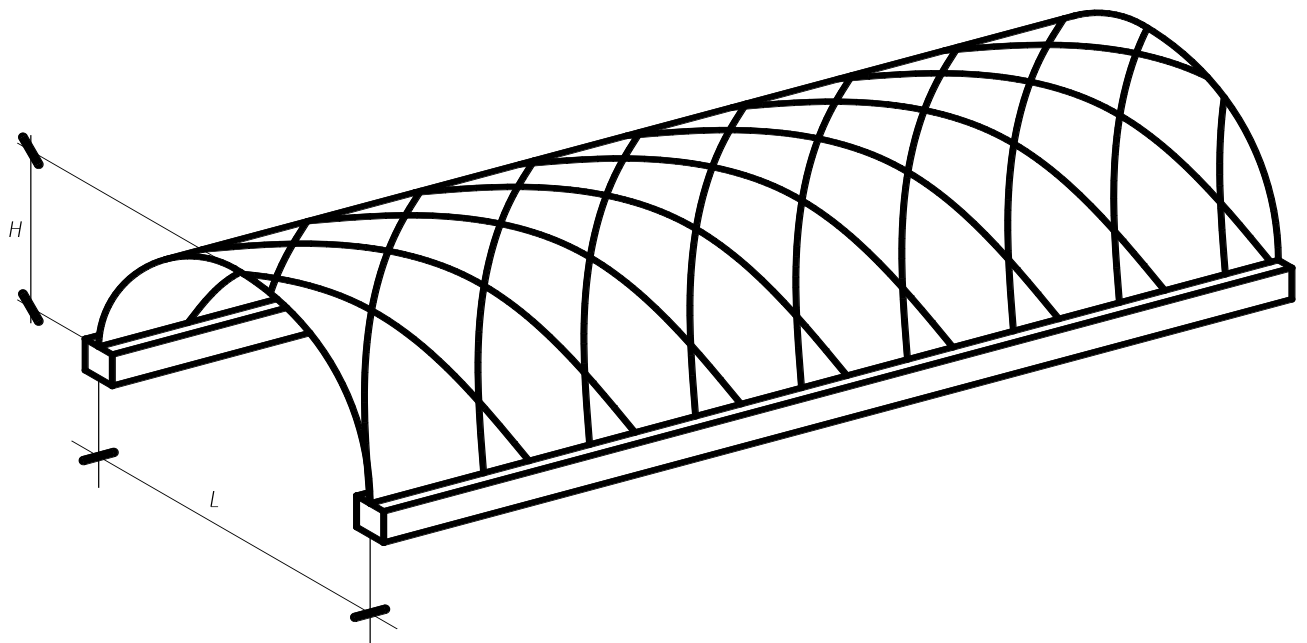
Оболочки в виде сводов имеют цилиндрическую форму поверхности и опираются по сторонам, параллельным образующим. Существует два основных вида распорных сводов:

- *тонкостенный клефанерный свод* стрельчатого или круглого очертания с затяжкой или с передачей распора непосредственно опорам



Конструкция сборная из клефанерных полотнищ заводского изготовления.

- *кружально-сетчатый свод* кругового или стрельчатого очертания с затяжкой или с передачей распора на стены



$$\frac{f}{l} \geq \frac{1}{7} \quad \text{— для сводов круговых;}$$

$$\frac{f}{l} \geq \frac{1}{4} \quad \text{— для стрельчатых сводов.}$$

Кружально-сетчатые своды являются наиболее распространёнными пространственными конструкциями. Состоят они из косяков (цельных или клефанерных). Пролёт сводов из цельных косяков $l = 12-20$ м, из клефанерных $l = 20-100$ м.

