

Представленные данные требуют уточнения. Например, врубки решаются под различными углами к волокнам древесины, а нормировано некоторое усредненное значение местной деформации – 1,5 мм. Устранение этого противоречия представляет большие сложности, так как на результаты исследования в большой мере влияет качество выполнения врубок.

Приведенные значения деформации Δ_{pi} даны с учетом длительности действия нагрузок и условий качественного выполнения соединений.

Значение прогиба требуется вычислять для ферм с заниженной высотой (в сравнении с рекомендуемой). Однако, в некоторых случаях оценка прогиба ферм становится необходимой и связана с условиями их эксплуатации.

Существуют рекомендации, в которых для вычисления прогибов ферм используются приведенные геометрические характеристики поперечных сечений элементов. Сначала учитывались приведенные поперечные сечения $F_{пр}$. Это объяснялось тем, что «увеличение деформаций элемента за счет деформаций сопряжений равносильно уменьшению площади сечения элемента при той же геометрической длине его и модуле упругости материала» [25].

Формула приведения площади

$$F_{пр} = F_i / \left(1 + \frac{E_i F_i \sum \Delta_{pi}}{N_{pi} l_i} \right) \quad (14.3)$$

сохранилась и в более поздних учебниках.

В пособии [21] в 1986 г. без обоснований предлагалось перемещение узлов с учетом податливости соединений определять путем введения приведенного модуля упругости $E'_{пр}$ (см. п. 6.29 в [21]).

Расчеты по формуле (14.2) с заменой F_i на $F_{пр}$ или E_i на $E'_{пр}$ могут привести к ошибочным результатам. Это связано с тем, что количество элементов ферм не равно количеству их стыков и, кроме того, приходится выполнять дополнительные необоснованные вычисления.

При наличии конкретных нормативных величин податливости [24] соединений и произвольном уровне использования их несущей способности предлагается вычислять значение прогиба, вызванное податливостью соединений с учетом действующих в них усилий по формуле

$$f_{п} = f_{п.л} + f_{п.в} = \sum_1^{mk} \Delta_{pi} \frac{N_{ci}}{N_{п.сi}} + \sum_1^m \Delta_{pi} \frac{\sigma_{сми}^{\alpha}}{R_{сми}^{\alpha}}, \quad (14.4)$$

где $f_{п.л}$ – деформации податливости в растянутых соединениях на нагелях;

$f_{п.в}$ – деформации податливости во врубках и упорах;

k – количество стыков на нагелях;

m – количество стыков на врубках и упорах;

Δ_{pi} – нормативное значение податливости i -го соединения при полном использовании его несущей способности;

N_{ci} – действующее усилие в i -м соединении;

$N_{п.сi}$ – несущая способность i -го нагельного соединения;

$\sigma_{сми}^{\alpha}$ – действующее напряжение смятия в i -м соединении;

$R_{сми}^{\alpha}$ – расчетное сопротивление смятия в i -м соединении.

Разделение $f_{п}$ на составляющие $f_{п.л}$ и $f_{п.в}$ считаем целесообразным в целях сокращения вычислений, например, в соединениях на врубках при вычислениях деформации вместо $\sigma_{сми}^{\alpha}$ требуется замена на $N_{ci} = \sigma_{сми}^{\alpha} F_{сми}$ и вместо $R_{сми}^{\alpha}$ замена на $N_{п.сi} = R_{сми}^{\alpha} F_{сми}$.

В результате отмеченного, оценку прогиба фермы рекомендуется выполнять по формуле (14.5):

$$f = \sum_1^n \frac{N_{ii} N_{pi} l_i}{E_i F_i} + \sum_1^k \Delta_{pi} \frac{N_i}{N_{п.сi}} + \sum_1^m \Delta_{pi} \frac{\sigma_{сми}^{\alpha}}{R_{сми}^{\alpha}}. \quad (14.5)$$

В фермах на врубках нужно обращать внимание на напряжения смятия под шайбами тяжей (т. е. на размеры шайб).

Следует помнить, что неразрезные пояса не имеют податливости в промежуточных узлах примыкания к ним элементов решетки.

При рассмотрении всех элементов фермы результаты построения диаграмм усилий и подсчета суммарного прогиба удобнее представлять в табличной форме (см., например, [26]).

Глава 15. ФЕРМЫ ИЗ ЦЕЛЬНОЙ ДРЕВЕСИНЫ

15.1. Фермы на врубках

Тип этих ферм (см. схемы 24–27 в табл. 14.1) определяется решением опорных узлов и узлов примыкания раскосов к поясам на лобовых врубках (рис. 15.1). Термин «врубка» перешел в современные несущие конструкции из глубины времен, когда сопряжения выполнялись топором. Естественно, в настоящее время топор заменяют различные механизированные инструменты и оборудование. В фермах на врубках пояса и раскосы выполняются из бревен или брусьев, растянутые элементы – стойки – в виде тяжей из круглой стали. Ширина поперечных сечений поясов и раскосов брусчатых ферм принимается одинаковой. Так как врубки могут передавать только сжимающие усилия, раскосы должны быть сжатыми. В фермах треугольного очертания это условие реализуется при нисходящих раскосах. Фермы с параллельными поясами и пятиугольные выполняются с восходящими раскосами. При равномерной нагрузке на всем пролете это обеспечивает работу всех раскосов на сжатие, а стоек на растяжение.

При односторонней снеговой нагрузке восходящие раскосы средних панелей пятиугольных ферм могут оказаться растянутыми. Поэтому в панелях со знаменными усилиями в решетке ставятся раскосы встречного направления, что обеспечивает попеременную работу на сжатие одного из перекрестных раскосов. Другой при этом исключается из работы, на него не может передаваться растягивающее усилие.

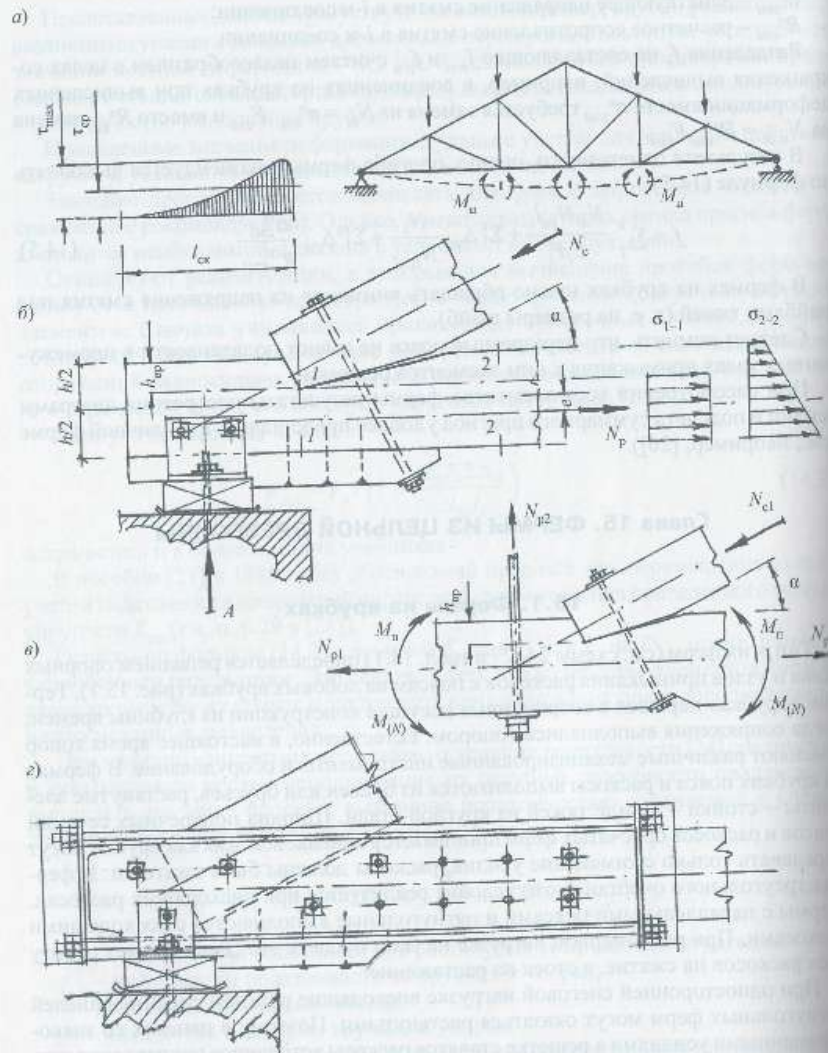


Рис. 15.1. Схема и узлы треугольной фермы: а – схема фермы; б – вариант опорного узла на врубке с одним зубом; в – промежуточный узел фермы; г – опорный узел на натяжных хомутах

Стойки, как правило, выполняются из одиночных тяжей. Концы длинных тяжей диаметром более 19 мм осаживаются или по концам привариваются коротыши большего диаметра под нарезку с таким расчетом, чтобы площадь ослабленного нарезкой сечения была на 25 % больше площади брутто основного тяжа ($m_0 = 0,8$ по [24]). Конструкция тяжей должна предусматривать возможность удобного их подтягивания при деформациях усушки древесины и ремонте ферм (если доступ к концам тяжей затруднен, необходимо снабжать стойки стяжными муфтами).

Скрепление скобами сопрягаемых деревянных элементов в узлах не рекомендуется, так как именно в местах их постановки образуются усушечные трещины и скобы часто даже выпадают. Взамен их устанавливают стяжные болты (см. рис. 15.1, в). В результате у узлов в поясах должны быть размещены шайбы под наклонные болты и вертикальные тяжи на двух площадках. В верхнем наклонном поясе обе площадки должны быть сформированы под углом к волокну, рис. 15.2, а). В бревенчатых фермах подрезка пояса на глубину до $1/6$ диаметра мало ослабляет элемент, поэтому разрешалась всегда при центрировании узлов по осям брутто. В брусчатых фермах под шайбы вертикальных тяжей иногда рекомендуется к сжатому поясу прибавить гвоздями косые деревянные подкладки. Однако установка двух подкладок у каждого узла не всегда оправдана.

Опыт показывает, что если сортament брусьев, принятых в проекте, позволяет выполнить две подрезки (на расстоянии более 20 см друг от друга), по трудоемкости такой вариант предпочтительнее. При этом центрирование элементов в углах упрощается. Подрезки во врубке и в гнезде под шайбы с двух противоположных сторон практически сохраняют оси нетто на геометрической оси элемента (см. рис. 15.2, а). Лишь при необходимости увеличения поперечного сечения бруса на один номер сортамента целесообразно дать технико-экономическое сравнение вариантов формирования площадок под шайбы. Естественно, при оценке прочности поясов следует учитывать суммарное ослабление врубкой, отверстием для тяжа и одной из подрезок под шайбу. В варианте узлов с косыми подкладками на гвоздях центрирование брусчатых элементов ферм производится по центру ослабленного сечения.

Опорные узлы ферм, как правило, решаются лобовым упором на натяжных хомутах. Лишь при малых пролетах и нагрузках могут быть врубки с одним или двумя зубьями и со специальными аварийными болтами. Последние вступают в работу на растяжение с изгибом в случае скалывания «хвоста» НП фермы. Коньковый узел решается непосредственным упором элементов ВП друг в друга и соединением их между собой парными накладками на болтах (см. рис. 15.2, б). Особенностью конструкций ферм является устройство среднего узла нижнего пояса. Он может быть выполнен в двух вариантах. Сжатые раскосы, особенно при наличии стыка НП в середине пролета, пропускаются между накладками стыка пояса и упираются вертикальными плоскостями друг в друга, а горизонтальными – в жесткую шайбу тяжа средней стойки (см. рис. 15.2, в). При несимметричном нагружении ферм болты, проходящие через раскосы и накладки, должны быть рассчитаны в треугольных фермах на разность горизонтальных усилий в раскосах, а в многоугольных – на эту же составляющую в сжатом, дополнительном, раскосе.

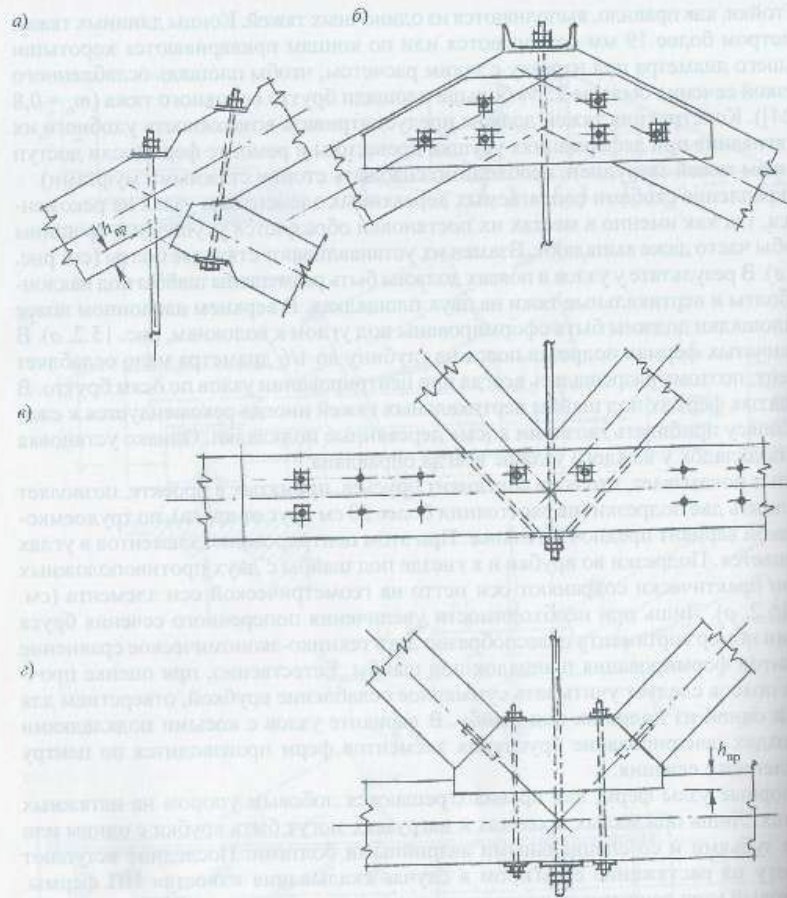


Рис. 15.2. Узлы треугольных ферм на врубках: а – промежуточный узел ВП; б – средний узел НП; в, г – варианты среднего узла нижнего пояса

Другой вариант рассматриваемого узла предполагает упор сжатых раскосов в среднем узле в специальный вкладыш, имеющий наклонные площадки для упора и врезаемый в НП (см. рис. 15.2, г). Это обеспечивает ясную и простую схему передачи усилий по рабочим плоскостям. Варианты конкретных узлов треугольной фермы пролетом 18,0 м с подвесным потолком приведены в примере 31 (п. 15.5) и

проекте брусчатой фермы, в частности, использован средний узел при удлиненных накладках, когда стыкуемые элементы НП разнесены от оси фермы.

Стыки сжатых поясов выполняются обычно около узлов, кроме центрального, простым лобовым упором и перекрываются парными накладками на болтах. Стыки НП ферм пролетом до 12 м устраиваются в среднем узле, а при пролетах более 12 м – в местах перелома НП для образования строительного подъема, либо с удлиненными накладками, как в примере 31. Растянутые стыки перекрываются парными накладками на двухрезных болтах (25 % от общего числа) и гладких цилиндрических нагелях (75 %). Высота накладок равна высоте НП, а толщина принимается 0,5–0,6 толщины НП.

Подвесной потолок при необходимости крепится только к узлам НП (см. пример 31).

Конструктивный расчет ферм начинается с определения поперечных сечений поясов с учетом их НДС и предполагаемых ослаблений. Затем конструируется и рассчитывается опорный и все промежуточные узлы, а также стыки НП. Подбирается диаметр стоек-тяжей, определяются размеры шайб и вкладышей, назначается величина строительного подъема. С учетом специфики работы ферм они проверяются на монтажные нагрузки.

Достоинства ферм на лобовых врубках:

- достаточная надежность конструкций;
- возможность изготовления в условиях строительной площадки без сложного специализированного оборудования;
- возможность устранения провисаний конструкций за счет неточностей пригонки врубок, обмятий древесины в узлах, усушечных деформаций, а также при выполнении ремонтных и прочих работ путем подтягивания гаек на металлических гайках-стойках;
- возможность, как следствие, применения лесоматериалов практически любой влажности;
- рациональное применение бревен с сохранением естественного сбега и расположением комлевых концов в сторону пацелей с большими усилиями;
- удобство выполнения подвесных чердачных перекрытий в узлах НП с помощью болтов или хомутов, которыми дополнительно выравнивается потолок перед его отделкой;
- невысокая стоимость конструкций.

Недостатки этих ферм:

- ограничения возможности механизации производственных процессов при изготовлении конструкций;
- большая трудоемкость изготовления;
- требование исполнителей только высокой квалификации;
- существенные ослабления элементов врубками, подрезками и отверстиями;
- возможность передачи усилий в элементах решетки только одного знака, что требует специальных монтажных устройств.

Методика расчета ферм на врубках и необходимые формулы приведены в примере 31, п. 15.5.

15.2. Фермы с верхним поясом из балок В. С. Деревягина

Впервые крупнопанельные металлодеревянные фермы получили развитие с появлением балок из двух или трех брусьев на пластинчатых нагелях [29]. Сначала появились шпренгельные системы (сх. 40–42), затем треугольные двускатные фермы (схемы 28–30, см. табл. 14.1).

Панели верхнего пояса работают на сжатие и изгиб от внеузловой поперечной нагрузки. Растянутые элементы решетки и нижние пояса ферм выполняются из тяжелой или профильной стали.

На рис. 15.3 показана компоновка поперечных сечений верхнего пояса в зависимости от размеров брусьев и параметры пластинчатых нагелей из твердых пород древесины. При ширине брусьев 15 см и менее нагели являются сквозными (см. рис. 15.3, а), в случае $b > 15$ см пластинки устанавливаются в глухие гнезда, расположенные в шахматном порядке (см. рис. 15.3, б). Следует помнить, что длина пластинчатых нагелей измеряется вдоль их волокон, а направление последних ориентируется перпендикулярно шву сплачиваемых брусьев. Иными словами,

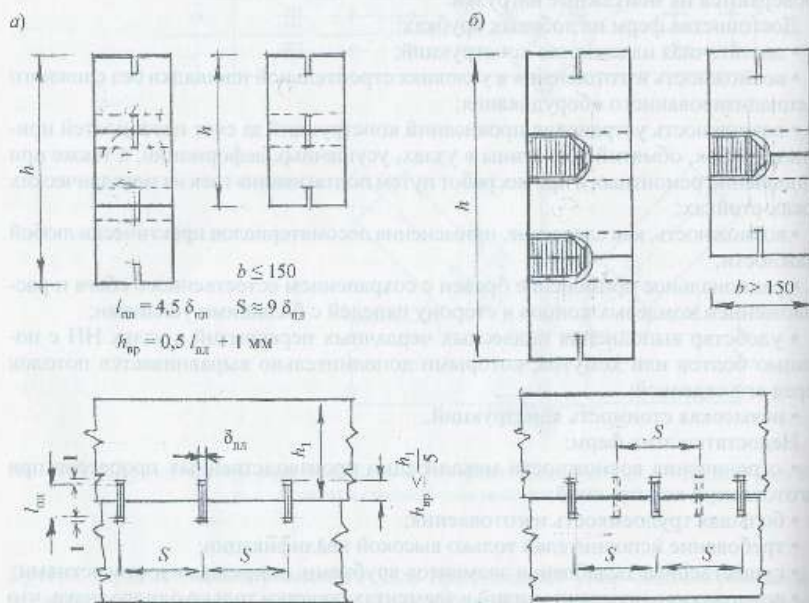


Рис. 15.3. Варианты поперечных сечений верхнего пояса ферм и расстановки нагелей: а – при ширине пояса 15 см и менее; б – при ширине пояса более 15 см

древесина нагелей должна работать на перерезание волокон, иначе конструкция выйдет в запредельное состояние. (Например, односкатное покрытие склада Жарковского ДОКа провисло, как наклонная чаша. Два бруса «балок Деревягина» работали на изгиб раздельно. Это произошло потому, что пластинчатые нагели были вставлены в гнезда, выбранные электродолбежником перпендикулярно к продольному направлению шва сплачиваемых брусьев, но параллельно ему по ширине балок. В результате пластинки работали не как нагели на изгиб с перерезанием волокон древесины, а на скалывание, да еще поперек волокон, что примерно в 12 раз меньше по прочности по сравнению с перерезанием волокон. В прогнувшихся гирляндами конструкциях отдельные полупластинки, зажатые в гнездах каждого бруса на высоту врезки $h_{нр}$, разошлись у опор на расстояние около 8 см.)

Каждой панели верхнего пояса придается строительный подъем. Для уменьшения изгибающего момента от поперечной нагрузки предусмотрена передача продольного усилия в верхнем поясе с эксцентриситетом.

Идея инженерного решения снижения уровня НДС сжато-изогнутых элементов подробно рассмотрена в разделе II – при проектировании арок из прямолинейных элементов (см. п. 12.3). Аналогичный прием широко используется во всех крупнопанельных фермах с прямолинейными верхними поясами.

Следует иметь в виду, что продольное усилие N в верхнем поясе может передаваться на один, два или на все три бруса (при формировании ВП из трех брусьев). Например, если сила N приложена только к торцам одного бруса, на другие брусья усилие сжатия будет передаваться в той или иной мере только через пластинчатые нагели. Таким образом, способ приложения N влияет на количество нагелей, иными словами, усилие N создает дополнительный сдвиг в швах сплачивания брусьев ($\Delta T = kN$).

При передаче N на один брус $k = 0,4$; на два бруса из трех $k = 0,2$, на все брусья (два или три, в зависимости от конструкции) $k = 0$. Таким образом, дополнительный сдвиг может достигать 40 % от величины усилия N . Эту особенность конструкции верхнего пояса ферм необходимо учитывать не только при проектировании, но и в поверочных расчетах эксплуатируемых ферм.