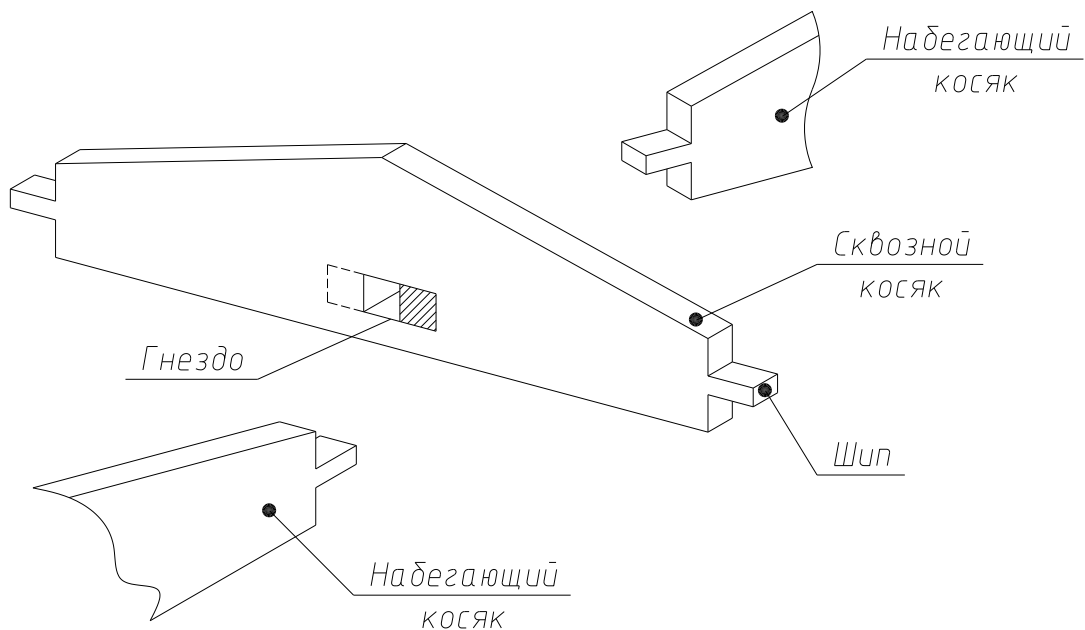
Основные узлы сетки образуются из трёх косяков, один из которых является сквозным и проходит через узел не прерываясь, а два других набегающих косяка примыкают к сквозному.

В зависимости от конструкции косяков и их соединения между собой различают:

- безметалльные кружально-сетчатые своды системы архитектора С.И.Песельника;
- кружально-сетчатые своды с узлами на болтах системы Цолльбау;
- своды из составных клефанерных косяков.

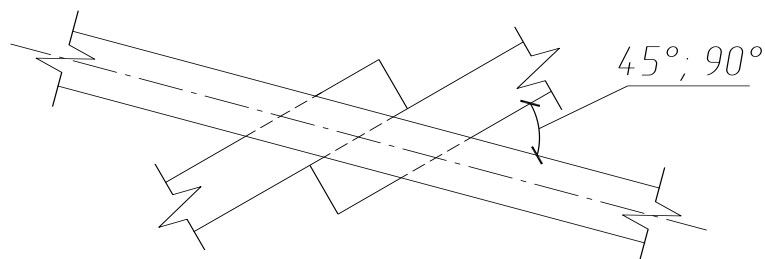
Своды системы Песельника изготавливаются из косяков цельного сечения, имеющие на концах шипы, а по середине сквозное гнездо.

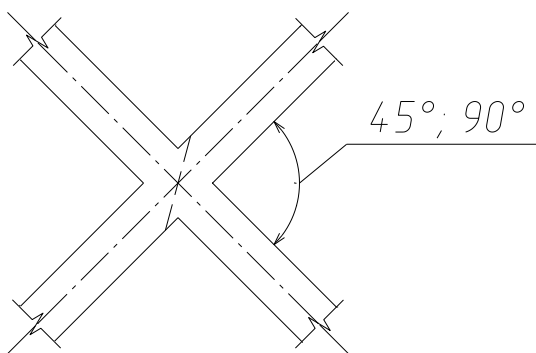
Соединение косяков выполняется на врубке. В каждом узле сетки сопрягаются три косяка, из которых два набегающих входят с двух сторон своими шипами в гнездо сквозного косяка. Верхняя кромка косяка может быть криволинейной, либо с одним или двумя переломами, шаг сетки свода $s = 0.8 - 1.5$ м, тогда длина косяков оказывается порядка 2 м.



В безметалльном кружально-сетчатом своде принимается сетка как прямоугольная, так и косоугольная с углом $\varphi = 45^\circ$.

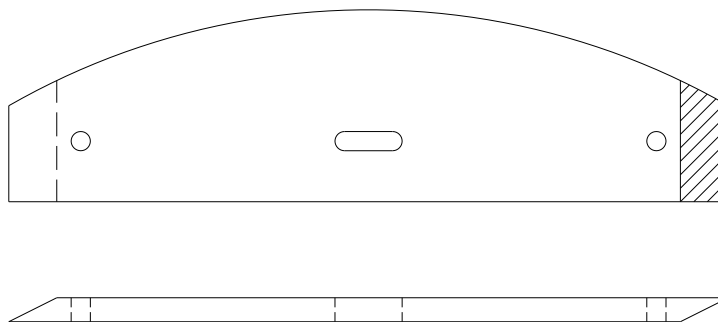
Узловое соединение может быть нецентрированное, когда оси набегающих косяков не совпадают и центрированное, когда оси совпадают.