Фактическая величина эксцентриситета e реализуется при конструировании опорных и промежуточных узлов верхнего пояса (рис. 15.4 и 15.5).

По аналогии с любыми изгибаемыми и сжато-изогнутыми брусьями из цельной древесины в плоскости изгиба на краях элементов верхнего пояса выполняются вертикальные пропилы, чтобы при усушечных деформациях не появлялись горизонтальные глубокие трещины, уменьшающие ширину площадки скалывания при изгибе (см. рис. 15.3). Стыки панелей верхнего пояса перекрываются парными накладками на болтах и гладких цилиндрических нагелях. При этом для создания e нужной величины зазор устраивается как у врезанной верхней накладки, так и в стыкуемых брусьях. Следует помнить, что величина e равна половине высоты суммарного зазора (см. рис. 15.4, в).

Стойки ферм, выполняемые из одного или двух брусьев, должны быть рассчитаны на устойчивость с проверкой верхнего пояса на смятие поперек волокон по площади примыкания стоек к поясу. Верхний пояс проверяется по всем правилам

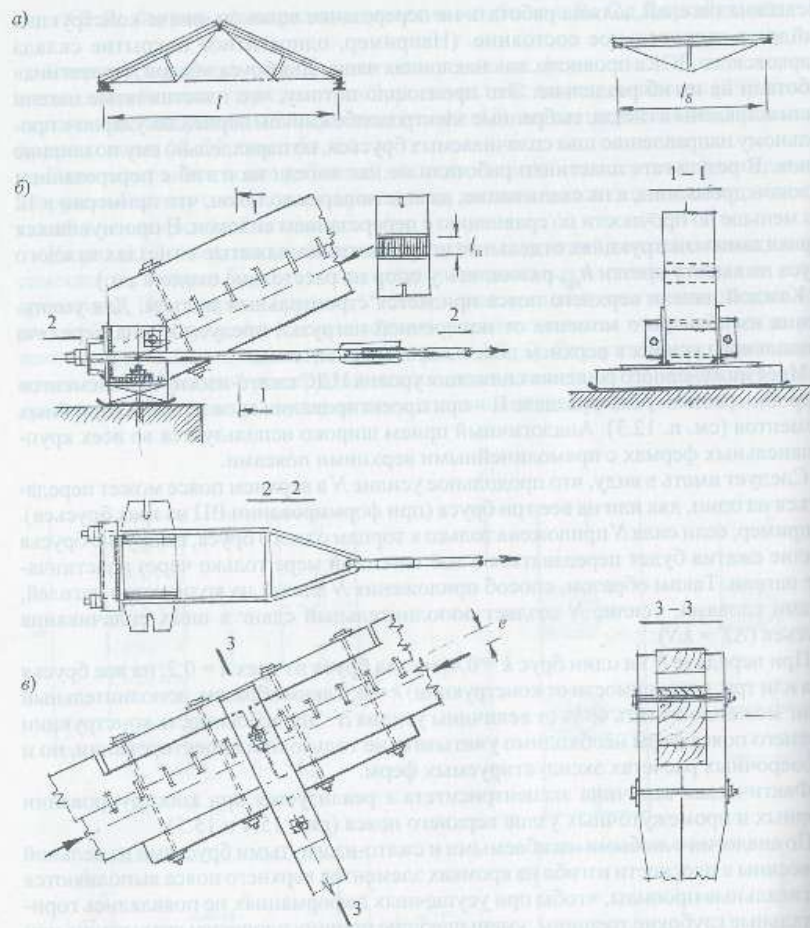


Рис. 15.4. Фермы с верхним поясом из двух брусьев и узлы с центровкой усилий: а – схемы конструкций; б – опорный узел; в – промежуточный узел фермы

расчета сжато-изогнутых составных стержней по СНиП [24]. Гибкость нижнего пояса из круглой стали не должна превышать 1000 [29].

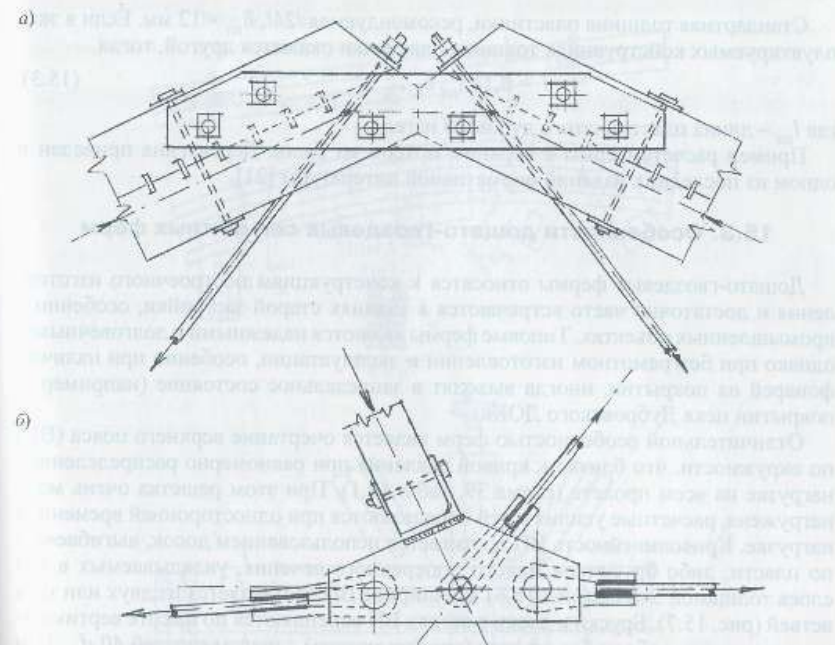


Рис. 15.5. Центровка усилий и узлы треугольной формы с верхним поясом из двух брусьев: а – средний узел верхнего пояса; б – промежуточный узел нижнего пояса

Особенностью рассматриваемых ферм является определение количества пластинчатых нагелей $n_{пл}$ с учетом дополнительного сдвига в швах от нормальной силы N . Из условия расстановки их на 0,4 длины панели от каждого узла фермы

$$n_{пл} \geq \frac{1,5M_{пл}S_{бр}}{J_{бр}T} + \frac{kN}{T}, \quad (15.1)$$

где $M_{пл}$ – изгибающий момент в панели ВП из расчета по деформированной схеме [24]; $S_{бр}$ и $J_{бр}$ – геометрические характеристики поперечного сечения брутто; N – продольная сжимающая сила; k – коэффициент, учитывающий дополнительный сдвиг в швах сплачивания брусьев в зависимости от характера передачи N ; T – расчетная несущая способность одной связи в рассматриваемом шве в кН.

$$T = 0,75 b_{шп}, \quad (15.2)$$

где $b_{шп}$ – ширина дубового пластинчатого нагеля, см, которую следует принимать равной ширине сплачиваемых элементов $b_{шп} = b$ при сквозных пластинках и $b_{шп} = 0,5b$ при глухих.

Стандартная толщина пластинки, рекомендуемая /24/, $\delta_{пл} = 12$ мм. Если в эксплуатируемых конструкциях толщина пластинки окажется другой, тогда

$$T = 0,14 l_{пл} \delta_{пл} \quad (15.3)$$

где $l_{пл}$ – длина пластинчатого дубового нагеля.

Пример расчета фермы с верхним поясом из балок Деревягина приведен в одном из последних изданий нормативной литературы [21].

15.3. Особенности дощато-гвоздевых сегментных ферм

Дощато-гвоздевые фермы относятся к конструкциям построечного изготовления и достаточно часто встречаются в зданиях старой застройки, особенно в промышленных объектах. Типовые фермы являются надежными и долговечными, однако при безграмотном изготовлении и эксплуатации, особенно при наличии фонарей на покрытии, иногда выходят в запредельное состояние (например, в покрытии цеха Дубровского ДОКа).

Отличительной особенностью ферм является очертание верхнего пояса (ВП) по окружности, что близко к кривой давления при равномерно распределенной нагрузке на всем пролете (схема 39, табл. 14.1). При этом решетка очень мало нагружена, расчетные усилия в ней определяются при односторонней временной нагрузке. Криволинейность ВП достигается использованием досок, выгибаемых по пласти, либо брусочков малого поперечного сечения, укладываемых в 4–5 слоев толщиной 5–6 см (рис. 15.6). По ширине ВП составляется из двух или трех ветвей (рис. 15.7). Брусочки и доски в ветвях ВП скрепляются по высоте вертикальным гвоздевым забоем без расчета (конструктивно) с шагом гвоздей $40 d_{гв}$. При ширине ветви до 7 см вертикальные гвозди забиваются в один ряд, более 7 см – в два ряда. Гвозди забиваются и сверху, и снизу пакета. Таким образом, элементы ВП в плоскости фермы являются составными на податливых связях и могут воспринять лишь незначительный изгибающий момент. Для возможности передачи внеузловых нагрузок во всех панелях ВП промежуточные между ветвями заполняются длинными прокладками из цельных досок, устанавливаемых на ребро. Эти широкие прокладки должны, по возможности, перекрывать все слои пояса и во всяком случае не менее трех брусков на всей длине от узла до узла. Брусочки с прокладками сшиваются горизонтальными гвоздями.

Стыки брусков ВП располагаются по длине вразбежку с таким расчетом, чтобы они находились не ближе 0,2 длины панели от узлов и чтобы расстояние между стыками было не менее 50 см. Стыки НП, состоящего из досок толщиной, одинаковой с шириной ветви ВП, и установленных на ребро, перекрываются накладками и прокладками на гладких цилиндрических нагелях и болтах. Элементы решетки примыкают к поясам с эксцентриситетом (с центрированием по внутренним кромкам досок), что позволяет выполнять крепление их к поясам обыкновенными проволочными гвоздями. К элементам решетки ферм из одной доски (поперечное сечение I, см. рис. 15.7) для увеличения их жесткости из плоскости на всей длине между поясами прибавляются накладки на гвоздях.

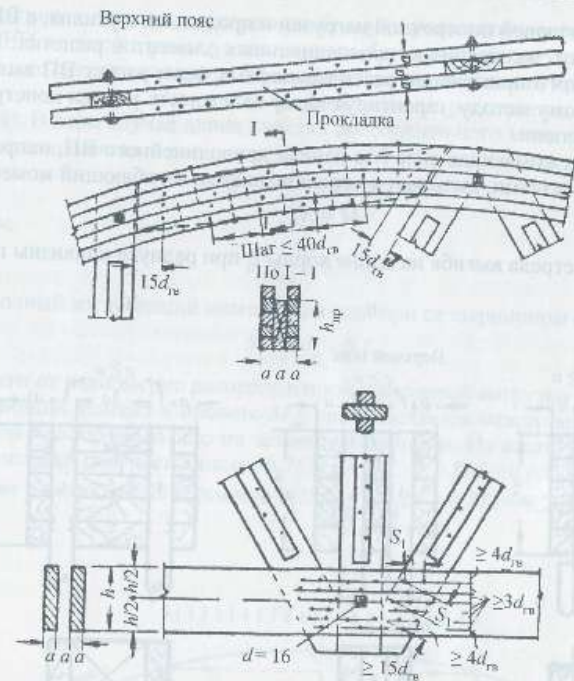


Рис. 15.6. Конструктивные решения промежуточных узлов сегментных ферм

Длина панелей ВП ферм принимается в пределах 1,2–2,5 м. Учитывая неразрезность пояса, горизонтальная проекция приопорных панелей принимается 0,65 этого размера средних панелей.

Опорные узлы сегментных ферм из досок на гвоздях являются весьма ответственными и сложными в выполнении. За время применения этих конструкций было предложено более двадцати вариантов узлов [28]. Наиболее надежными и проверенными практикой являются опорные узлы на натяжных металлических хомутах с простым лобовым упором ветвей ВП во вкладыши, с накладками и прокладками на гладких цилиндрических нагелях и болтах (по аналогии с узлами ферм на врубках, см. п. 15.1).

Работа ВП сегментных ферм весьма сложна, так как верхний пояс является неразрезным, многослойным, криволинейным составным элементом на податливых связях – гвоздях. В его составе находятся жесткие ребровые прокладки, расположенные только между узлами. Момент инерции J поперечного сечения резко различается по величине в панелях и вблизи узлов. Кроме изгибающего

момента от внеузловой поперечной нагрузки и продольного усилия, в ВП добавляется момент от эксцентрично присоединяемых элементов решетки. Поэтому в период широкого применения рассматриваемых ферм расчет ВП выполнялся по приближенному методу, гарантирующему надежность работы конструкции в достаточной степени.

Нормальная сжимающая сила N в панели криволинейного ВП, направленная по хорде между узлами, вызывает в середине панели изгибающий момент

$$M = Nf_0$$

где $f_0 = l_0^2/8r$ – стрела выгиба на длине хорды l_0 при радиусе кривизны пояса r .

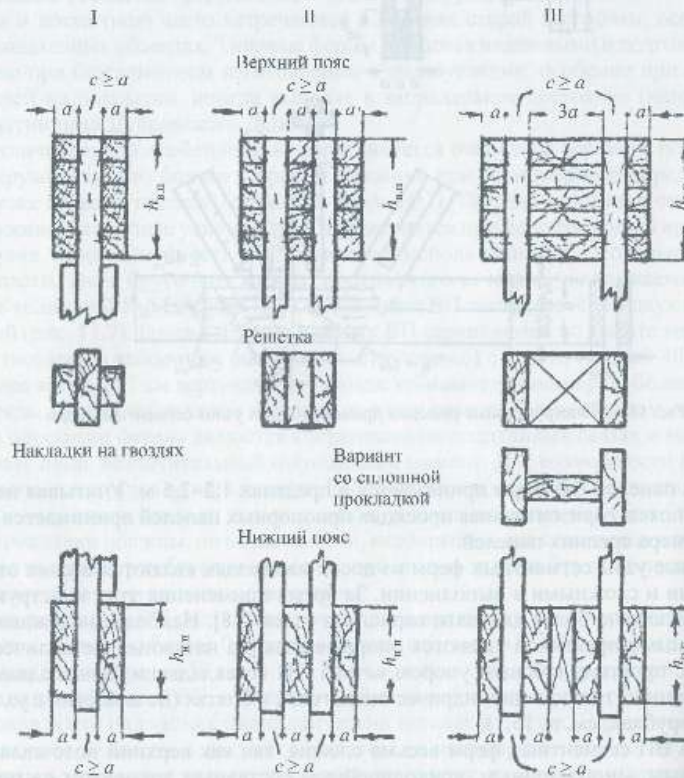


Рис. 15.7. Типы поперечных сечений поясов и решетки сегментных ферм с условной формой общего поперечного сечения: I – двутавровой; II – двутаврово-коробчатой; III – то же, с увеличенной в 3 раза шириной средней ветви

Рассматривая пояс как неразрезную балку (с учетом некоторого защемления брусков ВП в узлах) с резко уменьшенным J на приопорных участках в связи с обрывом жестких прокладок из досок на ребро перед узлами, принималось, что нулевые точки эпюры M в панели расположены на расстояниях $0,05l_0$ от узлов (рис. 15.8). В этом случае длина участка положительного момента будет $0,9l_0$ и M_{np} в середине панели

$$M_{np} = 0,9^2 M \approx 0,8M,$$

а на опоре

$$M_{оп} = 0,2M,$$

где M – полный изгибающий момент в панели при ее шарнирном опирании

$$M = M_q - Nf_0, \tag{15.4}$$

M_q – момент от равномерно распределенной внеузловой нагрузки (см. рис. 15.8).

Изгибающий момент в пролете M_{np} распределяется между ветвями пояса и прокладкой пропорционально их моментам инерции. Из опыта было принято, что на прокладку передается около $0,75M_{np} = 0,75 \times 0,8M = 0,6M$. На ветви пояса приходится с запасом $0,25M$ (вместо $0,25M_{np} = 0,25 \times 0,8M = 0,20M$).

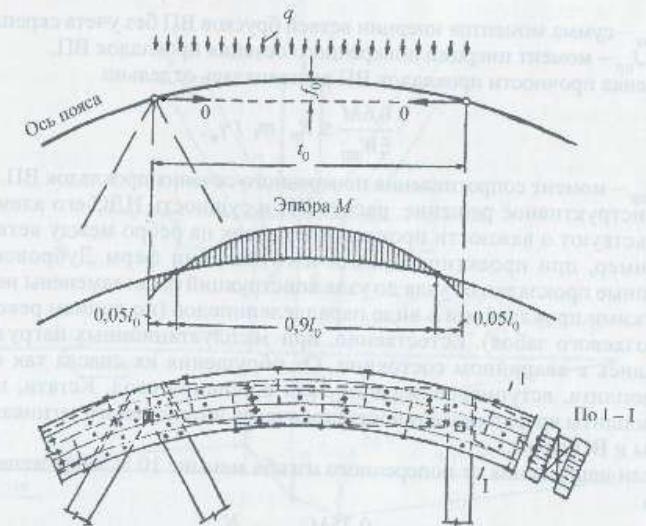


Рис. 15.8. Расчетная схема и конструкция ВП сегментной фермы

Таким образом, ВП ферм сначала рассчитывался без учета прокладки — как пакет брусков, не соединенных связями, по формуле сложного сопротивления. По [24] оценка выглядит так:

$$\frac{0,25M}{\xi W_{\text{брк}}} + \frac{N}{F_{\text{брк}}} \leq R_c m_i / \gamma_n, \quad (15.5)$$

где

$$\xi = 1 - \frac{\lambda^2 N}{3000 F_{\text{брк}} R_c}; \quad (15.6)$$

где $F_{\text{брк}}$ и $W_{\text{брк}}$ — площадь поперечного сечения и момент сопротивления пакета всех брусков ВП без учета прокладок; m_i — совокупность коэффициентов условий работы (обязательно учитывался m_{1n} — коэффициент снижения расчетного сопротивления гнутого элемента); γ_n — коэффициент надежности по назначению согласно [27].

С учетом частичного защемления в узлах и участия прокладок в сопротивлении выгибу при потере устойчивости гибкость

$$\lambda = \frac{0,9l_0}{\sqrt{\frac{J_{\text{брк}} + J_{\text{пр}}}{F_{\text{брк}}}}}, \quad (15.7)$$

где $J_{\text{брк}}$ — сумма моментов инерции ветвей брусков ВП без учета скрепления гвоздями; $J_{\text{пр}}$ — момент инерции поперечного сечения прокладок ВП.

Оценка прочности прокладок ВП выполнялась отдельно

$$\frac{0,6M}{\xi W_{\text{пр}}} \leq R_{\text{ц}} \cdot m_i / \gamma_n, \quad (15.8)$$

где $W_{\text{пр}}$ — момент сопротивления поперечного сечения прокладок ВП.

Конструктивное решение, расчет ВП и сущность НДС его элементов свидетельствуют о важности прокладок из досок на ребро между ветвями пояса. Например, при проектировании и изготовлении ферм Дубровского ДОКа сплошные прокладки от узла до узла конструкций были заменены несколькими короткими прокладками в виде параллелипипедов (по линиям рекомендуемого гвоздевого забоя). Естественно, при эксплуатационных нагрузках фермы оказались в аварийном состоянии. От обрушения их спасла так называемая деревоплита, вступившая в работу как сплошной свод. Кстати, применение деревоплиты чревато возникновением очагов интенсивного загнивания и самой плиты и ВП ферм.

Если напряжения от поперечного изгиба меньше 10 % напряжений от N , т. е. когда

$$\frac{0,25M}{W_{\text{брк}}} \leq 0,1 \frac{N}{F_{\text{брк}}},$$

то расчет выполняется на продольный изгиб по [24]

$$\frac{N}{\phi F_{\text{брк}}} \leq R_c m_i / \gamma_n, \quad (15.9)$$

где $\phi = \frac{3000}{\lambda^2}$.

При этом ослабления гвоздевым забоем не учитываются.

Число срезов горизонтальных гвоздей между каждой ветвью и прокладкой (или прокладками) на всей длине панели определяется из условия:

$$n_c \geq \frac{25M}{\xi \cdot l_0 \cdot T \cdot F_{\text{брк}}}, \quad (15.10)$$

где $F_{\text{в}}$ — поперечное сечение рассматриваемой ветви; T — наименьшая расчетная несущая способность одного среза гвоздя по [24], табл. 17.

Шаг между гвоздями по длине панели не должен превышать $40d_{\text{гв}}$, а расстояние от конца прокладки до крайнего гвоздя должно быть не менее $15d_{\text{гв}}$.

Нижний пояс рассчитывается на растяжение в стыке с учетом ослаблений нагельными по СНиП [24] и в узле с наибольшим изгибающим моментом от внецентренного присоединения элементов решетки (рис. 15.9). Последние рассчитываются как центрально растянутые или сжатые элементы с соответствующей расчетной длиной (см. п. 14.3) по [24].