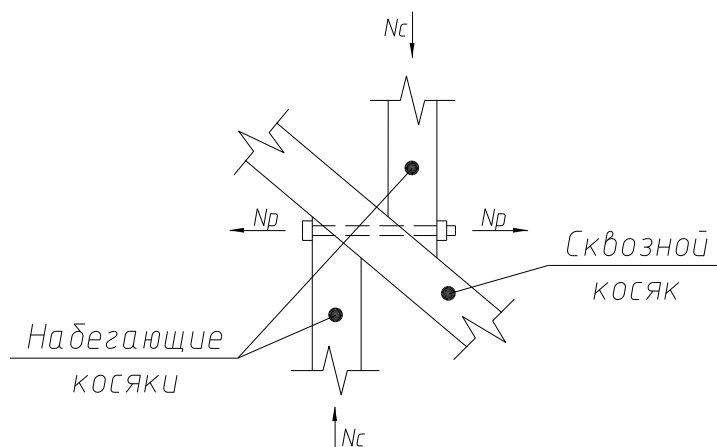


В последнем случае шип имеет клиновидную форму.

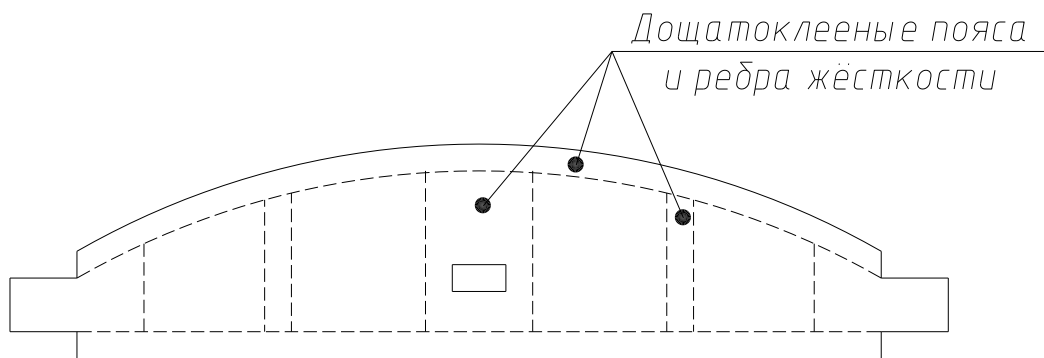
Кружально-сетчатые своды с узлами на болтах (системы Цолльбау) имеют косяки с круглыми отверстиями на концах (под болты) и овальными отверстиями по середине косяка



В узлах соединения косяков набегающие косяки путём натяжения болта плотно прижимаем к косяку.



Своды из клефанерных косяков могут выполняться в безметальном и металльном вариантах. В первом случае косяки соединяются в узлах на врубках подобно тому, как это делается в сводах Песельника. Косяки имеют коробчатую форму сечения



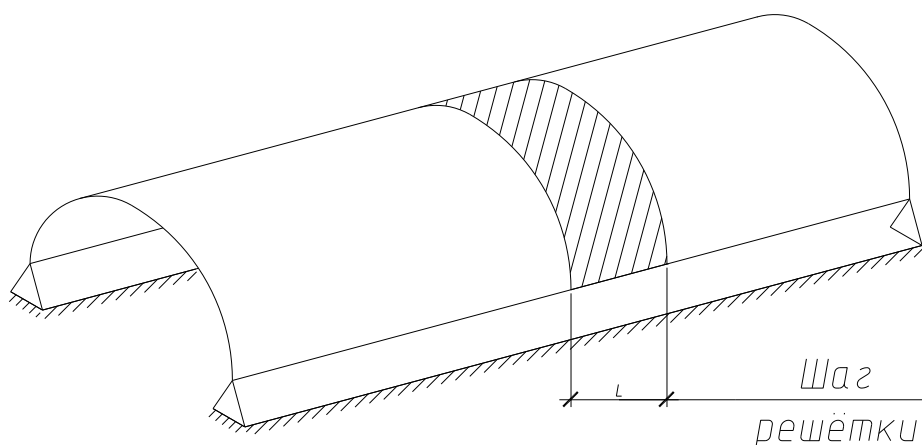
Конструкция и расчёт составных косяков аналогичны конструкции и расчёту клефанерных балок.

Все рассматриваемые до сих пор соединения косяков сетки кружально-сетчатых сводов являлись шарнирными. Изгибающий момент в узлах сеток воспринимается только сквозными косяками.