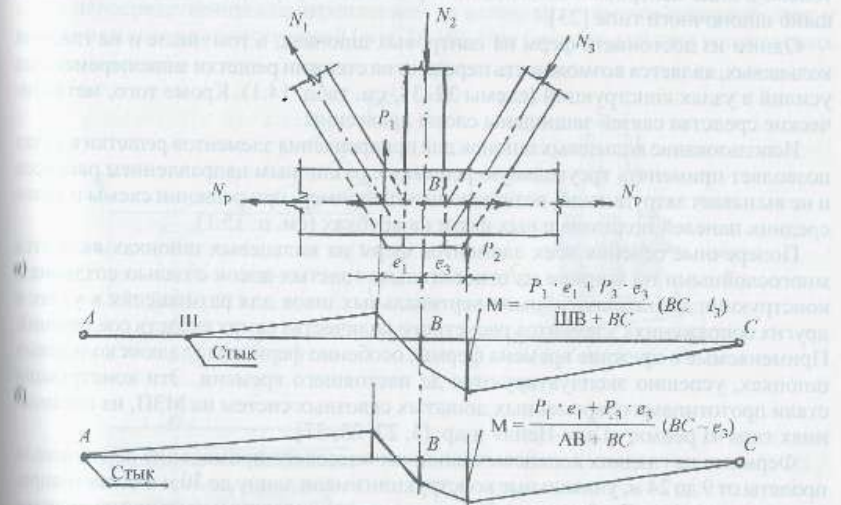


Рис. 15.9. Учет внецентренного крепления решетки в узле III: а — при наличии стыка в панели; б — при работе панелей на всю длину от узла В до узлов А и С

15.4. Особенности конструкции ферм на гладко-кольцевых шпонках

Прототипами ферм на гладко-кольцевых шпонках, получивших наибольшее распространение, были конструкции, где в качестве связей использовались сначала деревянные дисковые, затем чугунные тарельчатые шпонки. В начале прошлого столетия вместо массивных литых шпонок стали применять легкие разрезные кольцевые шпонки из тонкой полосовой стали. Кроме уменьшения металло- и трудоемкости изготовления, их использование уменьшило ослабление поперечного сечения сплавляемых элементов и существенно увеличило несущую способность соединения, поскольку незамкнутый стальной кольцевой обруч превратился из односрезной шпонки в двухсрезную. В работу на смятие и скалывание древесины вовлекается не только внешнее окаймление гнезда, но и внутренний, охватываемый кольцом, «сердечник». Но на практике отказ конструкций чаще начинался со скалывания «сердечника» как наиболее напряженного. Опасность сплошного скалывания «сердечника» была снята при переходе к зубчато-кольцевым шпонкам, обеспечивающим хорошую плотность соединения и реализацию принципа дробности. Последнее и поддерживающее влияние прилегающих волокон обеспечивают практически одинаковую несущую способность независимо от направления усилия — как в гвоздевых соединениях. Из-за высокой трудоемкости фермы на зубчато-кольцевых шпонках не получили должного распространения.

В зарубежной практике рассматриваемые виды связей широко развиваются не только в виде центровых шпонок, но и различных форм гвоздевых пластинок и шайб шпоночного типа [23].

Одним из достоинств ферм на центровых шпонках, в том числе и на гладких кольцевых, является возможность передачи на стержни решетки знакопеременных усилий в узлах конструкций (схемы 32–38, см. табл. 14.1). Кроме того, металлические средства связей защищены слоем древесины.

Использование кольцевых шпонок для прикрепления элементов решетки в узлах позволяет применять треугольную решетку с различным направлением раскосов и не вызывает затруднений, возникающих, например, при решении схемы и узлов средних панелей полигональных ферм на врубках (см. п. 15.1).

Поперечные сечения всех элементов ферм на кольцевых шпонках являются многослойными по ширине из относительно толстых досок с целью создания в конструкции достаточного числа вертикальных швов для размещения в узлах и других сопряжениях элементов расчетного количества средств соединения. Применяемые в прежние времена фермы, особенно фермы на гладких кольцевых шпонках, успешно эксплуатируются до настоящего времени. Эти конструкции стали прототипами современных дощатых сквозных систем на МЗП, на соединениях типа «Грейм», «Ганг-Нейл» и др. [3, 22, 23, 37].

Фермами на гладких кольцевых шпонках массового применения перекрывали пролеты от 9 до 24 м, уникальные конструкции имели длину до 30 м и более (например, в павильонах «Ленфильма»). В зависимости от пролетов и нагрузок количество вертикальных слоев досок в элементах колебалось от одного (в решетке) до пяти (в поясах). Однако большее число ветвей досок в фермах на гладких кольцевых

шпонках применять не рекомендуется из-за повышенной опасности неравномерного распределения усилий в отдельных ветвях при их значительном количестве, а также жесткости сопряжений. В фермах на более податливых зубчато-кольцевых шпонках в виде исключения допускалось увеличенное количество ветвей.

Длина панелей ферм на кольцевых шпонках назначалась в пределах от 1,7 до 3,5 м в зависимости от пролетов конструкций и величин нагрузок. В 1932 г. в Институте норм и стандартов была разработана типовая ферма на гладких кольцевых шпонках пролетом 25 м [30].

В слабонапряженных элементах решетки обычно применяются короткие прокладки (например, в средних панелях треугольных ферм). В наиболее напряженных и особенно сжатых элементах прокладки делают преимущественно длинными — от узла до узла. В случае широкой расстановки ветвей эти не опертые прокладки устанавливаются как стенки двутавров. Прокладки между сжатыми ветвями крепятся к последним на болтах или гвоздях. Применение гладких кольцевых шпонок в прокладках не допускается.

Для уменьшения суммарной материалоемкости конструкции в конкретной ферме при подборе поперечных сечений решетки применяются различные по ширине доски, но не более двух-трех типоразмеров. Поперечное сечение при этом обычно определяется количеством и размером шпонок, необходимых для прикрепления элемента решетки в узле. Шпонки в одной и той же ферме тоже могут быть двух-трех типоразмеров.

Основным решением узлов ферм на кольцевых шпонках считается конструкция с непосредственным прикреплением на шпонках и строгим центрированием всех сходящихся в узле стержней (рис. 15.10). При больших усилиях сопрягаемых

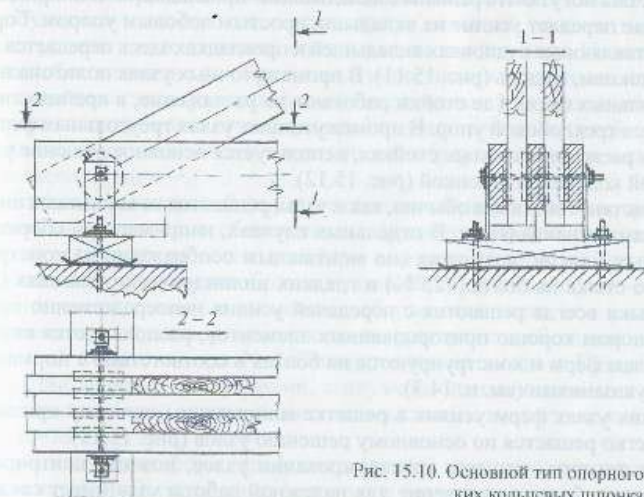


Рис. 15.10. Основной тип опорного узла на гладких кольцевых шпонках

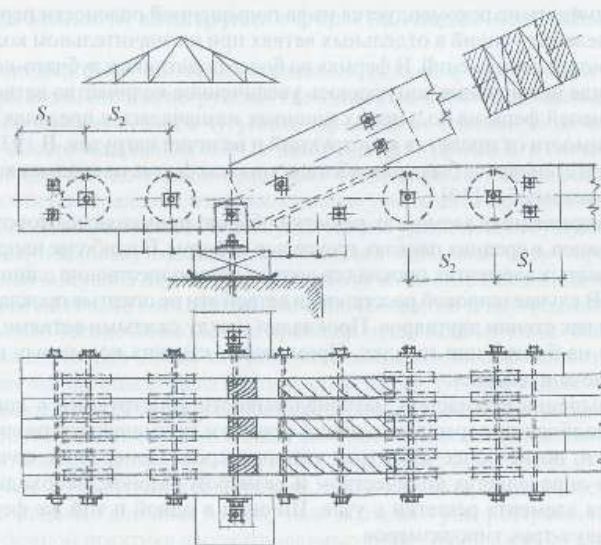


Рис. 15.11. Опорный узел фермы на гладких кольцевых шпонках при значительных нагрузках или пролетах

элементов узлы могут быть решены с вкладышами-прокладками. В опорных узлах верхний пояс передает усилие на вкладыши простым лобовым упором. Горизонтальная составляющая в шпонках вкладышей и прокладках здесь передается не под углом к волокнам, а вдоль (рис. 15.11). В промежуточных узлах полигональных и четырехугольных ферм, где стойки работают на растяжение, в крайних панелях используется трехлобовой упор. В промежуточных узлах треугольных ферм, при растянутых раскосах и сжатых стойках, используется основное решение узла — с центральной кольцевой шпонкой (рис. 15.12).

Стыки растянутого пояса обычно, как и узлы, решаются на кольцевых шпонках с прокладками и накладками. В отдельных случаях, например при сборке ферм из отдельных блоков, возможна (по монтажным соображениям) конструкция растянутого стыка на болтах (25 %) и гладких цилиндрических нагелях (75 %). Сжатые стыки всегда решаются с передачей усилия непосредственно простым лобовым упором хорошо приторцованных элементов, располагаются возможно ближе к узлам ферм и конструируются на болтах в соответствии с нормами [34] и общими указаниями (см. п. 14.3).

В средних узлах ферм усилия в решетке минимальны, поэтому примыкание раскосов легко решается по основному решению узлов (рис. 15.13).

Следует помнить, что при конструировании узлов, помимо центрирования всех элементов, большое значение для надежной работы узла имеет сведение к

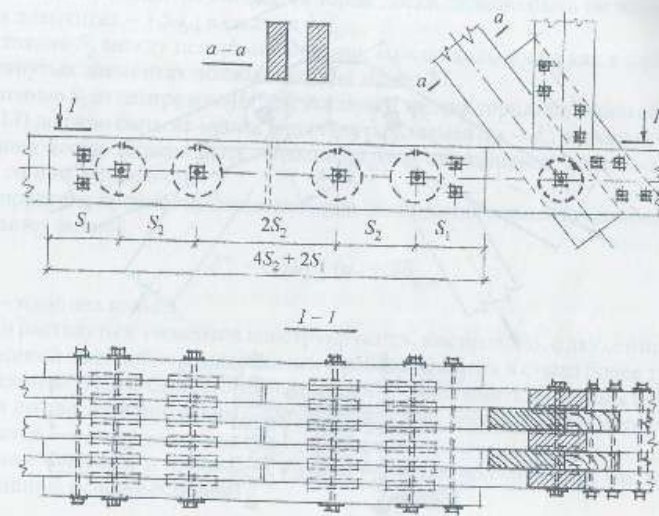


Рис. 15.12. Промежуточный узел и стык нижнего пояса фермы на гладких кольцевых шпонках

минимуму и «обезвреживания» так называемых «поперечных» эксцентриситетов. Они получаются в плоскостях, нормальных к основной плоскости фермы, при передаче усилия в узле от ветвей одного элемента к другому. Поэтому надо обращать особое внимание на обязательность регулярного плотного подтягивания болтов в процессе эксплуатации ферм на гладких кольцевых шпонках. В случае изготовления или ремонта этих ферм необходимо применять сухой пиломатериал, прошедший не только воздушную, но и камерную сушку — в зависимости от режима эксплуатации.

Особенность конструкций ферм на гладких кольцевых шпонках требует очень внимательного подхода к их обследованию. При визуальном осмотре сохранившихся и эксплуатируемых до наших дней ферм членов даже представительных комиссий смущает малое количество болтов в узлах. В результате в научно-технических отчетах иногда встречаются заключения об усилении узлов таких конструкций. Примером могут служить рекомендации по результатам обследования несущих конструкций покрытия цеха № 2 Сталепрокатного завода в Петербурге. Хотя конструкции являются не фермами, а двухконсольными рамами с суммарной длиной 33 м, узлы этой сквозной системы выполнены аналогично показанным на рис. 15.10–15.13, [19].

Усилия в стержнях ферм определяются одним из методов строительной механики (см. п. 14.3). Порядок конструктивного расчета практически не отличается

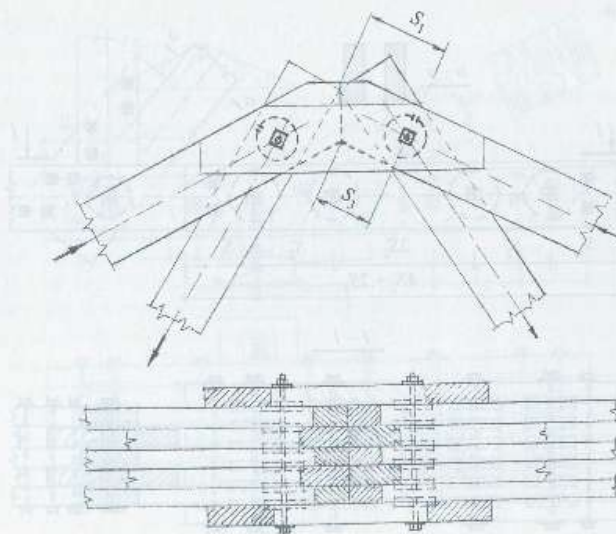


Рис. 15.13. Средний узел верхнего пояса фермы на гладких кольцевых шпонках

от методов проектирования других ферм (см. пп. 14.3 и 15.1). Элементы ферм рассчитываются как составные стержни с короткими или длинными прокладками по требованиям СНиП [24]. Отличительной особенностью рассматриваемых ферм является конструирование и расчет узлов на гладко-кольцевых шпонках. По нормам 1940 г. [31] использование разрезных гладких кольцевых шпонок допускалось только в конструкциях заводского изготовления из воздушно-сухого высококачественного пиломатериала. Применение стандартных кольцевых шпонок (см. прил. 14) и соблюдение правил их расстановки обеспечивали сбалансированную несущую способность самих шпонок и древесины сплавляемых элементов на скалывание.

Несущая способность одной разрезной гладкой кольцевой шпонки при числе стопок не более трех определяется по формуле

$$T_{\text{кш}} = R_{\text{смяд}} b_{\text{кш}} d_0 \quad (15.11)$$

где $R_{\text{смяд}}$ – расчетное сопротивление древесины смятию в зависимости от направления усилия относительно ориентации волокон древесины; $b_{\text{кш}}$ – ширина пластины кольца; d_0 – внутренний диаметр кольца.

Ширина стандартной кольцевой шпонки $b_{\text{кш}}$ должна быть не более $0,2d_0$ и не менее 2 см. Зазор в прямом разрезе, равный $0,1d_0$, всегда располагается на диаметре, перпендикулярном к направлению усилия, передаваемого кольцом. Кольцевой паз выбирается таким образом, чтобы шпонки входили в обе соединяемые доски на одинаковую глубину. В центре каждой стопки колец ставится стяжной болт.

Расстояние S_1 от центра кольца до торца доски должно быть не менее: в растянутых элементах – $1,5d_0$; в сжатых – d_0 .

Расстояние S_2 между центрами соседних колец вдоль доски как в сжатых, так и в растянутых элементах должно быть не менее $2d_0$.

Расстояние S_3 от центра кольца до ближайшей кромки торца при косом обресе (см. рис. 15.13) должно быть не менее: в растянутых элементах – d_0 ; в сжатых – $0,5d_0$.

Ширина доски должна быть не менее $d_0 + 4$ см; толщина доски – не менее $b_{\text{кш}} + 3$ см и не менее 6 см.

При проверке прочности досок площадь ослабления элемента одним кольцом принимается равной:

$$F^{\text{н}} = 0,5b_{\text{кш}} (d_0 + 2\delta_{\text{кш}}), \quad (15.12)$$

где $\delta_{\text{кш}}$ – толщина кольца.

Стыки растянутых элементов конструируются, как правило, с двухстопочными соединениями как наиболее надежными в работе. Ставить в стыке более трех стопок не рекомендуется. Одностопочные стыки должны иметь на концах наружных накладок по два дополнительных болта. Работа этих болтов при расчете стыка не учитывается.

Толщина накладок и прокладок в узлах и стыках должна быть, как правило, равна толщине основных досок.

15.5. Примеры проектирования

Пример 31. Спроектировать треугольную ферму на лобовых врубках с подвесным перекрытием отопляемого производственно-складского здания в пос. Ропша Ломоносовского района Ленинградской области. Класс надежности здания II ($\gamma_n = 0,95$). Температурно-влажностные условия эксплуатации по группе А2, В2 ($m_a = 1$).

Пролет фермы $L = 18$ м, шаг $a = 3$ м (рекомендуемая величина $a = 1,5-4,5$ м [25], табл. 8). Кровля из волнистых асбестоцементных листов обыкновенного профиля по обрешетке 5×5 см через 20 см, по основным прогонам, уложенным в узлах ферм с шагом 246 см и дополнительным (стропильным ногам), установленным с шагом 1 м (принимается по опыту проектирования).

Подвесное перекрытие также выполняется по основным и дополнительным прогонам со сборными щитами. Утеплитель в виде полужестких минераловатных плит ($\gamma = 150$ кг/м³) укладывается на слой пароизоляции.

Материал конструкций (ферм и прогонов) – сосновые брусья влажностью до 20 %, стальные элементы – В ст. 3 ПС6-2.

Определение основных геометрических параметров фермы

Высота фермы в середине пролета по условию обеспечения требуемой жесткости принимается равной 4 м (рис. 15.14), что находится в пределах $H_{\text{ф}} = 1/5 \dots 1/4$ пролета ($18/5 = 3,6$ м; $18/4 = 4,5$ м).

При этом уклон кровли

$$\operatorname{tg} \alpha = 2H_{\phi}/L = 2 \cdot 4/18 = 0,4 \quad (4).$$

чему соответствует угол $\alpha = 23,96^\circ$

$$\sin \alpha = 0,4061; \quad \cos \alpha = 0,9138.$$

Уклон $i = 1/2,25$ соответствует требованиям для кровли из асбестоцементных листов.

Длину фермы, равную 18 м, разбиваем на 8 равных панелей. При этом длина панели нижнего пояса

$$l_n = 18/8 = 2,25 \text{ м},$$

что является приемлемым для ферм с подвесным потолком.

Для треугольной фермы на врубках выбираем решетку с нисходящими (сжатыми) раскосами и растянутыми стойками (см. рис. 15.14).

Углы между раскосами и поясами равны:

$$\beta = 2\alpha = 47,92^\circ; \quad \cos \beta = 0,6702;$$

$$\alpha_1 = \operatorname{arctg} H_2/l_n = \operatorname{arctg} 2/2,25 = 41,63^\circ; \quad \cos \alpha_1 = 0,7474;$$

$$\alpha_2 = \operatorname{arctg} H_3/l_n = \operatorname{arctg} 3/2,25 = 53,13^\circ; \quad \cos \alpha_2 = 0,600;$$

$$\beta_1 = \alpha + \alpha_1 = 23,96^\circ + 41,63^\circ = 65,59^\circ; \quad \cos \beta_1 = 0,4133;$$

$$\beta_2 = \alpha + \alpha_2 = 23,96^\circ + 53,13^\circ = 77,09^\circ; \quad \cos \beta_2 = 0,2234.$$

Размеры элементов фермы в осях расчетной схемы определяются из подобия треугольников, вписанных в полуферму.

1. Длины стоек

$$H_1 = H_{\phi}/4 = 1 \text{ м} = 100 \text{ см};$$

$$H_2 = 0,5H_{\phi} = 2 \text{ м} = 200 \text{ см};$$

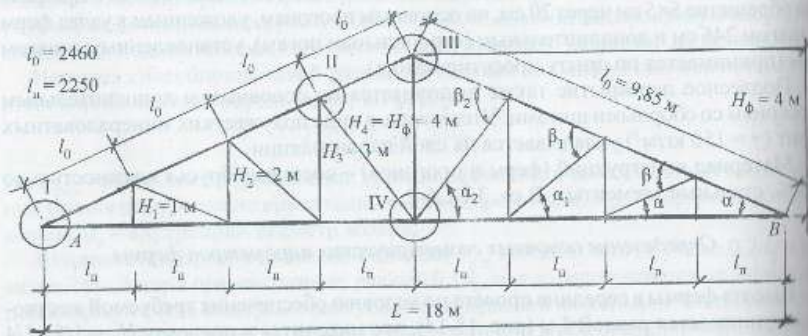


Рис. 15.14. Геометрическая схема фермы

$$H_3 = 3H_{\phi}/4 = 3 \text{ м} = 300 \text{ см};$$

$$H_4 = H_{\phi} = 4 \text{ м} = 400 \text{ см}.$$

2. Длина раскосов

$$l_1 = \sqrt{l_n^2 + H_1^2} = \sqrt{2,25^2 + 100^2} = 246,22 \approx 246 \text{ см};$$

$$l_2 = \sqrt{l_n^2 + H_2^2} = \sqrt{2,25^2 + 200^2} = 301 \text{ см};$$

$$l_3 = \sqrt{l_n^2 + H_3^2} = \sqrt{2,25^2 + 300^2} = 375 \text{ см}.$$

3. Длина панелей верхнего пояса

$$l_0 = \sqrt{l_n^2 + H_1^2} = l_1 = 246,22 \text{ см}.$$

Общая длина четырех панелей, составляющих длину ската фермы в осях,

$$L_0 = 4l_0 = 246,22 \cdot 4 = 984,88 = 985 \text{ см}.$$

В соответствии с предварительно принятыми ограждающими конструкциями крыши (рис. 15.15) и подвесного перекрытия (рис. 15.16) определяем нагрузки, действующие на ферму. Подсчет нагрузок выполняем в табличной форме (табл. 15.1).

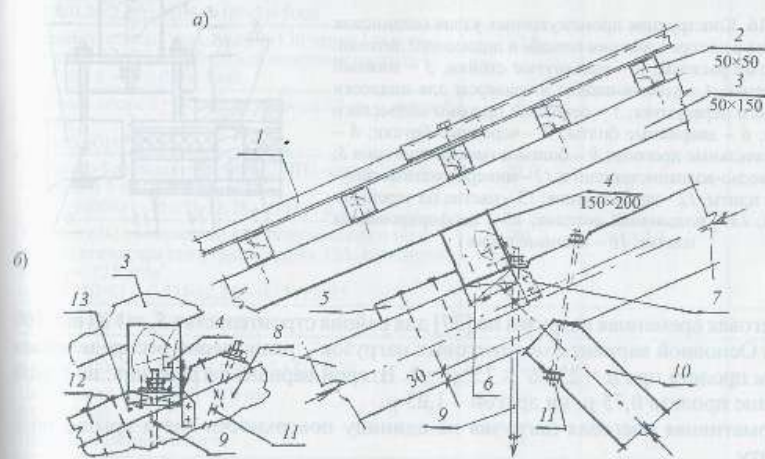


Рис. 15.15. Конструкция промежуточного узла соединения элементов решетки и верхнего пояса: а - вариант непосредственного опирания прогона на верхний пояс; б - вариант передачи усилий от стойки 9 и прогона 4 через подкладку 13: 1 - асбестоцементные волнистые листы; 2 - обрешетка из брусков 50x50 через 20 см; 3 - вспомогательные прогоны - стропила через 1 м; 4 - основной узловой прогон; 5 и 6 - деревянные бобышки на гвоздях; 7 - металлическая климера на гвоздях; 8 - верхний пояс фермы; 9 - стойка-гяж; 10 - сжатый раскос; 11 - стяжной «аварийный» болт; 12 - гвозди в два ряда; 13 - деревянная подкладка

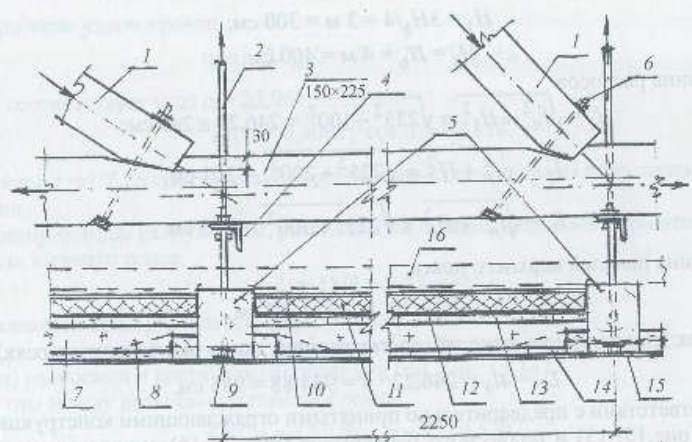
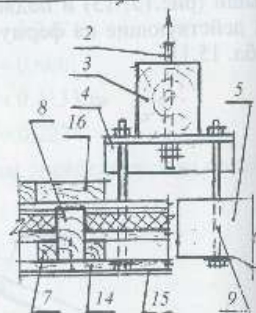


Рис. 15.16. Конструкция промежуточных узлов соединения элементов решетки с нижним поясом и подвешеного потолка: 1 – сжатые раскосы; 2 – растянутые стойки; 3 – нижний пояс фермы; 4 – уголки-шайбы и траверсы для подвески чердачного перекрытия; 5 – основные прогоны подвешеного потолка; 6 – аварийные болты; 7 – черепные бруски; 8 – вспомогательные прогоны; 9 – болты подвески прогонов; 10 – древесно-волокнистая плита; 11 – минераловатные полужесткие плиты; 12 – пароизоляция; 13 – настил по черепным брускам; 14 – подшивной потолок; 15 – перфорированная плитка; 16 – ходовые доски



Снеговая временная нагрузка по [27] для района строительства $S_0 = 1 \text{ КПа} = 100 \text{ кгс/м}^2$. Основной вариант схем снеговых нагрузок – равномерно распределенная на всем пролете при $\alpha = 23,96^\circ < 25^\circ \mu = 1$. Второй вариант загрузки: на одной половине пролета $0,75 \mu$, на другой – $1,25 \mu$.

Нормативная снеговая нагрузка на единицу поверхности ската крыши по I варианту

$$S^H = S_0 \mu \cdot \cos \alpha = 1000 \cdot 1 \cdot 0,9138 = 914 \text{ Н/м}^2.$$

Расчетная снеговая нагрузка получит формально две величины вследствие различных значений коэффициента надежности по нагрузке γ_f . При расчете элементов крыши исходим из отношения

$$\Sigma q_0^H / S^H = 340 / 914 = 0,372 < 0,8; \quad \gamma_f = 1,6.$$

Таблица 15.1

Нагрузки на 1 м^2 площади здания, Н/м^2

Конструктивные элементы. Вид нагрузки	Нормативная $q_{кп}^H$, Н/м^2	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная $q_{кр}$, Н/м^2
1. Собственная масса конструкций крыши			
Асбоцементные волнистые листы унифицированного профиля	150	1,3	195
Обрешетка 50×50 через 20 см $0,05 \times 0,05 \times 5000 / 0,2$	62,5	1,1	68,8
Вспомогательные прогоны – стропила 50×150 через 1 м $0,05 \times 0,15 \times 5000$	37,5	1,1	41,3
Основные прогоны (узловые) 150×200 через 2,46 м $0,15 \times 0,20 \times 5000 / 2,46$	61	1,1	67
Итого от конструкций крыши	311,0	–	372
2. Собственная масса конструкций подвешеного потолка (чердачного перекрытия), $q_{ск}$			
Основные узловые прогоны 150×200 с шагом 2,25 м и черепные бруски 50×50 для опирания вспомогательных прогонов $(0,15 \times 0,20 / 2,25 + 0,05 \times 0,05 \times 2) \times 5000$	76,7	1,1	85,3
Вспомогательные прогоны 50×150 через 1 м с черепными брусками 50×50 для опирания настила $(0,05 \times 0,15 + 2 \times 0,05^2) \times 5000$	62,5	1,1	68,8
Ходовые доски $\delta = 40$ мм на ширине 60 см у каждой фермы $(0,04 \times 0,60) \times 5000 / 3$	40	1,1	44
Древесно-волокнистая плита (ДВП) марки Тс-400 толщиной 5 мм, $\gamma = 900 \text{ кг/м}^3$ $0,005 \times 9000 \times (1 - 0,05) \times (2,25 - 0,15) / 2,25$	40,0	1,3	52,0
Утеплитель; минераловатные полужесткие плиты на синтетическом связующем марки 125, толщиной 8 см, $\gamma = 125 \text{ кг/м}^3$ $0,08 \times 1250 \times (1 - 0,05) \times (2,25 - 0,15) / 2,25$	89	1,3	115,3
Пароизоляция – 2 слоя толя	60	1,3	78
Доски настила $\delta = 19$ мм $0,019 \times 5000 \times (1 - 0,05) \times (2,25 - 0,15) / 2,25$	84,2	1,1	92,7
Подшивной потолок $\delta = 19$ мм $0,019 \times 5000$	95	1,1	104,5
Перфорированная плитка	100	1,1	110
Всего постоянная нагрузка, $q_{ск}$	647	–	750
3. Полезная временная нагрузка по [1], $q_{вр}$	700	1,3	910
Итого от подвешеного перекрытия	1347	–	1660

Нагрузка, отнесенная к горизонтальной проекции

$$q_0^H = q_{кр}^H / \cos \alpha = 311,0 / 0,9138 = 340 \text{ Н/м}^2;$$

$$q_0 = q_{кр} / \cos \alpha = 372 / 0,9138 = 407 \text{ Н/м}^2.$$

При определении γ_f для расчета собственно фермы в рассматриваемом отношении должны быть учтены нагрузки от подвесного покрытия, за исключением временной полезной нагрузки $P^m = 700 \text{ Н/м}^2$.

$$\sum q_{\text{ф.пост}}^n / S^n = (340 + 1347 - 700) / 914 = 1,08 > 0,8, \text{ откуда } \gamma_{\text{фп}} = 1,4.$$

Нормативная нагрузка от собственной массы фермы предварительно определяется по формуле:

$$g_{\text{см}}^n = \frac{q_0^n + q_{\text{см}}^n + q_{\text{вр}}^n + S^n}{K_{\text{см}} L - 1} = \frac{340 + 1347 + 914}{5,0 \cdot 18 - 1} = 257 \text{ Н/м}^2.$$

Здесь $K_{\text{см}} = 5,0$ – среднее значение коэффициента собственной массы ферм на лобовых врубках [11].

Расчетная нагрузка

$$g_{\text{см}} = g_{\text{см}}^n \gamma_f = 257 \cdot 1,1 = 283 \text{ Н/м}^2.$$

Расчет брусков обрешетки

Суммарная нормативная нагрузка, приходящаяся на 1 м^2 поверхности крыши.

$$\sum q^n = q_0^n + S_0^n = 340 + 914 = 1254 \text{ Н/м}^2 = 1,25 \text{ кН/м}^2.$$

Суммарная расчетная нагрузка на эту же площадь:

$$\sum q = q_0 + S_0^n \cdot \gamma_f = 407 + 914 \cdot 1,6 = 1869 \text{ Н/м}^2 = 1,87 \text{ кН/м}^2.$$

Бруски обрешетки согласно п. 6.13 и 6.14 [24] рассчитываем как двухпролетные неразрезные балки на два сочетания нагрузок:

- постоянная и временная от снега (на прочность и прогиб);
- постоянная и временная сосредоточенная (человек с инструментом) $P = 1,0 \text{ кН}$ с умножением P на коэффициент $n = 1,2$ (расчет только на прочность).

Погонная нагрузка на брусок обрешетки по схеме «а»

$$q_{\text{бр}}^n = \left(\frac{15 + 62,5}{0,9138} + 914 \right) \cdot 0,20 = 245,3 \text{ Н/м};$$

$$q_{\text{бр}} = \left(\frac{195 + 68,8}{0,9138} + 914 \cdot 1,6 \right) \cdot 0,20 = 345,2 \text{ Н/м}.$$

Максимальный изгибающий момент при пролете брусков $l_{\text{бр}} = 1 \text{ м}$

$$M_{\text{max}} = q_{\text{бр}} l_{\text{бр}}^2 / 8 = 345,2 \cdot 1^2 / 8 = 43,15 \text{ Н} \cdot \text{м} = 4,315 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

При несовпадении плоскости действия M_{max} с главными осями бруска последний рассчитывается на косоу изгиб

$$M_x = M_{\text{max}} \cdot \cos \alpha = 4,315 \cdot 0,9138 = 3,943 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$M_y = M_{\text{max}} \cdot \sin \alpha = 4,315 \cdot 0,4061 = 1,752 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Соответствующие моменты сопротивления и инерции бруска

$$W_x = W_y = \frac{5 \cdot 5^2}{6} = 20,83 \text{ м}^3; J_x = J_y = \frac{5 \cdot 5^3}{12} = 52,08 \text{ см}^4.$$

Проверяем прочность бруска из древесины третьего сорта ($R_n = 8,5 \text{ МПа}$ по табл. 3 [24])

$$\frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{3,943 + 1,752}{20,83} = 0,273 \text{ кН/см}^2 = 2,73 \text{ МПа} < R_n m_b / \gamma_n$$

$$= 8,5 \cdot 1 / 0,95 = 8,95 \text{ МПа}.$$

Прогибы бруска в направлении осей X и Y при $q_{\text{бр}}^n = 0,2453 \text{ кН/м} = 0,002453 \text{ кН/см}$.

$$f_x = \frac{2,13 q_{\text{бр}}^n \cos \alpha l_{\text{бр}}^4}{384 \cdot E \cdot J_x} = \frac{2,13 \cdot 0,002453 \cdot 0,9138 \cdot 100^4}{384 \cdot 10^3 \cdot 52,08} = 0,024 \text{ см};$$

$$f_y = \frac{2,13 q_{\text{бр}}^n \sin \alpha l_{\text{бр}}^4}{384 \cdot E \cdot J_y} = \frac{2,13 \cdot 0,002453 \cdot 0,4061 \cdot 100^4}{384 \cdot 10^3 \cdot 52,08} = 0,0107 \approx 0,011 \text{ см}.$$

Суммарный прогиб бруска в вертикальной плоскости

$$f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} = \sqrt{0,024^2 + 0,011^2} = 0,026 \text{ см} < l / 150 \gamma_n = 100 / 150 \cdot 0,95 = 0,702 \text{ см}.$$

По второй расчетной схеме оцениваем только прочность бруска

$$P = 1,0 \cdot 1,2 = 1,20 \text{ кН};$$

$$q_{\text{бр.пост}} = (195 + 68,8) \cdot 0,20 = 52,76 \text{ Н/м} = 0,00053 \text{ кН/см}.$$

Изгибающий момент в вертикальной плоскости

$$M_{\text{max}} = 0,0703 \cdot q_{\text{бр.пост}} \cdot l_{\text{бр}}^2 + 0,207 \cdot P \cdot l_{\text{бр}} =$$

$$= 0,0703 \cdot 0,00053 \cdot 100^2 + 0,207 \cdot 1,2 \cdot 100 = 25,213 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Изгибающие моменты в главных осях бруска

$$M_x = 25,21 \cdot 0,9138 = 23,04 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$M_y = 25,21 \cdot 0,4061 = 10,24 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Оценка прочности бруска

$$\frac{23,04 + 10,24}{20,83} = 1,598 \text{ кН/см}^2 = 15,98 \text{ МПа} > 8,5 \cdot 1,2 / 0,95 = 10,74 \text{ МПа},$$

где $1,2$ – коэффициент, учитывающий монтажную нагрузку.

Вывод. Бруски из древесины третьего сорта не удовлетворяют условию прочности. Необходимо либо увеличивать сечение, либо уменьшать пролет, либо использовать древесину второго сорта. Наиболее рациональным является последнее.

Тогда

$$R_{II} \cdot 1,2/\gamma_n = 13 \cdot 1,2/0,95 = 16,42 \text{ МПа} > \sigma_{\max} = 15,98 \text{ МПа},$$

принимая бруски для обрешетки из древесины второго сорта.

Расчет вспомогательных прогонов – стропильных ног

При установке основных прогонов крыши в узлах ферм достигается работа верхних поясов на сжатие без возникновения изгибающих моментов в пролете. Это существенно уменьшает материалоемкость фермы. Однако шаг прогонов велик (в данном случае 246 см), перекрыть его щитами или дощатым настилом довольно сложно.

Обычно по основным прогонам вдоль ската укладываются вспомогательные в виде стропильных ног с шагом не более 1 м. Уже по ним выполняются либо настилы, либо обрешетка. Если стропильные ноги соединить в коньке силовым стыком, то они могут воспринять скатную составляющую, что существенно облегчит работу основных прогонов, особенно на изгиб из плоскости. По этой же причине стыки элементов прогонов выполняются силовыми. Вместе с тем, вследствие податливости связей, а иногда и отсутствия креплений между стропилами и основными прогонами, указанное положительное влияние в расчетах последних не учитывается.

Растягивающее усилие от суммарной скатной составляющей накапливается от карниза до конька. Максимальная ее величина в коньковом соединении элементов равна (см. табл. 15.1)

$$N_p = [(195 + 68,8 + 41,3) / 0,9138 + 1600 \cdot 1,25] \cdot 9,85 \cdot 0,4061 = 9335 \text{ Н} = 9,34 \text{ кН}$$

Перпендикулярная скату поперечная нагрузка на 1 пог.м длины стропильной ноги при шаге расстановки через 1 м

$$q_c^H = (150 + 62,5 + 37,5 + 1000) \cdot 0,9138 = 1142 \text{ Н/м};$$

$$q_c = (195 + 68,8 + 41,3 + 1600) \cdot 0,9138 = 1741 \text{ Н/м}.$$

Максимальный изгибающий момент при пролете стропильных ног, равном шагу прогонов, $l_0 = 246 \text{ см}$

$$M_{\max} = q_c l_0^2 / 8 = 1,741 \cdot 2,46^2 / 8 = 1,32 \text{ кН} \cdot \text{м} = 132 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Геометрические характеристики поперечного сечения стропильных ног

$$F_c = 5 \cdot 15 = 75 \text{ см}^2; W_c = 5 \cdot 15^2 / 6 = 187,5 \text{ см}^3;$$

$$J_c = bh^3 / 12 = 5 \cdot 15^3 / 12 = 1406 \text{ см}^4.$$

С некоторым запасом (по N_p) крайние напряжения

$$\sigma = \frac{N_p}{F_c} + \frac{M_{\max}}{W_c} = 9,34 / 75 + 132 / 187,5 = 0,828 \text{ кН/см}^2 = 8,28 \text{ МПа} < R_{II} m / \gamma_n = 13,0 \cdot 1 / 0,95 = 13,7 \text{ МПа}.$$

Здесь $R_{II} = 13 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление древесины второго сорта.

Относительный прогиб по разрезной схеме, которая вполне вероятна в этих элементах, равен

$$f/l = \frac{5 \cdot q_c^H \cdot l_0^3}{384 \cdot E J_c} = \frac{5 \cdot 0,01741 \cdot 246^3}{384 \cdot 10^3 \cdot 1406} = 0,0024 = 1/416 < 1/200.$$

Имеется возможность уменьшить поперечное сечение стропильных ног без изменения сортности. Уменьшаем высоту поперечного сечения h до 125 мм;

$$F_c = 5 \cdot 12,5 = 62,5 \text{ см}^2;$$

$$W_c = 5 \cdot 12,5^2 / 6 = 130,2 \text{ см}^3; J = 5 \cdot 12,5^3 / 12 = 813,8 \text{ см}^4.$$

Тогда, $\sigma = 9,34 / 62,5 + 132 / 130,2 = 1,163 \text{ кН/см}^2 = 11,63 \text{ МПа} < R_{II} m / \gamma_n = 13,7 \text{ МПа};$

$$f/l = \frac{5 \cdot 0,01741 \cdot 246^3}{384 \cdot 10^3 \cdot 813,8} = 0,00415 = 1/241 < 1/200.$$

Принимаем поперечное сечение стропильной ноги $50 \times 125 \text{ мм}$ из досок второго сорта. Некоторое уменьшение нагрузки от собственной массы элементов не учитываем.

Накопившееся к коньку растягивающее усилие в стропильных ногах не может быть воспринято при непосредственном стыковании двух элементов под углом с учетом высокой степени анизотропии материала. Например, гвоздевое соединение, в котором можно не учитывать угол смятия, потребует не менее 10 односрезных гвоздей диаметром 5 мм. Разместить гвозди в поле сопряжения элементов при соблюдении правил расстановки невозможно, поэтому рационально выполнить соединение стропильных ног в коньке с помощью накладок на болтах. При этом накладки, растягиваемые под углом, целесообразно выполнить металлическими толщиной не менее 4 мм, или из другого конструкционного листового материала с меньшей степенью анизотропии, чем у цельной древесины.

Принимаем в каждом стыкуемом элементе по два двухсрезных болта минимального диаметра, $d12 \text{ мм}$. Они сминают древесину в гнездах под углом $2\alpha = 2 \times 23,96^\circ = 47,92^\circ$.

Несущая способность одного условного среза

$$T_c = 0,5cd \cdot k_2 = 0,5 \cdot 5 \cdot 1,2 \cdot 0,831 = 2,49 \text{ кН};$$

$$T_n = 2,5d^2 \sqrt{k_2} = 2,5 \cdot 1,44 \cdot \sqrt{0,831} = 3,28 \text{ кН},$$

где $k_2 = 0,75 + (0,95 - 0,75) \cdot (60 - 47,92) / 30 = 0,831$.

Откуда

$$T_{\min} m_{cp} = 2,49 \cdot 2 \cdot 2 = 9,96 > 9,34 \text{ кН}.$$

Это решение оставляем.

Длина стропильных ног по скату равна 10 м. Неизбежно стыкование отдельных коротких элементов по этой длине. Считая, что второстепенные прогоны радио-

нально стыковать на скате один раз из двух элементов в сочетаниях 5 + 5 м; 6 + 4 м и наоборот, максимальное усилие растяжения будет равно

$$N_c = 0,6N_p = 0,6 \cdot 9,34 = 5,6 \text{ кН.}$$

Для передачи усилия потребуется по шесть гвоздей в накладках односторонних или по три двухрезных гвоздя – выше и ниже стыка, либо использовать болты $d = 12 \text{ мм}$.

$$T_{\min} = 0,5 \cdot 5 \cdot 1,2 = 3 \text{ кН.}$$

Достаточно одного двухрезного болта, либо двух однорезных.

Для улучшения напряженно-деформированного состояния основных прогонов крыши в каждом узле опирания стропильных ног забиваются косые гвозди. Скатная составляющая в месте опирания равна четверти суммарного усилия N_p , если произойдет расстройство верхнего узла соединения стропильных ног под углом.

$$N_{p,1} = 0,25 \cdot 9,34 = 2,3 \text{ кН.}$$

Для восприятия этого усилия потребуется однорезных гвоздей $d = 5 \text{ мм}$

$$n = N_{p,1} \gamma_n / T_n = 2,3 \cdot 0,95 / 1 = 2,2 \text{ гв,}$$

где $T_n = 4 \cdot d^2 = 4 \cdot 0,25 = 1 \text{ кН}$

При четырех гвоздях $d = 4 \text{ мм}$ $T_n = 4 \cdot 0,16 = 0,64 \text{ кН}$,

$$n = 2,3 \cdot 0,95 / 0,64 = 3,4 \text{ гв} < 4 \text{ шт.}$$

Расчет основного прогона крыши

Наиболее опасным вариантом конструкции прогонов является разрезная система, хотя при шаге ферм $a = l_n = 3 \text{ м}$ возможна и консольно-балочная схема.

Нагрузка на 1 пог. м длины прогона при шаге их установки по горизонтальной проекции $a_n = 2,25 \text{ м}$. Снеговую нагрузку принимаем максимально возможной ($\mu = 1,25$; $\gamma_f = 1,6$).

$$q_b^n = (q_0^n + S^n) a_n = (340 + 1000 \cdot 1,25) \cdot 2,25 = 3577 \text{ Н/м} = 3,577 \text{ кН/м.}$$

$$q_b = (q_0 + S) a_n = (407 + 1600 \cdot 1,25) \cdot 2,25 = 5415,8 \text{ Н/м} = 5,416 \text{ кН/м.}$$

Максимальный изгибающий момент в вертикальной плоскости

$$M_{\max} = q_b l_n^2 / 8 = 5,416 \cdot 3^2 / 8 = 6,093 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Изгибающие моменты в главных плоскостях прогона

$$M_x = M_{\max} \cdot \cos \alpha = 6,093 \cdot 0,9138 = 5,568 \text{ кН} \cdot \text{м;}$$

$$M_y = M_{\max} \cdot \sin \alpha = 6,093 \cdot 0,4061 = 2,474 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Соответствующие моменты сопротивления и инерции поперечного сечения прогона

$$W_x = bh^2/6 = 15 \cdot 20^2/6 = 1000 \text{ см}^3;$$

$$W_y = hb^2/6 = 20 \cdot 15^2/6 = 750 \text{ см}^3;$$

$$J_x = bh^3/12 = 15 \cdot 20^3/12 = 10000 \text{ см}^4;$$

$$J_y = hb^3/12 = 20 \cdot 15^3/12 = 5625 \text{ см}^4.$$

Проверяем прогон на максимальные краевые напряжения

$$\frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{556,8}{1000} + \frac{247,4}{750} = 0,887 \text{ кН/см}^2 = 8,87 \text{ МПа} < 15 / 0,95 = 15,79 \text{ МПа.}$$

Здесь $R_n = 15 \text{ МПа}$ принято для брусьев из древесины сосны второго сорта.