В металлическом варианте свода из клефанерных косяков устраивают бесшарнирное соединение косяков, когда изгибающий момент в узле воспринимается не только сквозным, но и набегающим косяками.

Это достигается путём соединения набегающих косяков по верхним и нижним граням с помощью вклеенных металлических стержней.

Расчёт сетчатого свода. Для этого выделяют расчётную полосу свода, соответствующую шагу решётки. Затем определяют продольные силы N_a и изгибающие моменты M_a , как в арке постоянной жёсткости с соответствующей схемой опирания.



Если угол между образующей свода и сквозным косяком – α , то изгибающий момент, воспринимаемый косяком при шарнирном соединении косяков, когда момент воспринимается только одним сквозным косяком, будет:

$$M_k = \frac{M_a}{\sin \alpha};$$

А для косяков сводов с бесшарнирными узлами, когда набегающий косяк тоже воспринимает изгибающий момент:

$$M_k = \frac{M_u}{2 \sin \alpha};$$

Сжимающее усилие, приходящееся на один косяк, определяется аналогично:

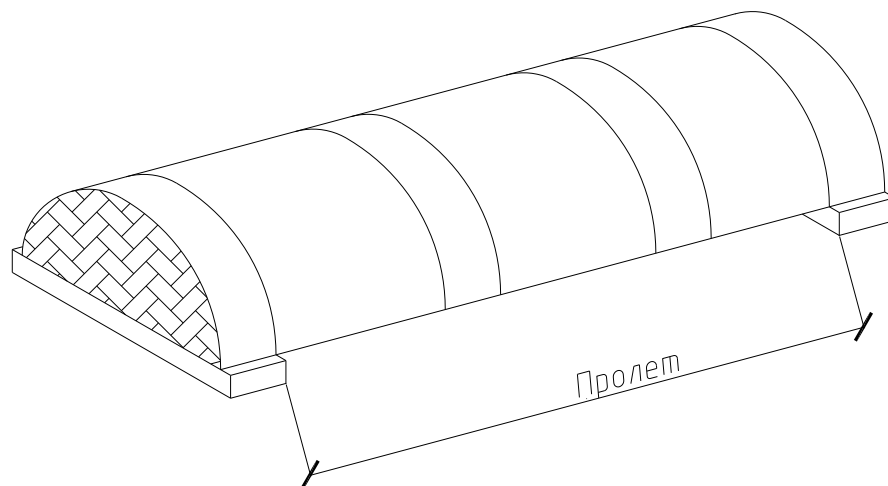
$$N_k = \frac{N_u}{2 \sin \alpha};$$

Проверку прочности косяка производят как сжато-изогнутого элемента по формуле:

$$\frac{N_k + M_k \sigma}{F_{сж} K_{\phi} \sigma_{рас}} \leq 1;$$

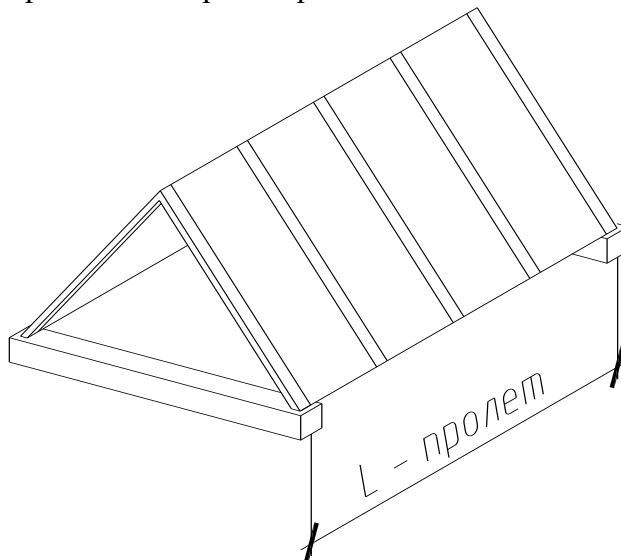
где K_{ϕ} – коэффициент фронтонов, увеличивающий жёсткость покрытия, берётся по таблице учебника Г.Г. Карлсена «Конструкции из дерева и пластмасс».

Своды-оболочки и складки. Традиционный свод оболочка представляет собой покрытие цилиндрической формы, опёртое на торцевые стены.

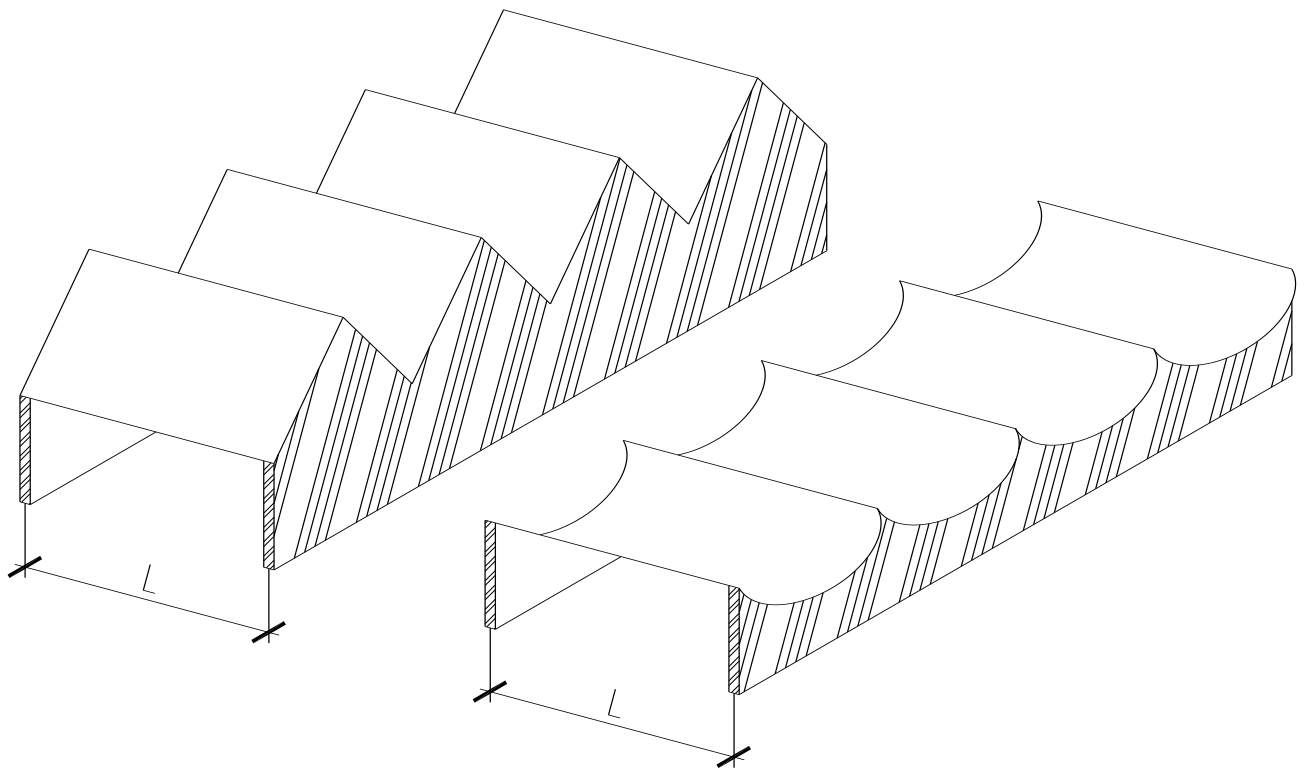


В сводах-оболочках отсутствует распор, свойственный сводам, опёртым по продольным сторонам, поэтому нет необходимости устраивать в них затяжки или контрфорсы.

По статической схеме и характеру работы к сводам-оболочкам близки призматические складки, поверхность которых образована наклонными плоскими гранями.



Своды-оболочки и складки выполняют в однорядовом и многорядном вариантах.



Многорядовые складки и оболочки. Могут быть двух видов: тонкостенные и ребристые. В первом случае сечение покрытия может быть сплошным (склеенные между собой дощатые настилы) или каркасным (к каркасу из брусьев высотой до 15 см на гвоздях и клею с одной стороны или двух сторон крепятся обшивки из фанеры, древесностружечных плит или досок).

Во втором варианте, в настоящее время устарелом, жёсткие рёбра располагают в поперечном направлении с шагом 2-6 м, а по ним укладывают продольный настил (для восприятия продольных усилий) и два косых настила под углом друг к другу (для восприятия сдвигающих усилий), иногда по рёбрам вместо настилов укладывают листы фанеры, обеспечивающие восприятие продольных и сдвигающих усилий.

Расчёт свода оболочки или призматической складки при соотношении пролёта l_1 к длине волны l_2 :

$$\frac{l_1}{l_2} \geq 3;$$

(длинная оболочка) в продольном направлении на симметричную нагрузку можно выполнять как для балки корытообразного сечения.