Прогибы прогона в главных осях бруса

$$f_x = \frac{5 \cdot 0,03577 \cdot 0,9138 \cdot 300^4}{384 \cdot 10^3 \cdot 10^4} = 0,345 \text{ см;}$$

$$f_y = \frac{5 \cdot 0,03577 \cdot 0,4061 \cdot 300^4}{384 \cdot 10^3 \cdot 5625} = 0,272 \text{ см.}$$

Прогиб в вертикальной плоскости

$$f_{п.в} = \sqrt{0,345^2 + 0,272^2} = 0,439 \text{ см} < l / 200 \gamma_n = 300 / 200 \cdot 0,95 = 1,579 \text{ см.}$$

Расчет основного прогона подвешеного потолка

Нагрузка на 1 пог. м длины прогона при шаге расстановки $a_n = 2,25 \text{ м}$

$$q_n^n = 1,347 \cdot 2,25 = 3,031 \text{ кН/м;}$$

$$\dot{q}_n = 1,66 \cdot 2,25 = 3,735 \text{ кН/м.}$$

Максимальный изгибающий момент в нижнем прогоне при пролете, равном шагу расстановки ферм ($l_n = 3 \text{ м}$).

$$M_{\max} = 3,735 \cdot 3^2 / 8 = 4,20 \text{ кН} \cdot \text{м} = 420 \text{ кН} \cdot \text{см.}$$

Соответствующие моменты сопротивления и инерции поперечного сечения предварительно принятого прогона

$$W_x = bh^2/6 = 1000 \text{ см}^3;$$

$$J_x = 10\,000 \text{ см}^4.$$

Оценка первого предельного состояния по максимальным нормальным напряжениям

$$M_{\max} / W_x = 420 / 1000 = 0,42 \text{ кН/см}^2 = 4,2 \text{ МПа} < R_n m_i / \gamma_n = 11 / 0,95 = 11,58 \text{ МПа.}$$

Здесь $R_n = 11 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление изгибу бруса принятых размеров древесины третьего сорта.

Относительный прогиб прогона

$$f/l = \frac{5 q_n^n l_n^3}{384 E J_x} = \frac{5 \cdot 0,03031 \cdot 300^3}{384 \cdot 10^3 \cdot 10^4} = 0,00107 = 1/935 \ll 1/200 \gamma_n.$$

Расчеты основных прогонов крыши и подвесного потолка вскрыли завышенную материалоемкость рассматриваемых элементов как по первой, так и по второй группам предельных состояний. Это позволяет уменьшить поперечное сечение прогонов. Для унификации принимаем высоту прогонов не 20 см, а 15 см ($b = h = 15$ см). Тогда

$$W_x = W_y = h^3/6 = 15^3/6 = 562,5 \text{ см}^3;$$

$$J_x = J_y = h^4/12 = 15^4/12 = 4219 \text{ см}^4.$$

Прочность основных прогонов крыши по максимальным крайним напряжениям при $M_x = 5,568 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $M_y = 2,474 \text{ кН} \cdot \text{м}$

$$\frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{5,568}{562,5} + \frac{2,474}{562,5} = 1,43 \text{ кН/см}^2 = 14,30 \text{ МПа} < 15/0,95 = 15,79 \text{ МПа}.$$

Здесь $R_n = 15,0 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление брусев принятого поперечного сечения из древесины второго сорта. Этот вариант принимаем в качестве основного, так как в брусках третьего сорта, даже при большей их высоте, увеличена вероятность возникновения розеток сучков в окрестности расчетного сечения.

Прогибы прогона в главных осях бруса

$$f_x = \frac{5 \cdot q_b^n \cos \alpha \cdot l_n^4}{384 E J_x} = \frac{5 \cdot 0,03577 \cdot 0,9138 \cdot 300^4}{384 \cdot 10^3 \cdot 4,219 \cdot 10^3} = 0,817 \text{ см};$$

$$f_y = \frac{5 \cdot q_b^n \sin \alpha \cdot l_n^4}{384 E J_y} = \frac{5 \cdot 0,03577 \cdot 0,4061 \cdot 300^4}{384 \cdot 10^3 \cdot 4,219} = 0,363 \text{ см}.$$

Прогиб в вертикальной плоскости

$$f_{п.в} = \sqrt{0,817^2 + 0,363^2} = 0,894 \text{ см} < 1,579 \text{ см}.$$

Принятое поперечное сечение основного прогона крыши 15×15 см из древесины второго сорта удовлетворяет условиям прочности и деформативности.

Проверяем несущую способность брусев уменьшенного поперечного сечения (15×15 см) в качестве основных прогонов подвесного потолка при нагрузках

$$q_n^u = 3,031 \text{ кН/м} = 0,03031 \text{ кН/см};$$

$$q_n = 0,03735 \text{ кН/см};$$

$$M_{\max} = 420 \text{ кН} \cdot \text{см}; W_x = 562,5 \text{ см}^3; J_x = 4219 \text{ см}^4.$$

Оцениваем первое предельное состояние по σ_{\max}

$$M_{\max}/W_x = 420/562,5 = 0,747 \text{ кН/см}^2 = 7,47 \text{ МПа} < R_n m_f / \gamma_n = 11/0,95 = 11,58 \text{ МПа}.$$

Относительный прогиб прогона

$$f/l = \frac{5 q_n^u l_n^3}{384 E J_x} = \frac{5 \cdot 0,03031 \cdot 300^3}{384 \cdot 10^3 \cdot 4,219 \cdot 10^3} = 0,00253 = 1/395 < 1/200 \cdot 0,95 = 1/190.$$

Расчет дополнительных прогонов подвесного потолка

Дополнительные прогоны опираются на черепные бруски, прибываемые к основным прогонам подвесного потолка. Устройство здесь металлических подвесных хомутов нецелесообразно, так как они будут являться мостиками холода. Опасность также вызывает конденсационное увлажнение материалов в окрестностях хомутов, что может вызвать гниение древесины.

Максимально возможная нагрузка на вспомогательные прогоны при установке их с шагом 1 м возникнет под настилом ходовых досок (см. табл. 15.1).

$$q^u = 1347 - 76,7 - 40 + 0,04 \cdot 0,6 \cdot 5000 = 1350 \text{ Н/м} = 1,35 \text{ кН/м};$$

$$q = 1660 - 85,3 - 44 + 120 \cdot 1,1 = 1663 \text{ Н/м} = 1,66 \text{ кН/м}.$$

Геометрические характеристики предварительно принятого поперечного сечения вспомогательных прогонов

$$F = 5 \cdot 15 = 75 \text{ см}; W = 5 \cdot 15^2/6 = 198,5 \text{ см}^3; J = 5 \cdot 15^3/12 = 1406 \text{ см}^4.$$

Изгибающий момент при пролете $l = 2,25 - 0,175 = 2,075 \text{ м}$

$$M = 166 \cdot 2,08^2/8 = 0,898 \text{ кН} \cdot \text{м} = 89,8 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Крайевые напряжения изгиба

$$\sigma = M/W = 89,8/187,5 = 0,479 \text{ кН/см}^2 = 4,79 \text{ МПа} < R_n/\gamma_n = 13/0,95 = 13,68 \text{ МПа}.$$

Относительный прогиб

$$f/l = \frac{5 \cdot 0,0135 \cdot 2,083 \cdot 10^6}{384 \cdot 10^3 \cdot 1,406 \cdot 10^3} = 0,00113 = 1/885 < 1/200.$$

Опорное давление вспомогательного прогона на черепные бруски основного прогона

$$A = B = ql/2 = 1,66 \cdot 2,08/2 = 1,73 \text{ кН}.$$

Это усилие должно быть передано на основные прогоны через каждый черепной брусок на длине 1 м (по шагу вспомогательных прогонов).

Требуемое количество односрезных гвоздей $d = 5$ мм

$$n = A/T = 1,73/1 = 1,73 \text{ шт.},$$

где $T = 4,0 \cdot d^2 = 4 \cdot 0,25 = 1 \text{ кН}$.

Принимаем шаг гвоздей $d = 5$ мм, $l = 100$ мм равным 0,5 м.

Проверка настила по вспомогательным прогонам на прочность при ширине расчетной полосы $b = 100$ см:

$$q = 52 + 115,3 + 78 + 92,7 = 338 \text{ Н/м};$$

$$M = ql^2/8 = 338 \cdot 1^2/8 = 42,3 \text{ Н} \cdot \text{м} = 4,23 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$W = bh^2/6 = 100 \cdot 1,9^2/6 = 60 \text{ см}^3.$$

$$\sigma = 4,23/60 = 0,0704 \text{ кН/см}^2 = 0,7 \text{ МПа} < R_n/\gamma_n = 13/0,95 = 13,68 \text{ МПа}.$$

Оценим прочность двух досок по 15 см шириной с учетом сосредоточенной нагрузки $P = 1,2$ кН.

Изгибающий момент

$$M = 4,23 \cdot 0,3 + 1,2 \cdot 100/4 = 31,27 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$\sigma = 31,27/60 = 0,521 \text{ кН/см}^2 = 5,21 \text{ МПа} < 13,68 \text{ МПа}.$$

Черепные бруски прибиваются к вспомогательным прогонам гвоздями $d = 4$ мм через 500 мм.

Статический расчет фермы

Максимальные усилия в элементах треугольных ферм возникают при полном (суммарном) нагружении симметричными нагрузками. Но снеговые временные нагрузки по [27] могут быть симметричными (вариант 1 в схеме 1 прил. 3 [27]), а также асимметричными (там же, вариант 2). Выявление максимальных усилий во всех элементах конструкции потребует рассмотрения различных вариантов и сочетаний нагрузок. Иногда в статических расчетах строят несколько диаграмм усилий, что увеличивает трудоемкость проектирования. Наиболее рациональным является построение единой диаграммы Максвелла – Крэмона от единичных сосредоточенных сил, приложенных в узлах верхнего пояса одного из скатов фермы (единичная односторонняя нагрузка, рис. 15.17). При этом усилия в растянутых стойках, полученные из диаграммы (рис. 15.18), суммируются с узловой нагрузкой по нижнему поясу от подвесного потолка (рис. 5.19).

Усилия в элементах фермы от эксплуатационных нагрузок определяются путем умножения найденных величин на грузовые коэффициенты конкретной схемы нагружения.

В отличие от элементов конструкции крыши и подвесного потолка, несущих по одной временной нагрузке (см. выше), собственно ферма нагружена постоянными и двумя временными нагрузками. По [27], п. 18 они классифицируются как кратковременные ($\varphi_2 = 0,9$). Следовательно, состав нагрузок для расчета фермы относится к основному сочетанию постоянных и двух кратковременных нагрузок.

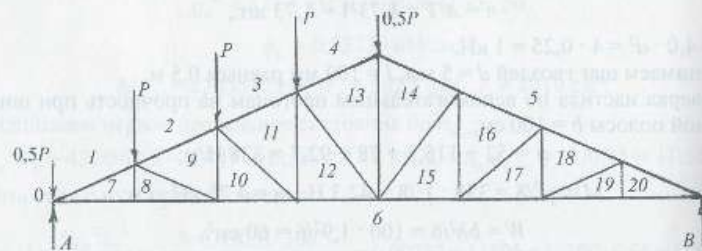


Рис. 15.17. Расчетная схема фермы

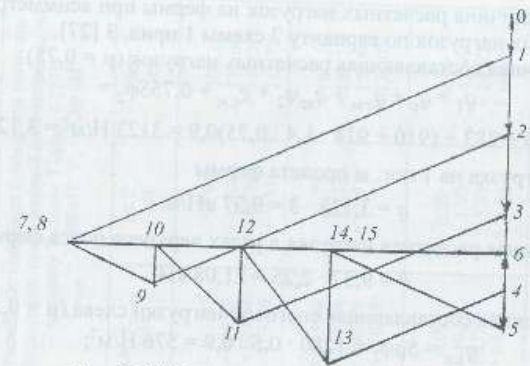


Рис. 15.18. Диаграмма усилий в стержнях фермы

Наиболее неблагоприятным является учет обеих временных с коэффициентом $\varphi_2 = 0,9$.

Тогда по результатам сбора нагрузок на единицу площади проекции кровли и чердачного перекрытия суммарная расчетная величина их при симметричном приложении снеговой нагрузки на всем пролете фермы (вариант 1, схема 1, прил. 3 [27], $\mu = 1$).

$$q_t = q_n + q_{с.м} + g_{с.м} + (q_{ар} + S)\varphi_2 = 407 + 750 + 283 + (910 + 914 \cdot 1,4)0,9 = 3411 \text{ Н/м}^2 = 3,41 \text{ кН/м}^2.$$

Расчетная нагрузка на 1 пог. м пролета фермы при шаге конструкции $a = 3$ м

$$q = 3,41 \cdot 3 = 10,23 \text{ кН/м}.$$

Эта величина не выходит за границы предельных нагрузок для ферм на врубках (см. табл. 8 [25]).

Сосредоточенная расчетная нагрузка в узлах верхнего пояса фермы, собранная с соответствующей грузовой площадью,

$$P = 10,23 \cdot 2,25 = 23,02 \text{ кН}.$$

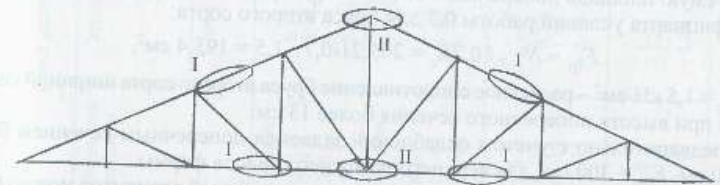


Рис. 15.19. Схема и варианты расположения стыков верхнего и нижнего поясов фермы

Суммарная величина расчетных нагрузок на фермы при асимметричном приложении снеговых нагрузок по варианту 2 схемы 1 прил. 3 [27].

А. Симметричная составляющая расчетных нагрузок ($\mu = 0,75$)

$$q_1 = q_0 + q_{с.м} + q_{вр} \varphi_2 + g_{с.м} + 0,75 S \varphi_2 =$$

$$= 407 + 750 + 283 + (910 + 914 \cdot 1,4 \cdot 0,75) 0,9 = 3123 \text{ Н/м}^2 = 3,12 \text{ кН/м}^2.$$

Расчетная нагрузка на 1 пог. м пролета фермы

$$q = 3,123 \cdot 3 = 9,37 \text{ кН/м}.$$

Сосредоточенная расчетная нагрузка в узлах верхнего пояса фермы

$$P = 9,37 \cdot 2,25 = 21,08 \text{ кН}.$$

Б. Односторонняя составляющая снеговой нагрузки слева ($\mu = 0,5$):

$$q_{1-1} = S \mu \varphi_2 = 1280 \cdot 0,5 \cdot 0,9 = 576 \text{ Н/м}^2;$$

$$q_n = 576 \cdot 3 = 1728 \text{ Н/м} = 1,73 \text{ кН/м};$$

$$P_n = 1,73 \cdot 2,25 = 3,89 \text{ кН}.$$

При определении расчетных усилий в элементах фермы с асимметричным загружением снегом (вариант 2, схема 1, прил. 3 [27]) рассматривается также левая полуферма, так как максимальные усилия возникают в элементах, расположенных под односторонней нагрузкой (табл. 15.2, усилия от $P = 1$).

В результате поиска наиболее неблагоприятных схем и сочетаний нагрузок оказалось, что вариант 2 снеговой нагрузки, обычно не учитываемый в расчетах [5], является определяющим для расчета фермы на врубках рассматриваемой геометрической формы.

Практически во всех элементах, кроме двух (4–13 и 13–14), расчетные усилия при асимметричном приложении снеговой нагрузки по варианту 2 схемы 1 прил. 3 [27] оказались большими, чем при симметричном загружении по варианту 1. И хотя по абсолютной величине усилия возросли незначительно (от 4 до 9%), в реальном проектировании игнорировать их не следует.

Расчет элементов фермы

Расчет верхнего пояса выполняется по наибольшему усилию в первой панели. Требуемую площадь поперечного сечения $F_{тр}$ определяем с учетом совокупного коэффициента условий работы 0,7 для бруса второго сорта:

$$F_{тр} = N_{1-7} / 0,7 R_c = 205,21 / 0,7 \cdot 1,5 = 195,4 \text{ см}^2,$$

где $R_c = 1,5 \text{ кН/см}^2$ – расчетное сопротивление бруса второго сорта шириной свыше 13 см при высоте поперечного сечения более 13 см.

Предварительно с учетом ослаблений задаемся поперечным сечением бруса $15 \times 20 \text{ см}$, $F_{бр} = 300 \text{ см}^2$ для верхнего и нижнего поясов фермы.

При установке прогонов со строгой центровкой осей элементов можно было бы формально оценить прочность и устойчивость верхнего пояса как центральную

Таблица 15.2

Усилия в элементах фермы (без дополнительных растягивающих усилий в стойках от подвесного потолка)

Обозначения элементов	Усилия от симметричной нагрузки $P = 1$			Расчетные усилия от суммарной нагрузки со снеговой, приложенной асимметрично по варианту 2 схемы 1 прил. 3 [27]) $R_{сн.м} = 21,08 \text{ кН}; P_n = 3,89 \text{ кН}$	Расч., кН
	Слева	Справа	Полная		
Верхний пояс 1-7 2-9 3-11 4-13	-6,15	-2,45	-8,60	-197,97	-23,92
	-4,90	-2,45	-7,35	-154,94	-19,06
	-3,70	-2,45	-6,15	-129,64	-14,39
	-2,45	-2,45	-4,90	-103,29	-9,53
Нижний пояс 7-6 8-6 10-6 12-6	+5,60	+2,25	+7,85	+165,48	+21,78
	+5,60	+2,25	+7,85	+165,48	+21,78
	+4,50	+2,25	+6,75	+142,29	+17,51
	+3,35	+2,25	+5,60	+118,05	+13,03
Стойки 7-8 9-10 11-12 13-14	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	+0,50	0,00	+0,50	+10,54	+1,95
	+1,00	0,00	+1,00	+21,08	+3,89
Раскосы 9-8 11-10 13-12	-1,25	0,00	-1,25	-26,35	-4,86
	-1,50	0,00	-1,50	-31,62	-5,84
	-1,88	0,00	-1,88	-39,63	-7,31

сжатого элемента. Однако практически узлы не всегда решаются с указанными условиями. Иногда прогоны смещаются по отношению к центру пересечения осей основных элементов фермы на величину, достигающую половины его ширины. Это связано с неудобством установки прогонов непосредственно на оси стоек (см. рис. 15.15, а также [25], с. 240; [33], с. 155; [34], с. 215).

Возникновение местных изгибающих моментов в окрестностях ослаблений целесообразно учесть расчетом. Кроме этого, в узлах старых ферм широко использовались скобы, а опыт эксплуатации конструкций выявил негативную сторону такого решения. Обычно в местах забивания скоб со временем возникали усученные трещины и скобы вываливались из гнезд. Иными словами, установка скоб в узлах не рекомендуется, их необходимо заменить так называемыми аварийными болтами. Это сопряжено с дополнительными ослаблениями поясов при формировании площадок смятия для шайб.

Например, рабочей шайбой болта $d = 12$ мм является $60 \times 60 \times 6$, а для $d = 20$ мм – $100 \times 100 \times 10$ [5]. Правда, для $d = 12$ мм в узлах могут быть применены шайбы $45 \times 45 \times 4$ как для стяжных, а стойки $d = 20$ мм являются рабочими с соответствующими шайбами. Итак, верхний пояс снизу ослаблен врубкой, а сверху подрезкой для шайб. Ослабления расположены на расстоянии менее 20 мм по оси бруса. Суммарная площадь ослабления без применения специальных накладок на гвоздях может быть:

$$F_{\text{осл}} = b(0,25h + b_{\text{ш}} \sin \alpha) = 15(0,25 \cdot 20 + 10 \cdot 0,4061) = 15(5 + 4,06) = 135,9 \text{ см}^2;$$

$$F_{\text{ит}} = F_{\text{бр}} - F_{\text{осл}} = 300 - 135,9 = 164,1 \text{ см}^2.$$

Гибкость пояса из плоскости изгиба фермы

$$\lambda_y = l_y / 0,289b = 246,22 / 0,289 \cdot 15 = 57 < 70.$$

Тогда $\varphi_y = 1 - 0,8(\lambda_y / 100)^2 = 1 - 0,8(57/100)^2 = 0,544$.

Условие прочности и устойчивости верхнего пояса как центрально сжатого стержня

$$N_{1-7} / F_{\text{ит}} = 205,21 / 164,1 = 1,251 \text{ кН/см}^2 = 12,51 \text{ МПа} < R_c / \gamma_n = 15 / 0,95 = 15,79 \text{ МПа};$$

$$N_{1-7} / F_{\text{бр}} \varphi = 205,21 / 300 \cdot 0,544 = 1,26 \text{ кН/см}^2 = 12,6 \text{ МПа} < 15,79 \text{ МПа}.$$

Проверим верхний пояс при условии смещения прогона относительно точки пересечения осей основных элементов (см. рис. 15.2).

Расчетное давление прогонов на верхний пояс (см. расчет основного прогона крыши)

$$P_b = q_b l_n = 5,416 \cdot 3 = 16,25 \text{ кН}.$$

Изгибающий момент при плече силы P_b , равном $0,5b_n = 7,5$ см, приблизительно

$$M \approx 16,25 \cdot 7,5 = 122 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Гибкость верхнего пояса в плоскости изгиба фермы

$$\lambda_x = l_x / 0,289h = 246,22 / 0,289 \cdot 20 = 42,6.$$

Тогда

$$\xi = 1 - \frac{N \lambda^2 \gamma_n}{3000 R_c F_{\text{бр}}} = 1 - \frac{205,21 \cdot 42,6^2}{3000 \cdot 15,79 \cdot 300} = 0,738$$

Условие «устойчивой прочности» (по Н. В. Корноухову) при $W_{\text{ит}} = 15(20 - 5 - 4,06)^2 / 6 = 299,21 \text{ см}^3$

$$\frac{N}{F_{\text{ит}}} + \frac{M}{\xi W_{\text{ит}}} = \frac{205,21}{164,1} + \frac{122}{0,738 \cdot 299,21} = 1,25 + 0,552 = 1,80 \text{ кН/см}^2 = 18,0 \text{ МПа} > 15,79 \text{ МПа}.$$

Условие не удовлетворяется.

Этот пример показывает, насколько важно при строительстве строго соблюдать центрированную установку прогонов в узлах верхнего пояса.

Проверяем прочность верхнего пояса из бруса $15 \times 22,5$ см:

$$F_{\text{бр}} = 15 \cdot 22,5 = 337,5 \text{ см}^2; F_{\text{ит}} = 15(22,5 - 0,25 \cdot 22,5 - 4,06) = 192,2 \text{ см}^2;$$

$$\lambda_x = 246,22 / 0,289 \cdot 22,5 = 37,86;$$

$$\xi = 1 - \frac{205,21 \cdot 37,86^2}{3000 \cdot 15,79 \cdot 337,5} = 0,816;$$

$$W_{\text{ит}} = 15(22,5 - 5,62 - 4,06)^2 / 6 = 410,88 \text{ см}^3;$$

$$\frac{205,21}{192,2} + \frac{122}{0,816 \cdot 410,88} = 1,431 \text{ кН/см}^2 = 14,31 \text{ МПа} < 15,79 \text{ МПа}.$$

Прочность пояса из бруса $15 \times 22,5$ обеспечена.

Нижний пояс с целью унификации элементов предполагаем одинаковым с верхним:

$$F_{\text{бр}} = 15 \cdot 22,5 = 337,5 \text{ см}^2.$$

Проверяем прочность нижнего пояса в пашели 8–6 с учетом ослаблений врубкой и врезкой гнезда под шайбу стяжного болта ($b_m = 4,5$ см).

$$F_{\text{ит}} = b(h - 0,25h - b_m \sin \alpha) = 15(22,5 - 0,25 \cdot 22,5 - 4,5 \cdot 0,4061) = 225,8 \text{ см}^2.$$

Условие прочности

$$N_{8-6} / F_{\text{ит}} = 187,26 / 225,8 = 0,829 \text{ кН/см}^2 = 8,29 \text{ МПа} < R_y m_{\sigma} / \gamma_n = 10 \cdot 0,8 / 0,95 = 8,42 \text{ МПа}.$$

Здесь $R_p = 10$ МПа – расчетное сопротивление нижнего пояса из бруса I сорта; $m_{\sigma} = 0,8$ – коэффициент, учитывающий концентрацию напряжений.

Применение для растянутого пояса брусьев ниже первого сорта недопустимо. Они должны быть отобраны особенно тщательно.

Опорный узел на лобовых врубках выполнить невозможно по условиям и смятия, и скальвания.

Глубина врубки по условию смятия

$$h_{\text{вр}} = N_{1-7} \cos \alpha / R_{\text{сма}} b = 205,21 \cdot 0,9138 / 1,183 \cdot 15 = 10,57 \text{ см} > h/3 = 22,5/3 = 7,5 \text{ см},$$

$$\text{где } R_{\text{см.0}} = \frac{R_{\text{см.0}}}{1 + \left(\frac{R_{\text{см.0}}}{R_{\text{см.90}}} - 1 \right) \sin^3 \alpha} = \frac{1,5}{1 + \left(\frac{1,5}{0,3} - 1 \right) \cdot 0,4061^3} = 1,183 \text{ кН/см}^2 = 11,83 \text{ МПа.}$$

Аналогично проверке по скалыванию второй (нижней) площадки с учетом более равномерного распределения касательных напряжений по ней, чем во врубке с одним зубом ($m_{\tau} = 1,15$).

$$N_{7-6}/b10h_{\text{вр}} = 187,26/15 \cdot 75 = 0,166 \text{ кН/см}^2 = 1,66 \text{ МПа} > > R_{\text{ск}}^{\text{сп}} m_{\tau} / \gamma_n = 0,90 \cdot 1,15/0,95 = 1,09 \text{ МПа,}$$

$$\text{где } R_{\text{ск}}^{\text{сп}} = \frac{R_{\text{ск}}}{1 + \beta l_{\text{ск}}/e} = \frac{2,4}{1 + 0,25 \cdot 75/11,25} = 0,90 \text{ МПа} - \text{среднее расчетное сопротивление}$$

древесины скалыванию вдоль волокон (при расчете по максимальному напряжению; $l_{\text{ск}} = 10h_{\text{вр}} = 75 \text{ см}$ – расчетная длина плоскости скалывания; $e = 0,5h = 11,25 \text{ см}$ – плечо сил скалывания; $\beta = 0,25$ – коэффициент, учитывающий неравномерность распределения касательных напряжений по площадке скалывания при односторонней схеме приложения усилий).

На основании приведенных расчетов опорный узел проектируем с лобовым упором верхнего пояса во вкладыш, поддерживаемый натяжными хомутами (рис. 15.20).

Расчет опорного узла I

Проверяем вкладыш I (из бруса 150×225) на смятие под углом $\alpha = 23,96^\circ$.

$$T_{1-7}/F_{\text{вр}} = 205,21/337,5 = 0,608 \text{ кН/см}^2 = 6,08 \text{ МПа} < R_{\text{см}} \alpha / \gamma_n = 11,83/0,95 = 12,45 \text{ МПа.}$$

Требуемая площадь поперечного сечения стальных хомутов 3 с учетом ослабления нарезкой, неравномерности распределения усилий и концентрации напряжений

$$A_{\text{бр}} = \pi d^2/4 = N_{7-6} \gamma_n / 4 R_y m_o m_n m_k = 187,26 \cdot 0,95/4 \cdot 21 \cdot 0,8 \cdot 0,85 \cdot 0,8 = 3,89 \text{ см}^2,$$

где $R_y = 21 \text{ кН/см}^2$; $m_o = 0,8$; $m_n = 0,85$; $m_k = 0,8$ [32].

Требуемый номинальный диаметр натяжных хомутов

$$d \geq \sqrt{\frac{4 \cdot A_{\text{бр}}}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 3,89}{\pi}} = 2,23 \text{ см.}$$

Принимаем натяжные хомуты диаметром $d = 24 \text{ мм}$; $A_{\text{бр}} = 4,521 \text{ см}^2$; $A_{\text{нр}} = 3,165 \text{ см}^2$.

Определяем количество рабочих нагелей 5 диаметром 20 мм для крепления накладок к нижнему поясу. Минимальная толщина накладки

$$a = 0,5b = 7,5 \text{ см.}$$

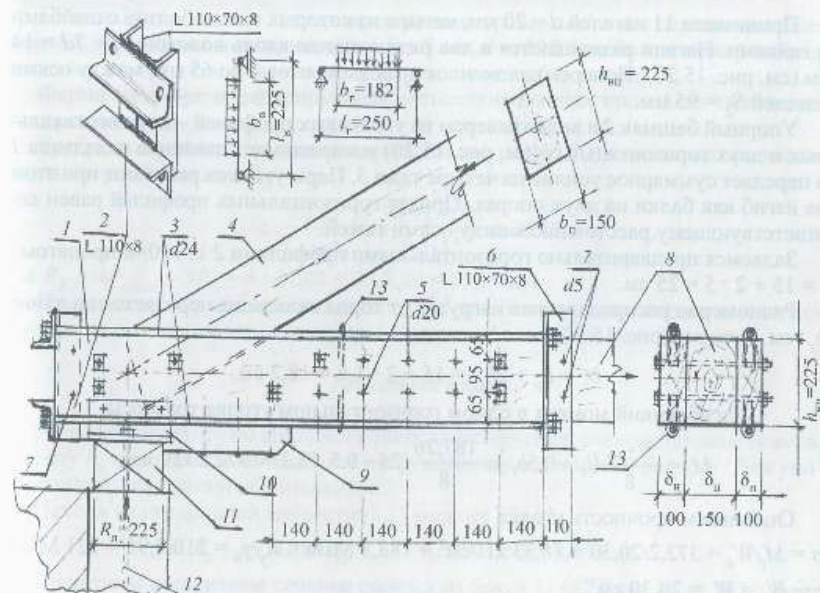


Рис. 15.20. Опорный узел фермы на натяжных хомутах: 1 – деревянный вкладыш; 2 – упорный башмак; 3 – тяжи из круглой стали; 4 – верхний пояс; 5 – расчетные рабочие стальные нагели; 6 – упорные уголки; 7 – гвозди; 8 – нижний пояс; 9 – подкладка; 10 – крепежный уголок; 11 – антисептированная центрирующая прокладка; 12 – анкерный болт; 13 – фиксирующие скобки

Несущая способность нагеля (болта) на один условный срез определяется по формулам:

$$T_a = 0,8ad = 0,8 \cdot 7,5 \cdot 2 = 12 \text{ кН;}$$

$$T_c = 0,5cd = 0,5 \cdot 15^2 = 15 \text{ кН;}$$

$$T_n = 1,8d^2 + 0,02a^2 = 1,8 \cdot 2^2 + 0,02 \cdot 7,5^2 = 8,33 \text{ кН;}$$

$$T_n = 2,5d^2 = 10 \text{ кН; } T_{\text{min}} = 8,33 \text{ кН.}$$

Тогда количество нагелей

$$n = N_{7-6}/T_{\text{min}} n_{\text{сп}} = 187,26/8,33 \cdot 2 = 11,2 \text{ шт.}$$

Количество болтов можно уменьшить, увеличив толщину накладок до 10 см, тогда

$$T_{\text{min}} = 1,8 \cdot 2^2 + 0,02 \cdot 10^2 = 9,2 \text{ кН;}$$

$$n = 187,26/9,2 \cdot 2 = 10,18 \text{ шт.}$$

Принимаем 11 нагелей $d = 20$ мм, четыре из которых в виде болтов с шайбами и гайками. Нагели размещаются в два ряда с шагом вдоль волокон $S_1 = 7d = 14$ см (см. рис. 15.20). Поперек волокон: от края элементов – по 65 мм, между осями нагелей $S_2 = 95$ мм.

Упорный башмак 2 в виде траверсы из уголковых профилей – двух вертикальных и двух горизонтальных (см. рис. 15.20) воспринимает давление вкладыша 1 и передает суммарное усилие на четыре тяжа 3. Пары уголков работают при этом на изгиб как балки на двух опорах. Пролет горизонтальных профилей равен соответствующему расстоянию между осями тяжей.

Задаемся предварительно горизонтальными профилями 2 $L 100 \times 8$ пролетом $l = 15 + 2 \cdot 5 = 25$ см.

Равномерно распределенная нагрузка от торца вкладыша передается на длине b_r (см. схему на рис. 15.20):

$$b_r = b_n + 2\delta_{y,r} = 15 + 2 \cdot 1,6 = 18,2 \text{ см.}$$

Изгибающий момент в одном горизонтальном уголке траверсы

$$M_r = \frac{N_{7-6}}{8} (l_r - 0,5b_r) = \frac{187,26}{8} (25 - 0,5 \cdot 18,2) = 372,2 \text{ кН} \cdot \text{см.}$$

Оцениваем прочность уголка

$$\sigma = M_r / W_x = 372,2 / 20,30 = 18,33 \text{ кН/см}^2 = 183,3 \text{ МПа} < R_y / \gamma_n = 210 / 0,95 = 221 \text{ МПа,}$$

где $W_x = W_y = 20,30 \text{ см}^3$.

Аналогично рассчитываем вертикальные уголки траверсы, которыми задаемся по конструктивным соображениям (см. рис. 15.20) в виде двух неравнополочных профилей 2 $L 110 \times 70 \times 8$.

Пролет вертикальных уголков при $h_{n,п} = 22,5$ см.

$$l_b = 22,5 + 2 \cdot 1,5 = 25,5 \text{ см.}$$

Изгибающий момент при $b_n = h_{n,п}$

$$M_b = \frac{N_{7-6}}{8} (l_b - 0,5h_{n,п}) = \frac{187,26}{8} (25,5 - 11,25) = 333,6 \text{ кН} \cdot \text{см.}$$

Краевое напряжение

$$\sigma = M_b / W_x = 333,6 / 23,21 = 14,37 \text{ кН/см}^2 = 143,7 \text{ МПа} < 221 \text{ МПа};$$

$$W_x = J_x / (b - y_0) = 171,5 / (11 - 3,61) = 23,21 \text{ см}^3.$$

Правую вертикальную упорную траверсу принимаем из тех же уголков 6 ($L 110 \times 70 \times 8$). Причем они должны упираться в накладку меньшей полкой, так как в другом направлении момент сопротивления их недостаточен

$$W_y = J_y (b_{\min} - x_0) = 54,6 (7 - 1,64) = 10,19 \text{ см}^3;$$

$$\sigma = 333,6 / 10,19 = 32,74 \text{ кН/см}^2 > 22,1 \text{ кН/см}^2.$$

Гвозди 7 (см. рис. 15.20), прикрепляющие траверсы 2 и 6 к деревянным элементам, принимаем конструктивно $d = 5$ мм, $l = 100$ мм. Болты крепления вкладыша и верхнего пояса также устанавливаются без расчета.

Ферма на опоре и центрирующая антисептированная прокладка сминаются поперек волокон.

Требуемый размер C (ширина прокладки, см. рис. 15.20) определяется из величины опорной реакции R_A

$$C \geq \frac{R_A \gamma_n}{R_{см90} b_{п}} = \frac{95,99 \cdot 0,95}{0,3 \cdot 15} = 20,26 \text{ см,}$$

где $R_A = 4P_{сум} + 3P_3 = 4 \cdot 21,08 + 3 \cdot 3,89 = 95,99$ кН.

Принимаем ширину прокладки $C = 22,5$ см. Толщина прокладки зависит от нивелирных отметок верха шпалстры и должна быть не менее 5,0 см.

Расчет раскосов

Раскосы проектируем шириной поперечного сечения, равной ширине поясов. Высоту h_p определяем по наиболее нагруженному и длинному раскосу. Для унификации h_p предлагаем одинаковую.

Исходя из предельной гибкости ($\lambda_{пр}$) раскоса 13–12

$$h_p = I_0 / 0,289 \lambda_{пр} = 37 / 0,289 \cdot 150 = 8,65 \text{ см.}$$

Проверяем поперечное сечение раскоса из бруса $15 \times 12,5$ см; $F_{бр} = 187,5 \text{ см}^2$;

$$\lambda_{\max} = 375 / 0,289 \cdot 12,5 = 103,8; \quad \phi = 3000 / 103,8^2 = 0,278;$$

$$\sigma = N_{13-12} / F_{бр} \phi = 46,94 / 187,5 \cdot 0,278 = 0,901 \text{ кН/см}^2 = 9,01 \text{ МПа} < 13 / 0,95 = 13,68 \text{ МПа,}$$

где $R_c = 13$ МПа – расчетное сопротивление сжатию бруса второго сорта принятых размеров поперечного сечения.

Расчет промежуточного узла II (см. рис. 15.14 и 15.15)

Угол примыкания раскоса к верхнему поясу $\beta_2 = 77,09^\circ$; $\cos \beta_2 = 0,2234$; $\sin \beta_2 = 0,9747$

$$R_{см\beta_2} = \frac{15}{1 + \left(\frac{15}{3} - 1\right) 0,9747^3} = 3,19 \text{ МПа} = 0,319 \text{ кН/см}^2;$$

$$h_{бр} = N_{13-12} \cos \beta_2 / R_{см\beta_2} b = 46,94 \cdot 0,2234 / 0,319 \cdot 15 = 2,19 \text{ см.}$$

Принимаем $h_{бр} = 3 \text{ см} < 22,5 / 4 = 5,6 \text{ см.}$

Врубki остальных промежуточных узлов работают в лучших условиях по напряженно-деформированному состоянию как по углам примыкания, так и по величине усилий. Поэтому для унификации принимаем глубину врубки во всех узлах $h_{бр} = 3 \text{ см.}$

При установке прогонов непосредственно на верхний пояс и раздельной передаче усилий со стойки 9 и стяжного болта 11 (см. рис. 15.15) все сопряжения решаются достаточно просто. Стропильные ноги опираются на прогоны без дополнительных врезок (на каждую ферму приходится 15 этих сопряжений). Скатная составляющая возникает лишь от давления прогона P_p . При наличии стропильных ног она может быть локализована во всех сопряжениях и бычки 5 воспримут лишь часть скатной составляющей (см. расчет вспомогательных прогонов).

В варианте конструирования промежуточных узлов (см. рис. 15.15, б) без выполнения гнезд под шайбы стоек 9 и болтов 11, дополнительно ослабляющих верхний пояс этими врезками, все усилия передаются на скошенную подкладку 13. Здесь, наряду с центрированием прогонов, усложняются сопряжения дополнительных и основных прогонов и суммируется давление на подкладку 13.

$$\sum P = N_{11-12} + P_p + P_n = 24,97 + 16,25 + 11,2 = 52,42 \text{ кН};$$

где $P_p = (407 + 1600 \cdot 1,25) \cdot 2,25 \cdot 3 = 16\,247 \text{ Н} = 16,25 \text{ кН}$; $P_n = 1660 \cdot 2,25 \cdot 3 = 11\,205 \text{ Н} = 11,2 \text{ кН}$.

Без учета неопределенного давления стяжного болта 11 и невозможности больших перемещений подкладки 13 вследствие ограничения обмятия древесины в гнездах и изгиба нагелей, суммарная скатная составляющая будет равна

$$\sum P \sin \alpha = 52,42 \cdot 0,4061 = 21,29 \text{ кН}.$$

Воспринять ее гвоздями 12 в упругой стадии работы весьма сложно.

Конструкция и расчет среднего узла III (у верхнего пояса, рис. 15.21)

Сжимающее усилие в верхнем поясе у этого узла (стержни 4–14 и 5–14) почти в два раза меньше, чем у опорного узла (см. табл. 15.2). Проверять приторцованную площадь взаимно упирающихся элементов нет смысла. Стык перекрывается

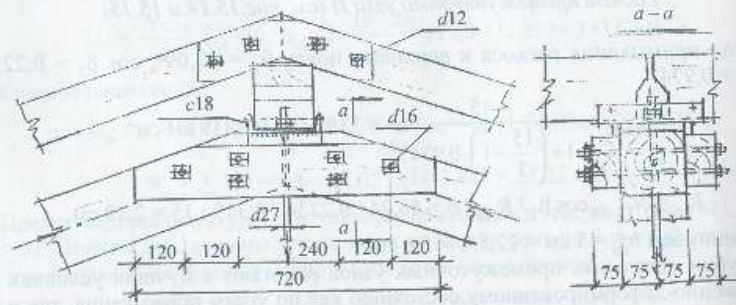


Рис. 15.21. Коньковый узел III фермы с накладками на болтах (накладки в стыке прогонов не показаны)

деревянными накладками на болтах. Толщина накладки должна быть не меньше $0,5b_n$. Остальные размеры назначаются в зависимости от диаметра болтов, принимаемых конструктивно, $d \geq 12 \text{ мм}$.

Принимаем $d = 16 \text{ мм}$, тогда

$$l_n \geq 6 \geq 7d = 42 \cdot 1,6 = 67,2 \text{ см}.$$

При расстоянии между болтами и от края накладок $S_1 = 12 \text{ см}$. Суммарная длина накладки $l_n = 6 \cdot 12 = 72 \text{ см}$.

Высота поперечного сечения накладок

$$h_n \geq (3 + 3,5 + 3)d = 9,5 \cdot 1,6 = 15,2 \text{ см}.$$

Принимаем накладки поперечного сечения $100 \times 200 \text{ мм}$.

При необходимости стыкования верхнего пояса в окрестностях других промежуточных узлов верхнего пояса (в зависимости от длины брусьев, имеющих у заказчика) стык выполняется простым лобовым упором с аналогичными накладками на болтах.

В рассматриваемом узле прогон кровли устанавливается на коньковый швеллер. При этом верхний пояс сминается под углом $90 - \alpha = 90 - 23,96 = 66,04^\circ$ к направлению волокон ($\sin 66,04^\circ = 0,9138$).

Сила смятия суммируется из трех слагаемых: усилия в стойке 13–14 из диаграммы Максвелла–Кремоны, сосредоточенной силы P_p , передаваемой от прогона, и усилия от подвесного потолка P_n :

$$P_{см} = N_{13-14} + P_p^{сп} + P_n = 69,08 + 13,55 + 11,2 = 93,83 \text{ кН},$$

где $P_p^{сп} = 1407 + 1600 \cdot 0,5(1,25 + 0,75)/2,25 \cdot 3 = 13547 \text{ Н} = 13,55 \text{ кН}$;

$$P_n = 1660 \cdot 2,25 \cdot 3 = 11205 \text{ Н} = 11,2 \text{ кН}.$$

Здесь $P_p^{сп}$ меньше, чем давление прогонов на скате, так как коэффициент μ на одном скате равен 1,25, а на другом – 0,75.

Высоту профиля швеллера определяем из условия смятия древесины под углом 66° :

$$h_{ш} \geq P_{см} \gamma_n / R_{см,66}^\circ = 93,83 \cdot 0,95 / 15 \cdot 0,37 = 16,1 \text{ см},$$

$$\text{где } R_{см,66}^\circ = \frac{15}{1 + \left(\frac{15}{3} - 1\right) \cdot 0,9138^3} = 3,7 \text{ МПа} = 0,37 \text{ кН/см}^2;$$

$R_{см,90} = 3 \text{ МПа}$, так как шайба сминает всю ширину пояса (на части длины).