В такой балке для вычисления напряжения можно использовать формулы сопротивления материалов. При расчёте вычисляют нормальные продольные и сдвигающие усилия, а также изгибающие моменты от собственного веса, снега и ветра. Далее проверяют прочность и устойчивость по элементам.

Принимается следующее распределение внутренних усилий между элементами оболочки: нормальные продольные усилия N_1 воспринимаются продольным настилом и усиленными (в поясах) частями его, сдвигающие усилия T_1 воспринимаются двойным косым настилом, изгибающие моменты M_1 и M_2 воспринимаются рёбрами жёсткости и поперечным настилом.

Такой расчёт является приближённым, точный расчёт оболочек выполняют по теории оболочек Власова.

В зарубежной практике нашли применение деревянные тонкостенные своды-оболочки: двоякой положительной и отрицательной кривизны, воронкообразные, бочарные оболочки и оболочки в виде гиперболических параболоидов (покрытия типа гипар).



Воронкообразное покрытие-оболочка

Примером оригинальной формы тонкостенной оболочки двойкой кривизны пролётом 46.5 м служит покрытие зала собраний строительного колледжа в Бирме. Оболочка состоит из пяти слоёв досок толщиной 25 и 16 мм. Общая толщина 90 мм. Оболочку поддерживают две металлические рамы, все доски между собой склеены.

Покрытие типа гипар. Гипар – это покрытие, выполняемое чаще всего из трёх рядов досок, склеенных между собой или соединённых гвоздями. Оболочка опирается на опоры, расположенные под понижающим углом.

Оболочки двойкой кривизны являются оболочками покроечного изготовления. Возводят их с помощью сплошных лесов или подмостей, по которым укладывают кружала и с которых ведут сборку отдельных слёв оболочки. Покрытие типа гипар может выполняться и в сборном варианте из прямоугольных панелей, склеенных из трёх слоёв досок.

Купола. В зависимости от конструктивного решения купола могут быть тонкостенными, ребристыми и сетчатыми. Для пролётов от 12 до 35 м применяют тонкостенные сетчатые купола. При пролётах от 35 до 120 м и более в целях увеличения жёсткости применяют ребристые купола- оболочки.

Ребристые купола могут быть многогранными, сферическими или складчатыми.



Складчатый купол



Многогранный купол



Сферический купол

Состоят ребристые купола из рёбер в меридиональном направлении. Рёбра опираются на нижние и верхние опорные кольца

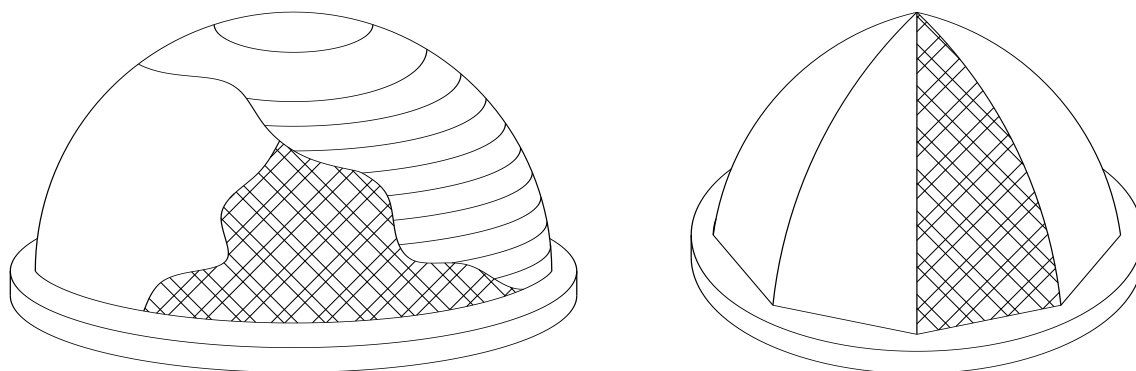
Шаг рёбер 3-6 м по нижнему поясу. В ребристых куполах по аркам идут прогоны, по прогонам укладываются в два слоя настил из досок – продольный и косой под углом 45° к прогонам.

Нижнее опорное кольцо работает на растяжение и выполняется железобетонным. Верхнее кольцо работает на сжатие и может быть деревянным. Соединения полуарок с кольцами рекомендуется выполнять шарнирным. В расчёте арок жёсткость прогонов и настила не учитывается.

Расчёт ребристого купола ведётся путём расчленения на арки с соответствующей грузовой площадью. В остальном порядок расчёта полностью совпадает с расчётом клееных трёхшарнирных арок.