Принимаем швеллер № 18.

Приблизительно проверяем швеллер на изгиб из плоскости профиля.

Изгибающий момент без учета опорного давления прогона, улучшающего работу швеллера,

$$M_{max} = (N_{13-14} + P_n) b / 2 \cdot 4 = (69,08 + 11,2) 15 / 8 = 150,5 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$M_{max} / W = 150,5 / 17 = 8,85 \text{ кН/см}^2 = 88,5 \text{ МПа} < R_y / \gamma_n = 210 / 0,95 = 221 \text{ МПа}.$$

В этом же узле целесообразно проверить наиболее нагруженную стойку 13–14 на суммарное усилие растяжения.

Требуемая площадь поперечного сечения стойки

$$A_{\text{бр}} = \pi d^2 / 4 = (N_{13-14} + P_{\text{в}}) / R_y m_0 m_k = (69,08 + 11,02) \cdot 0,95 / 21,0 \cdot 0,8 \cdot 0,8 = 5,67 \text{ см}^2.$$

Принимаем диаметр стержня $d = 27 \text{ мм}$

$$F_{\text{бр}} = 5,722 \text{ см}^2; F_{\text{ит}} = 4,18 \text{ см}^2.$$

Расчет стыка нижнего пояса

В отличие от верхнего сжатого пояса, в котором усилие передается через простой лобовой упор стыкуемых элементов, стык нижнего пояса работает на растяжение. При этом усилие меняется в зависимости от расположения стыка в той или иной панели нижнего пояса фермы (см. табл. 15.2).

При наличии у заказчика брусев массового производства (длиной до 6,25 м) стыкование поясов фермы может быть выполнено по варианту I – в третьих панелях (см. рис. 15.19) от опор. Этот вариант требует исполнения пяти стыков: четырех – без изломов оси поясов и одного под углом в середине пролета по верхнему поясу.

Если же у заказчика имеется возможность получить длиномерные брусья длиной до 10 м (для верхнего, наклонного пояса), то в ферме выполняется всего два стыка в середине пролета. При этом стык нижнего пояса может быть как раздвинутым на удлинённых накладках, так и компактным с плотным примыканием элементов нижнего пояса друг к другу. В первом случае раскосы заводятся в промежуток между накладками.

Расчет стыка по варианту I (см. рис. 15.19)

Принимаем толщину накладок 100 мм, нагели $d = 20 \text{ мм}$, тогда $T_{\text{мин}} = 9,2 \text{ кН}$ (см. расчет опорного узла I).

Необходимое количество нагелей для передачи усилия $N_{10-6} = 159,8 \text{ кН}$.

$$n = N_{10-6} / T_{\text{мин}} n_{\text{сп}} = 159,8 / 9,2 \cdot 2 = 8,68 \text{ шт.}$$

Принимаем по 10 нагелей (из них по четыре болта и по шесть гладких цилиндрических нагелей) с каждой стороны стыка.

Расчет стыка нижнего пояса по варианту II

$$n = N_{12-6} / T_{\text{мин}} n_{\text{сп}} = 131,08 / 9,2 \cdot 2 = 7,12 \text{ шт.}$$

В средних панелях устанавливается всего по восемь нагелей $d = 2 \text{ см}$ с каждой стороны стыка.

Расчет среднего узла IV нижнего пояса (см. рис. 15.19 и 15.22)

При лобом варианте узла IV по рис. 15.22 между решеткой и нижним поясом будет действовать горизонтальное усилие ΔN , равное разности усилий в панелях нижнего пояса 12–6 и 15–6 при одностороннем нагружении фермы временной нагрузкой. При этом наибольшая величина указанной разности ΔN возникнет по первому варианту схемы I прил. 3 [27] (при $\mu = 1$).

Исходя из усилий от единичной односторонней нагрузки (см. табл. 15.2) определим ΔN

$$\Delta N = (3,35 - 2,25) \cdot (S + q_{\text{вр}}) \alpha \cdot l_n = 1,1(1600 + 910) \cdot 3 \cdot 2,25 = 18\,636 \text{ Н} = 18,64 \text{ кН}.$$

Рассмотрим вариант узла IV с восприятием ΔN болтами (см. рис. 15.9, а). Древесина раскосов в нагельных гнездах сминается под углом

$$\alpha_2 = 53,13^\circ.$$

Расчетная несущая способность нагеля $d = 20 \text{ мм}$ на один срез (см. выше)

$$T_{\text{мин}} = T_{\text{мин}} \sqrt{K_\alpha} = 9,2 \sqrt{0,707} = 7,74 \text{ кН},$$

где по табл. 19 СНиП [24] $K_\alpha = 0,65 + (0,9 - 0,65) \cdot (60 - 53,13) / 30 = 0,707$.

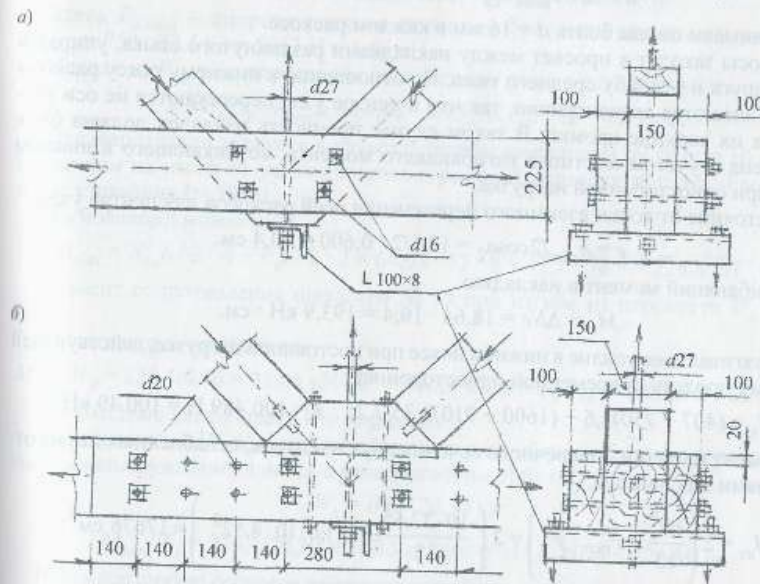


Рис. 15.22. Варианты средних узлов нижнего пояса IV: а – с раздвинутым стыком; б – с компактным стыком в середине или со стыками в третях пролета

Требуемое число двухрезных нагелей

$$n = \Delta N / 2 \cdot T_{\text{мина}} = 18,64 / 2 \cdot 7,74 = 1,2 \text{ шт.}$$

Можно уменьшить диаметр болтов, так как одного недостаточно, а два болта $d = 20$ мм сложно разместить на поле сопряжения элементов с соблюдением правил расстановки.

Задаемся $d = 16$ мм. По табл. 19 [24] коэффициент, учитывающий угол смятия,

$$k_{\alpha} = 0,7 + (0,9 - 0,7) \cdot (60 - 53,13) / 30 = 0,746.$$

Несущая способность одного «среза» нагеля

$$T_d = 0,8 ad k_{\alpha} = 0,8 \cdot 10 \cdot 1,6 \cdot 0,746 = 9,55 \text{ кН};$$

$$T_c = 0,5 cd k_{\alpha} = 0,5 \cdot 15 \cdot 1,6 \cdot 0,746 = 8,95 \text{ кН};$$

$$T_n = (1,8d^2 + 0,02\alpha^2) \sqrt{k_{\alpha}} = (1,8 \cdot 1,6^2 + 0,02 \cdot 10^2) \sqrt{0,746} = 5,71 \text{ кН};$$

$$T_{\text{н}} = 2,5d^2 \sqrt{k_{\alpha}} = 2,5 \cdot 1,6^2 \cdot 0,864 = 5,53 \text{ кН}.$$

Необходимое число двухрезных нагелей $d = 16$ мм

$$n = \Delta N / T_{\text{мина}} n_{\text{сп}} = 18,64 / 5,53 \cdot 2 = 1,68 \text{ шт.}$$

Принимаем по два болта $d = 16$ мм в каждом раскосе.

Раскосы заходят в пролет между накладками раздвинутого стыка, упираясь друг в друга и в шайбу среднего тяжа. По отношению к нижнему поясу раскосы устанавливаются эксцентрично, так что в центре узла пересекаются не оси раскосов, а их верхние кромки. В таком случае прочность накладок должна быть проверена с учетом местного изгибающего момента, возникающего в нижнем поясе при односторонней нагрузке.

Расстояние от точки взаимного пересечения осей раскосов для центра узла

$$e = h_{\text{раск}} / 2 \cos \alpha_2 = 12,5 / 2 \cdot 0,600 = 10,4 \text{ см.}$$

Изгибающий момент в накладках

$$M_n = \Delta N e = 18,64 \cdot 10,4 = 193,9 \text{ кН} \cdot \text{см.}$$

Растягивающее усилие в нижнем поясе при постоянной нагрузке, действующей по всему пролету, и временной односторонней

$$N_{\text{н}} = (407 + 750) 5,6 + (1600 + 910) 3,35 / 2,25 \cdot 3 = 100 489 \text{ Н} = 100,49 \text{ кН.}$$

Момент инерции поперечного сечения двух накладок, ослабленных двумя отверстиями для нагелей,

$$J_{\text{ит}} = 2 \left(\frac{bh^3}{12} - F_{\text{осл}} \cdot y^2 \right) = 2 \left(\frac{10 \cdot 22,5^3}{12} - 2 \cdot 1,6 \cdot 10 \cdot 4,52^2 \right) = 17676 \text{ см}^4;$$

$$W_{\text{ит}} = 17676 / 11,25 = 1571 \text{ см}^3;$$

$$F_{\text{ит}} = 2(bh - F_{\text{осл}}) = 2(10 \cdot 22,5 - 2 \cdot 1,6 \cdot 10) = 386 \text{ см}^2.$$

Условие прочности накладок

$$\frac{N_{\text{н}}}{F_{\text{ит}}} + \frac{M_{\text{н}}}{W_{\text{ит}}} = \frac{100,49}{386} + \frac{193,9}{1571} = 0,384 \text{ кН/см}^2 = 3,84 \text{ МПа} < R_p m_{\alpha} / \gamma_n =$$

$$= 10 \cdot 0,8 / 0,95 = 8,4 \text{ МПа.}$$

В этом же узле (см. рис. 15,22, а) целесообразно проверить наиболее напряженные горизонтальные площадки смятия раскосов. Смятие происходит под углом $\gamma = 90 - \alpha_2 = 90 - 53,13 = 36,87^\circ$; $\sin 36,87^\circ = 0,60$.

Расчетное сопротивление древесины второго сорта раскосов поперечным сечением $15 \times 12,5$ см

$$R_{\text{смы}} = \frac{13}{1 + \left(\frac{13}{3,0} - 1 \right) \cdot 0,6^3} = 7,55 \text{ МПа} = 0,755 \text{ кН/см}^2.$$

Сминающее нижние горизонтальные концы раскосов усилие меньше растягивающего усилия в стойке 13–14, так как чердачное перекрытие подвешено через удлиненную в этом узле из-за двух деревянных накладок шайбу.

$$N_{\text{см}} = N_{13-14} - P_{\text{н.пост}} = 69,08 - 5,06 = 64,02 \text{ кН.}$$

Здесь $P_{\text{н.пост}}$ – опорная реакция прогонов без учета временной нагрузки, $P_{\text{н.пост}} = 750 \cdot 22,5 \cdot 3 = 5062 \text{ Н} = 5,06 \text{ кН}$.

Исходя из $F_{\text{см}} = bc$ определяем неизвестный размер c по формуле

$$c \geq N_{\text{см}} \gamma_n / R_{\text{смы}} b = 64,02 \cdot 0,95 / 0,755 \cdot 15 = 5,37 \text{ см.}$$

Предварительно задаемся в качестве шайбы швеллером № 10 ($c = 10$ см), работающим на изгиб от усилия смятия и реакций подвески потолка. Расчетный пролет профиля $l = 38$ см.

Изгибающий момент

$$M_{\text{max}} = N_{\text{см}} b / 2 \cdot 4 + P_{\text{н}} l / 2 \cdot 2 = 64,02 \cdot 15 / 8 + 11,2 \cdot 38 / 4 = 226,4 \text{ кН} \cdot \text{см.}$$

Момент сопротивления швеллера № 10 при изгибе из плоскости $W_y = 6,46 \text{ см}^3$.

Тогда краевое напряжение

$$M_{\text{max}} / W_y = 226,4 / 6,46 = 35,05 \text{ кН/см}^2 = 350,5 \text{ МПа} > R_y / \gamma_n = 210 / 0,95 = 221 \text{ МПа.}$$

Необходимо увеличивать W профиля.

В нижнем узле IV конструктивно швеллер не обязателен, поэтому он может быть заменен уже имеющимся в узле I уголком $100 \times 100 \times 8$,

$$W_x = W_y = 20,30 \text{ см}^3;$$

$$M_{\text{max}} / W_x = 226,4 / 20,30 = 11,15 \text{ кН/см}^2 = 111,5 \text{ МПа} < 221 \text{ МПа.}$$

Взаимное смятие раскосов по вертикальной площадке под углом $\alpha_2 = 53,13^\circ$ не проверяем ввиду очевидной достаточности $F_{\text{см}}$ и малого усилия

$$N_{\text{см}} = N_{13-12} \cos \alpha_2 = 46,94 \cdot 0,6 = 28,16 \text{ кН.}$$

Вариант узла IV с упором раскосов во вкладыш-подушку (см. рис. 15.22, б) предполагает передачу горизонтального усилия $\Delta N = 18,64$ кН через площадку упора вкладыша в нижний пояс.

Глубину врезки определяем из условия

$$h_{вр} = \Delta N \gamma_n / b_n R_{см} = 18,64 \cdot 0,95 / 15 \cdot 1,1 = 1,07 \text{ см.}$$

Здесь $R_{см} = 1,1$ кН/см² – расчетное сопротивление древесины бруса третьего сорта, из которого изготавливается вкладыш-подушка шириной 15 см.

Принимаем минимальную глубину врубки $h_{вр} = 2$ см по конструктивным соображениям.

Для экономии металла поперечные сечения стержней стоек могут быть не унифицированными, а назначенными в соответствии с действующими усилиями.

Средняя стойка 13–14 уже рассчитана и имеет $d = 27$ мм (см. расчет узла III).

Расчет стойки 11–12

$$N = N_{11-12} + P_n = 24,97 + 11,2 = 36,17 \text{ кН.}$$

Требуемая площадь поперечного сечения стойки

$$A_{бр} = \pi d^2 / 4 = N \gamma_n / R_y m_o m_k = 36,17 \cdot 0,95 / 21 \cdot 0,8 \cdot 0,8 = 2,56 \text{ см}^2.$$

Стойка может быть выполнена из стержня $d = 20$ мм; $A_{бр} = 3,14$ см²; $A_{ст} = 2,182$ см². По-видимому, уменьшать диаметр стоек 8–6 и 7–6 менее $d = 20$ мм нецелесообразно, хотя усилия в них и меньше. Они соответственно равны

$$N_{8-6} + P_n = 12,49 + 11,2 = 23,69 \text{ кН и } N_{7-6} = 11,2 \text{ кН.}$$

Определяем размеры шайб в промежуточных узлах. Шайбы для стержня 13–14 определены: вверху, в узле III – № 18; в узле IV – L 100×8.

Определим размер шайбы для стержня 11–12 у нижнего пояса, где древесина сминается поперек волокон (см. рис. 15.16).

$$N_{см} = N_{11-12} - P_{н.пост} = 24,97 - 5,06 = 19,91 \text{ кН.}$$

При смятии всей ширины пояса ($R_{см90} = 3$ МПа) размер c равен

$$c = N_{см} \gamma_n / b R_{см90} = 19,91 \cdot 0,95 / 15 \cdot 0,3 = 4,2 \text{ см.}$$

Конструктивно размер c будет больше 4,2 см, так как из условия изгиба потребуется уголкового профиля. При определении изгибающего момента в уголок учитывается суммарная нагрузка $P_n = 11,2$ кН. При пролете уголка $l = 20$ см и $b_n = 15$ см

$$M_{max} = N_{см} b / 2 \cdot 4 + P_n l / 2 \cdot 2 = 19,91 \cdot 15 / 8 + 11,2 \cdot 20 / 4 = 93,33 \text{ кН} \cdot \text{см.}$$

Задаемся уголком 70×70×5. $W_x = 6,27$ см³.

При этом площадь шайбы $F_{см} = 7 \cdot 15 = 95$ см² ≈ 100 см².

$$M_{max} / W_x = 93,33 / 6,27 = 14,89 \text{ кН/см}^2 = 148,9 \text{ МПа} < R_y \gamma_n = 210 / 0,95 = 221 \text{ МПа.}$$

Во всех промежуточных узлах нижнего пояса, кроме удлиненных из-за стыковых накладок в середине пролета (см. расчет узла IV) принимаем уголки 70×70×5 длиной 28 см.

Все болты, поддерживающие прогоны подвесного потолка, растягиваются усилием $P_n = 11,2$ кН.

$$A_{бр} = \pi d^2 / 4 = P_n \gamma_n / R_y m_o m_k = 11,2 \cdot 0,95 / 21 \cdot 0,8 \cdot 0,8 = 0,792 \text{ см}^2.$$

Принимаем долю всех узлов подвески потолка болты $d = 12$ мм; $A_{бр} = 1,13$ см²; $A_{ст} = 0,744$ см².

Размер шайбы для стержня 11–12 в верхнем поясе может быть существенно меньше, так как усилие смятия приложено под углом $\alpha = 23,96^\circ$; $\sin \alpha = 0,4061$. Кроме того, смятие древесины на части длины и ширины элемента ($R_{см90} = 4$ МПа).

$$R_{сма} = \frac{15}{1 + \left(\frac{15}{4} - 1\right) \cdot 0,4061^3} = 12,67 \text{ МПа} = 12,67 \text{ кН/см}^2.$$

Требуемая площадь шайбы

$$F_{ш.тп} = (N_{11-12} + P_n) \gamma_n / R_{сма} = (24,97 + 11,2) \cdot 0,95 / 12,67 = 27,0 \text{ см}^2.$$

Сторона квадратной шайбы должна быть

$$a = b \geq \sqrt{F_{ш}} = \sqrt{27,0} = 5,2 \text{ см.}$$

Следовательно, для стоек 11–12 и 15–16 на верхнем поясе с учетом уменьшения площади шайбы отверстием примерно на $F_{осл} = 3,14$ см

$$a = b \geq \sqrt{27 + 3} = 5,48 \text{ см.}$$

Принимаем квадратные шайбы 10×10 см толщиной 10 мм как рекомендуемые для рабочих болтов [5]. Для остальных промежуточных узлов конструктивно принимаются такие же шайбы.

Во всех промежуточных узлах на врубках устанавливаются аварийные болты $d = 12$ мм с шайбами 45×45×4 мм (см. рис. 15.15 и 15.16). Глубина врезки для установки шайб определяется в каждом узле в зависимости от ориентации просверленного отверстия. Указанные размеры врезки шайб на чертежах могут быть как справочные.

Ввиду изменений некоторых размеров в проекте здания, в частности привязки стен и колонн каркаса к осям, несколько изменяются и размеры фермы. Уменьшается пролет с 18 до 17,68 м, а соответственно, и размеры панелей с 2,25 до 2,21 м. Изменения в стойках связаны лишь с величиной строительного подъема, принятого равным

$$f_{стп} = 18000 / 200 = 90 \text{ мм.}$$

Статический и конструктивный расчеты фермы оставляем без изменений.

Фактические геометрические характеристики расчетной схемы (в осях элементов) приводятся в чертежах с учетом корректировки размеров.

При сохранении высоты конька относительно опор $H_{\phi} = 4$ м, высота средней стойки H_4 будет меньше на величину строительного подъема.

$$H_{4f} = H_{\phi} - f_{стр} = 400 - 9 = 391 \text{ см.}$$

Длины остальных стоек:

$$H_{1f} = H_1 - \Delta f_{стр} = 100 - 2,2 = 97,8 \text{ см;}$$

$$H_{2f} = H_2 - 2\Delta f_{стр} = 200 - 4,5 = 195,5 \text{ см;}$$

$$H_{3f} = H_3 - 3\Delta f_{стр} = 300 - 6,7 = 293,3 \text{ см,}$$

где $\Delta f_{стр} = 2,25$ см – ступень увеличения строительного подъема на длине одной панели нижнего пояса фермы.