Пространственная неизменяемость и устойчивость плоской формы изгиба рёбер обеспечивается установкой связей (горизонтальных и вертикальных).

Кружально-сетчатые купола могут быть сферическими или из сомкнутых сводов

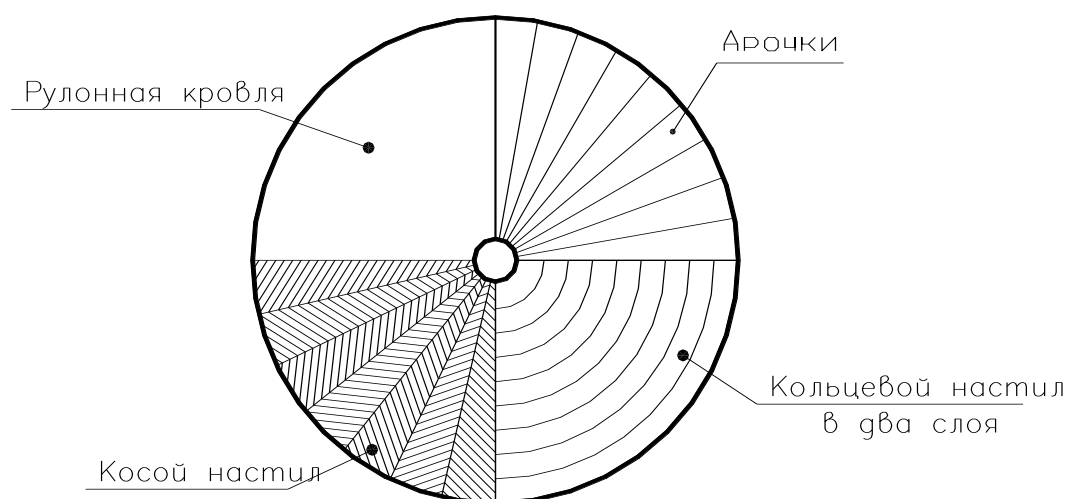


Сетка может быть ромбической и прямоугольной, узлы решены на врубках или болтах. При числе граней 6 и менее сектор купола рассчитывается по аналогии с сетчатым сводом, а при числе граней более 6 – по приближённой безмоментной теории сферических куполов-оболочек.

Представляет интерес конструкция сомкнутого свода, разработанная в США для пролёта 257 м (самый крупный в мире из перекрываемых пролётов). Проект этого свода предусматривает использование его для покрытия стадионов в четырёх городах США.

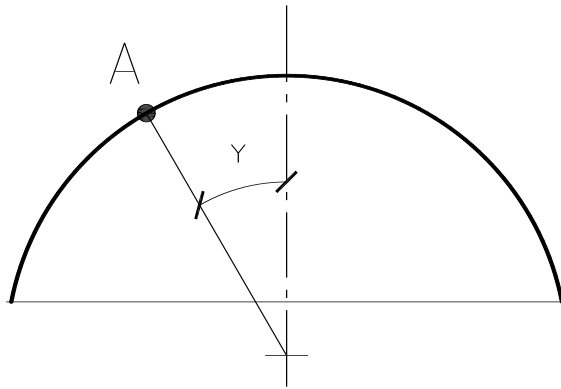
Гурты (рёбра на стыках граней свода) клееные переменного коробчатого сечения. Максимальная высота сечения 334 см.

Тонкостенные купола-оболочки. Их основной особенностью являются меридиональные арочки, кольцевой и косой настилы, верхнее кружальное и нижнее опорное кольца.



Расстояние между осями арочек по опорному кольцу назначается от 0.8 до 1.5 м. Высота арочек h для придания куполу достаточной жёсткости должна составлять не менее $1/250$ его пролёта. На арочки гвоздями прибивают оба слоя кольцевого настила, а затем косой настил в «ёлочку» под углом $\sim 45^\circ$.

Расчёт куполов-оболочек с достаточной точностью ведётся по безмоментной теории оболочек



При расчёте принимается, что меридианные элементы и рёбра куполов воспринимают меридианальные усилия T_1 , кольцевые настилы – кольцевые усилия T_2 , а косые настилы – сдвигающие усилия S .

Усилия T_1 , T_2 и S находят при трёх схемах загрузки:

- 1 схема – собственный вес купола. Усилия в рёбрах T_1 в левой точке А определится по формуле:

$$T_1 = \frac{Q_p}{m \sin \varphi}$$

где: Q_p – вес всей вышележащей части купола;
 m – число рёбер.

Усилия T_2 в кольцевом настиле на единицу ширины определится по формуле:

$$T_2 = z \cdot R \frac{T_1}{a}$$

где: z – проекция на нормаль равномерно распределённой нагрузки (кровля, косой и кольцевой настилы) и веса рёбер;
 R – радиус сферы купола;
 T_1 – меридиональное усилие в рассматриваемой точке А;
 a – расстояние между рёбрами.

Сдвигающее усилие S при симметричной нагрузке равно нулю ($S=0$)

- 2 схема – снеговая нагрузка на всём пролёте. Она принимается с учётом изменения интенсивности по поверхности купола по закону косинуса, что даёт равномерную нагрузку по плану интенсивностью p_0 . Меридианные усилия:

$$T_1 = p_0 \cdot \frac{R}{2} \cdot a,$$

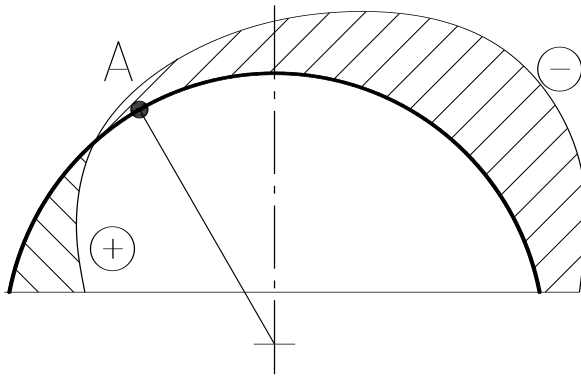
Кольцевые усилия:

$$T_2 = p_0 \cdot \frac{R}{2} \cdot \cos \varphi,$$

Сдвигающие усилия:

$$S = 0$$

- 3 схема – ветровая нагрузка. Действительная эпюра давления ветра (a) заменяется более простыми эпюрами: симметричной и кососимметричной.



Усилия от симметричной эпюры определяется по следующим формулам:

7. меридианальные усилия:

$$F_{\theta} = \frac{R \cdot e \cdot q \cdot \sin^2 \alpha}{3 \cdot \cos^3 \alpha}$$

8. кольцевые усилия:

$$F_{\phi} = \left[\frac{3 \cdot e \cdot q \cdot \sin^2 \alpha}{\cos^3 \alpha} - (F_{\theta}) \right]$$

9. сдвигающие усилия:

$$S = 0$$

Усилия от кососимметричной эпюры определяются по таблицам книги Динингера «Оболочки, тонкостенные железобетонные купола и своды», М. 1971г.

Кососимметричная нагрузка даёт сдвигающие усилия, на который рассчитывается косою настилом.

Проверка сечений элементов.

- Определив расчётное значение T_1 на одно ребро (как максимальное при различных сочетаниях усилий при трёх перечисленных схемах загрузки) проверяют его на сжатие и смятие торцов в опорных кольцах;
- Кольцевой настил проверяют на смятие (в сжатой зоне) по полной площади. В растянутой зоне проверка на растяжение ведётся по площади:

$$F_{\text{min}} = 0,5 \cdot F_{\theta}$$

- сдвигающие усилия S вызывают в косою настиле сжатие или растяжение. По этим схемам подбирают сечение досок и связи (гвозди, шурупы, клей);
- верхнее кружальное кольцо проверяют на сжатие и смятие в стыке:

$$N_1 = T_1 \cdot r_1$$

где: T_1 – сжимающее усилие в ребре;
 r_1 – радиус кольца.

- нижнее опорное кольцо проверяют на растяжение силой:

$$N_p = H_1 \cdot r_2$$

где: H_1 – распор купола на единицу длины опорного кольца;
 r_2 – радиус опорного кольца.

10. Литература

1. Конструкции из дерева и пластмасс. Под ред. Ю. Н. Слицкоухова. Стройиздат ,. М., 1986. -284с.
2. Г. Н. Зубарев Конструкции из дерева и пластмасс. Высшая школа, М., 1990. 310с.
3. СНиП П-25-80. Деревянные конструкции. Нормы проектирования.-65с.
4. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования
5. Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП П-25-80)/ ЦНИИСК им. Кучеренко.- М.: Стройиздат, 1986.-216с.
6. А.Б. Шмидт, П.А. Дмитриев. Атлас строительных конструкций из клееной древесины и фодостойкой фанеры. М: Изд. АСВ, 2002.- 262 с.
7. И. М. Гринь Проектирование и расчет деревянных конструкций. Справочник. Киев , 1988. 248с.
8. Конструкции из дерева и пластмасс. Примеры расчета и конструирования. Под ред. В. А. Иванова. Киев, 1980.234с.