Уклон кровли:

$$\operatorname{tg} \alpha = 2 \cdot 4 / 17,68 = 0,4525;$$

$$\alpha = 24,35^\circ; \sin \alpha = 0,4122; \cos \alpha = 0,9111.$$

Угол наклона нижнего пояса к горизонту:

$$\gamma = \operatorname{arctg} 9/884 = 0,58^\circ.$$

Угол между верхним и нижним поясами:

$$\alpha_{\gamma} = \alpha - \gamma = 24,35 - 0,58 = 23,77^\circ.$$

Углы между раскосами и нижним поясом:

$$\alpha_0 = \operatorname{arctg} (H_1 - 2\Delta f_{стр}) / l_n + \gamma = \operatorname{arctg} (100 - 4,5) / 221 + 0,58 = 23,95^\circ;$$

$$\alpha_1 = \operatorname{arctg} (H_2 - 3\Delta f_{стр}) / l_n + \gamma = \operatorname{arctg} (200 - 6,75) / 221 + 0,58 = 41,75^\circ;$$

$$\alpha_2 = \operatorname{arctg} (H_3 - 4\Delta f_{стр}) / l_n + \gamma = \operatorname{arctg} (300 - 9,0) / 221 + 0,58 = 53,36^\circ.$$

Углы между раскосами и верхним поясом:

$$\beta = \alpha + \operatorname{arctg} (H_1 - 2\Delta f_{стр}) / l_n = 24,35 + \operatorname{arctg} 95,5 / 221 = 47,72^\circ;$$

$$\beta_1 = \alpha + \operatorname{arctg} (H_2 - 3\Delta f_{стр}) / l_n = 24,35 + \operatorname{arctg} 193,25 / 221 = 65,52^\circ;$$

$$\beta_2 = \alpha + \operatorname{arctg} (H_3 - 4\Delta f_{стр}) / l_n = 24,35 + \operatorname{arctg} 291 / 221 = 77,13^\circ.$$

Длины раскосов

$$l_1 = \sqrt{l_n^2 + (H_1 - 2\Delta f_{стр})^2} = \sqrt{221^2 + (100 - 4,5)^2} = 240,75 \text{ см} \approx 2408 \text{ мм;}$$

$$l_2 = \sqrt{l_n^2 + (H_2 - 3\Delta f_{стр})^2} = \sqrt{221^2 + (200 - 6,75)^2} = 293,57 \text{ см} \approx 2936 \text{ мм;}$$

$$l_3 = \sqrt{l_n^2 + (H_3 - 4\Delta f_{стр})^2} = \sqrt{221^2 + (300 - 9,0)^2} = 365,41 \text{ см} \approx 3654 \text{ мм.}$$

Известно, что идеально прямых брусьев практически не бывает. Поэтому длины раскосов здесь носят справочный характер (оси поясов могут несколько отклоняться от идеальных прямых индивидуально в каждом узле и в каждой ферме).

Длины панелей верхнего пояса:

$$L_0 = \sqrt{l_n^2 + H_1^2} = \sqrt{221^2 + 100^2} = 242,57 \text{ см} \approx 2426 \text{ мм.}$$

Длина ската фермы:

$$l_0 = 4l_0 = 4 \cdot 242,57 = 970,29 \text{ см} = 9703 \text{ мм.}$$

Расход основных материалов на одну ферму

При расчете массы элементов покрытия использованы источники [35, 36].

1. Нижний пояс из бруса 150×225 первого сорта

$$V = 2 \cdot 0,15 \cdot 0,225 \cdot 8,5 = 0,574 \text{ м}^3.$$

2. Верхний пояс из бруса 150×225 второго сорта

$$V = 2 \cdot 0,15 \cdot 0,225 \cdot 9,7 = 0,655 \text{ м}^3.$$

3. Раскосы из бруса 150×225 второго сорта

$$V = 2 \cdot 0,15 \cdot 0,125 \cdot (2,1 + 2,75 + 3,70) = 0,321 \text{ м}^3.$$

4. Накладки из пиломатериалов первого и второго сортов

$$1 \text{ сорт } V = 2 \cdot 0,1 \cdot 0,225 \cdot (1,54 + 1,90) = 0,155 \text{ м}^3;$$

$$2 \text{ сорт } V = 2 \cdot 0,1 \cdot 0,2 \cdot 0,72 = 0,029 \text{ м}^3.$$

Подкладка и прокладка

$$V = (0,15 \cdot 0,1 \cdot 0,85 + 0,225 \cdot 0,1 \cdot 0,6) \cdot 2 = 0,053 \text{ м}^3.$$

5. Стойки:

$$\text{тяжи } d = 20 \text{ мм } \Sigma l = 2 \cdot (1,35 + 2,30 + 3,28) = 13,86 \text{ м;}$$

$$G = 2,47 \cdot 13,86 = 34,24 \text{ кг, } 24 \text{ гайки; } G = 0,093 \cdot 24 = 2,24 \text{ кг.}$$

6 шайб 100×100×10;

$$G = 0,76 \cdot 6 = 4,56 \text{ кг.}$$

6L 70×70×5×280;

$$G = 6 \cdot 0,28 \cdot 5,38 = 9,04 \text{ кг.}$$

L 100×100×8×450;

$$G = 0,45 \cdot 12,25 = 5,51 \text{ кг.}$$

№ 18, l = 320;

$$G = 0,32 \cdot 16,3 = 5,22 \text{ кг.}$$

Тяж d = 27 мм, l = 4,35 м;

$$G = 4,49 \cdot 4,35 = 19,53 \text{ кг.}$$

6. Сварной упорный башмак:

$$2L 100 \times 100 \times 8; l = 330 + 2L 110 \times 70 \times 8; l = 360;$$

$$G = 0,33 \cdot 2 \cdot 12,25 + 0,36 \cdot 2 \cdot 10,86 = 15,91 \text{ кг.}$$

7. Траверса – два уголка 110×70×8; l = 350;

$$G = 2 \cdot 0,35 \cdot 10,86 = 7,6 \text{ кг.}$$

8. Четыре тяжа d = 24; l = 1700;

$$G = 4 \cdot 1,7 \cdot 3,55 = 24,14 \text{ кг.}$$

9. Узловые болты и нагели:

$$\text{шестнадцать гаек М-24, } G = 0,141 \cdot 16 = 2,26 \text{ кг;}$$

шестнадцать болтов $d = 20, l = 400$; $G = 16 \cdot 0,4 \cdot 2,47 = 15,81$ кг.

32 шайбы $70 \times 70 \times 5$; $G = 32 \cdot 0,18 = 5,76$ кг.

16 гаек; $G = 16 \cdot 0,093 = 1,49$ кг.

22 гладких цилиндрических нагеля $d = 20, l = 360$;
 $G = 22 \cdot 0,36 \cdot 2,47 = 19,56$ кг.

14 болтов $\varnothing 16, l = 400$; $G = 14 \cdot 0,4 \cdot 1,58 = 8,45$ кг.

14 гайк и шайб $55 \times 55 \times 4$; $G = 14 \cdot (0,052 + 0,088) = 1,96$ кг.

болты $d = 12, l = 450, 10$ шт.; $G = 10 \cdot 0,45 \cdot 0,89 = 4,01$ кг.

20 гайк и шайб $45 \times 45 \times 4$; $G = 20 \cdot (0,02 + 0,4) = 1,6$ кг.

10. Дополнительные метизы:

гвозди $d = 5, l = 150, 12$ шт.;

$d = 4, l = 75, 16$ шт.; $G = 12 \cdot 0,0224 + 16 \cdot 0,00735 = 0,39$ кг;

скобки $d = 4, l = 100, 8$ шт.; $G \approx 0,2$ кг;

опорные крепежные детали

L $125 \times 80 \times 8, l = 200$; $G = 0,2 \cdot 12,58$;

болты $d = 12, l = 450, 2$ шт.; $G = 2 \cdot 0,45 \cdot 0,89 = 0,8$ кг;

гайки, 2 шт.; $G = 0,04$ кг.

Итого на 1 ферму:

Древесина первого сорта

$$\sum V = 0,574 + 0,155 = 0,729 \text{ м}^3 \approx 0,73 \text{ м}^3.$$

Древесина второго сорта

$$\sum V = 0,655 + 0,321 + 0,029 = 1,005 \text{ м}^3 \approx 1,01 \text{ м}^3.$$

$$\sum G_{\text{др}} = 1,74 \cdot 0,5 = 0,87 \text{ т.}$$

(при невысушенном материале $\Sigma G = 1,74 \cdot 0,6 = 1,04$ т).

Металл

$$\sum G = 34,24 + 2,24 + 4,56 + 9,04 + 5,51 + 5,22 + 19,53 + 15,91 + 7,6 + 24,14 + 2,26 + 15,81 + 5,76 + 1,49 + 8,45 + 1,96 + 4,01 + 1,6 + 0,39 + 0,2 = 168,92 \text{ кг} \approx 0,17 \text{ т.}$$

Опорные крепежные детали:

– древесина $V = 0,053 \text{ м}^3$; $G = 32$ кг;

– металл $\sum G = 0,04 + 0,8 = 0,84$ кг.

Фактическая нормативная нагрузка от собственной массы фермы составит:

$$\frac{1,04 + 0,17 + 0,03}{3 \cdot 18} = 0,02296 \text{ т/м}^2 = 23 \text{ кг/м}^2 = 230 \text{ Н/м}^2 < 283 \text{ Н/м}^2$$

(см. сбор нагрузок).

При подъеме ферм их масса будет увеличена за счет монтажных схваток и накладок примерно на 10 %.

Итого монтажный вес фермы

$$1,24 \cdot 1,1 \cdot 1,1 \approx 1,5 \text{ т.}$$

Расход основных материалов на кровлю и конструкции крыши

Объемы подсчитываются на одну ячейку покрытия здания, равную грузовой площади фермы 3×18 м с учетом свесов на карниз.

1. Площадь кровли из асбоцементных волнистых листов (увеличена на 15 % с учетом нахлестов)

$$F = 3 \cdot 10,7 \cdot 1,15 \cdot 2 = 74 \text{ м}^2.$$

Ориентировочно $G = 74 \cdot 15 = 1110$ кг.

2. Обрешетка и настил на карнизах, второй сорт

$$V = 2 \cdot (0,05 \cdot 0,05 \cdot 10/0,20 + 0,04 \cdot 0,6) \cdot 3 = 0,894 \text{ м}^3 \approx 0,9 \text{ м}^3 (0,76 + 0,14).$$

Настил можно выполнить из досок третьего сорта, $V = 0,14 \text{ м}^3$.

3. Антисептированные кобылки, третий сорт

$$V = 6 \cdot 0,1 \cdot 0,05 \cdot 0,65 = 0,02 \text{ м}^3.$$

4. Стропильные ноги, второй сорт

$$V = 2 \cdot 10 \cdot 0,05 \cdot 0,15 \cdot 4 = 0,6 \text{ м}^3.$$

5. Основные узловые прогоны крыши, второй сорт

$$V = 9 \cdot 0,15 \cdot 0,15 \cdot 3 = 0,61 \text{ м}^3.$$

6. Крепежные детали и метизы:

a – бобышки из досок $150 \times 50, l = 240, 20$ шт., накладки стыковые, $l = 360$, второй сорт

$$V = 20 \cdot 0,15 \cdot 0,05 \cdot 0,24 + 8 \cdot 0,15 \cdot 0,05 \cdot 2 \cdot 0,36 = 0,08 \text{ м}^3;$$

b – гвозди $d = 4, l = 100, n = 20 \cdot 6 + 8 \cdot 2 + 4 + 2 \cdot 6 + 7 \cdot 3 \cdot 2 + 40/0,2 = 394$ шт.;

$$G = 0,394 \times 9,8 = 3,9 \text{ кг};$$

в – гвозди или глухие винты для крепления асбоцементных волнистых листов $d = 6$ мм, $l = 200$. По 4 шт. на 1 м^2 поверхности кровли

$$74 \cdot 4 \cdot 0,0442 = 13,1 \text{ кг};$$

г – болты $d = 12, l = 75, 16$ шт.,

болты $d = 12$, $l = 175$, 16 шт.,

$$16 \cdot 0,89 \cdot (0,075 + 0,175) = 3,6 \text{ кг};$$

шайбы $45 \times 45 \times 4$ и гайки М-12,

$$0,02 \cdot 16 + 0,06 \cdot 32 = 2,2 \text{ кг};$$

δ – металлические накладки – 15×5 , $l = 440$, 2 шт. (в узле III)

$$2 \cdot 1,5 \cdot 0,05 \cdot 4,4 \cdot 7,85 = 5,2 \text{ кг}.$$

Итого на фрагмент покрытия 3×8 м:

1. Площадь асбоцементных волнистых листов 74 м^2 , $G = 1110 \text{ кг}$.

2. Древесина второго сорта:

$$V = 0,76 + 0,6 + 0,61 + 0,08 = 2,05 \text{ м}^3.$$

Древесина третьего сорта:

$$V = 0,14 + 0,02 = 0,16 \text{ м}^3 \approx 0,2 \text{ м}^3.$$

Вес древесины с плотностью 600 кг/м^3 :

$$2,25 \cdot 600 = 1350 \text{ кг}.$$

3. Метизы и накладки металлические:

$$\Sigma G = 3,9 + 13,1 + 3,6 + 2,2 + 5,2 = 28 \text{ кг}.$$

Расход основных материалов на подвесной потолок
(ячейка 3×18 м)

1. Древесно-волокнистая плита $\delta = 5$ мм.

Площадь $3 \times 18 = 54 \text{ м}^2$, $\gamma = 900 \text{ кг/м}^3$:

$$V = 54 \cdot 0,005 = 2,7 \text{ м}^3;$$

$$G = 54 \cdot 0,005 \cdot 900 = 243 \text{ кг}.$$

2. Минераловатные полужесткие плиты на синтетическом связующем марки 125, $\delta = 80$, $\gamma = 125 \text{ кг/м}^3$:

$$V = (3 - 0,05 \cdot 4) \cdot (18 - 0,15 \cdot 9) \cdot 0,08 = 3,73 \text{ м}^3;$$

$$G = 3,73 \cdot 125 = 466 \text{ кг}.$$

3. Толь кровельный с учетом неровностей укладки.

Площадь $54 \times 2 \times 1,3 = 140 \text{ м}^2$:

$$G = 140 \cdot 1,7 = 240 \text{ кг}.$$

4. Основные прогоны 150×150 мм:

$$V = 0,15 \cdot 0,15 \cdot (2 \cdot 2,69 + 8 \cdot 3,0) = 0,661 \text{ м}^3;$$

$$G = 0,661 \cdot 600 = 397 \text{ кг}.$$

5. Вспомогательные прогоны 50×150 :

$$V = 0,05 \cdot 0,15 \cdot 3 \cdot (18 - 9 \cdot 0,15) = 0,375 \text{ м}^3;$$

$$G = 0,375 \cdot 600 = 225 \text{ кг}.$$

6. Ходовые доски $\delta = 40$ мм.

Суммарная площадь на ферму $0,6 \times 18 = 10,8 \text{ м}^2$,

$$V = 10,8 \cdot 0,04 = 0,432 \text{ м}^3;$$

$$G = 0,43 \cdot 600 = 259 \text{ кг}.$$

7. Доски настила:

$$V = 0,019 \cdot (18 - 9 \cdot 0,15) \cdot (3 - 3 \cdot 0,05) = 0,9 \text{ м}^3;$$

$$G = 0,9 \cdot 600 = 540 \text{ кг}.$$

8. Подшивной потолок $\delta = 19$ мм:

$$V = 0,019 \cdot (18 - 9 \cdot 0,15) \cdot 3 = 0,95 \text{ м}^3;$$

$$G = 0,95 \cdot 600 = 569 \text{ кг}.$$

9. Черепные бруски 50×50 :

$$V = 0,05 \cdot 0,05/8 \cdot 2 \cdot 3 + 3 \cdot 2 \cdot (18 - 9 \cdot 0,15)/8 = 0,37 \text{ м}^3;$$

$$G = 0,37 \cdot 600 = 222 \text{ кг}.$$

10. Метизы:

болты $d = 12$, с шайбами и гайками:

$$\Sigma l = 7 \cdot 2 \cdot 0,4 + 2 \cdot 0,2 = 6 \text{ м};$$

$$G = 6 \cdot 0,89 + 16 \cdot (0,164 + 0,02) = 8,30 \text{ кг};$$

гвозди:

$$d = 5, l = 125; n = 3 \cdot 8 \cdot 2/0,5 + 3 \cdot 8 \cdot 2 = 144 \text{ шт.}; G = 18,3 \cdot 0,144 = 2,64 \text{ кг};$$

$$d = 4, l = 100; n = 3 \cdot 18 \cdot 2/0,5 = 216 \text{ шт.}; G = 9,8 \cdot 0,216 = 2,12 \text{ кг};$$

$$d = 3,5, l = 90; n = 3 \cdot 18/0,1 = 540 \text{ шт.}; G = 6,8 \cdot 0,54 = 3,67 \text{ кг};$$

$$d = 3, l = 70; n = 23 \cdot 18/0,1 + 3 \cdot 8 \cdot 4 = 1176 \text{ шт.}; G = 3,88 \cdot 1,176 = 4,56 \text{ кг}.$$

11. Перфорированная плитка:

$$F = 3 \cdot 18 = 54 \text{ м}^2;$$

$$G = 54 \cdot 10 = 540 \text{ кг}.$$

12. Шурупы или саморезы $d = 3,5$; $l = 35$; $n = 3 \cdot 18 \cdot 4/0,5 \cdot 0,5 = 864$ шт.;

$$G = 3,2 \cdot 0,864 = 2,76 \text{ кг}.$$

Итого на фрагмент потолка 3×18 м:

Древесина второго сорта:

$$V = 0,661 + 0,375 + 0,432 + 0,9 + 0,95 = 3,33 \text{ м}^3.$$

Древесина третьего сорта: $V = 0,37 \text{ м}^3.$

Древесно-волокнистая плита: $F = 54 \text{ м}^2.$

Минераловатные плиты: $V = 3,73 \text{ м}^3.$

Толь кровельный: $F = 140 \text{ м}^2.$

Металл: болты, гвозди, шурупы (саморезы):

$$G = 8,30 + 2,64 + 2,12 + 3,67 + 4,56 + 2,76 = 24,05 \text{ кг}.$$

Перфорированная плитка:

$$F = 54 \text{ м}^2; \quad G = 540 \text{ кг}.$$

Глава 16. ОСОБЕННОСТИ ФЕРМ С ПРИМЕНЕНИЕМ КЛЕЁНОЙ ДРЕВЕСИНЫ, СТАЛИ И ПОЛИМЕРНЫХ МАТЕРИАЛОВ

16.1. Крупнопанельные фермы с применением клеёной древесины, стали и пластмасс

Склеивание древесины неизмеримо расширило инженерные, эстетические и другие возможности создания новых конструкций, оно равнозначно сварным соединениям взамен болтовых и заклепочных в металлоконструкциях.

Конкретные достоинства клеёной древесины и КДК изложены в разделе I. В фермах с применением этого нового материала открылись возможности заметно увеличить размеры элементов, в частности длины панелей, а следовательно, уменьшить количество наиболее трудоемких узлов. Впервые формообразование криволинейных верхних поясов реализуется без податливых соединений. Существенно увеличилось и перекрываемые пролеты ферм (см. схемы 1–23, табл. 14.1). У конструкций массового применения они достигают 60 м и более. Уникальные перекрывающие расстояния до 100 м [23, 37]. Возможность склеивать длинномерные элементы позволило проектировать наиболее напряженные верхние пояса ферм неразрезными. Причем крайние панели, в связи с отсутствием защемления клеёного блока в концевом шарнире, проектируют 0,7 длины средних панелей. Следовательно, и материалоемкость, и стоимость сегментных ферм существенно меньше, чем в фермах по очертанию более далеких от кривой давления при

распределенной нагрузке. Малая величина усилий в решетке этих конструкций отличает их простотой решения всех промежуточных узлов.

Крупнопанельные металлодеревянные фермы с прямолинейными верхними поясами, в отличие от сегментных, более материалоемки. Для уменьшения расчетного изгибающего момента в прямолинейных панелях при проектировании узлов верхних поясов этих ферм широко используется инженерный прием передачи сжимающего усилия с эксцентриситетом. Подробно способ изложен в разделе II (см. п. 12.3 и примеры к гл. 12).

Необходимые схемы и узлы для проектирования крупнопанельных ферм даны в примерах расчета к данной главе.

Крупнопанельные фермы еще называют металлодеревянными. В любой ферме металл всегда присутствует, но в рассматриваемых фермах из него выполняются нижние пояса и сильно растянутые элементы решетки. Использование листовой и профильной стали, а также мостиков снижает предел огнестойкости любых деревянных конструкций.

ДК со стальными элементами обладают не всегда приемлемыми магнитными свойствами, в них возможно искрообразование, а эксплуатация в химически агрессивных условиях снижает их долговечность по сравнению с безметалльными. Поэтому весьма целесообразно узловые соединения и цельные элементы выполнять не из металлов, а из высоко химически стойких материалов. Необходимо также, чтобы эти материалы по огнестойкости не уступали клеёной древесине. Последнее требование в конструкциях с массивными клеёными блоками удовлетворить сложнее, чем в фермах из досок (см. пп. 15.3 и 15.4) или из тонкостенных элементов из профильной фанеры (см. п. 16.2).

Существует ряд апробированных разработок и нормативная литература по проектированию конструкций с применением пластмасс, в том числе в условиях химически агрессивной среды, например [40–45].

Во многих странах, в том числе и в России, налажен выпуск длинномерных клеёных брусков из однонаправленного шпона со сращиванием отдельных слоев на ус.

Принципиально этот материал был предложен и апробирован в жестких карнизных узлах клефанерных рам ЛИСИ (1966–1969 гг.) в виде гнуто-клеёных деталей ($r_{\text{гн}} = 500$ мм) из березового шпона толщиной до 2 мм. Ширина заготовки для деталей была равна 600 мм, высота пакета – 120 мм [1, 26, 46]. В отличие от гнуто-клеёных деталей бруска *LVL* изготавливаются прямолинейными из толстого шпона хвойных пород. Брус *LVL* изготавливается длиной до 18 м, шириной заготовочной плиты до 1,8 м и толщиной до 75 мм. Последний размер для большепролетных ферм недостаточен, но по заказу он может быть выполнен значительно выше: на выставке в Ленэкспо был представлен образец толщиной около 300 мм. При изготовлении ферм из нескольких слоев, по типу дощатых на нагельных пластинах, уже выпускаются фермы с поясами и элементами решетки пролетами до 40 м и более. В проспекте *LVL* Юрга помещена даже схема фермы с пролетом 80 м. Имеются, однако, некоторые разночтения по механическим характеристикам этого материала. В одном случае предел прочности при статическом изгибе равен 48,0 МПа, в

другом – 37,0 МПа, при растяжении и сжатии вдоль волокон соответственно 36,0 и 30,0–32,0 МПа. Расчетные сопротивления материала на изгиб 18,8–18,0 МПа, растяжению вдоль волокон 15,5 МПа, сжатию – 14,5 МПа. Цифры показывают, что эти величины, во-первых, не вписываются в обычные соотношения для древесины, а, во-вторых, по нашему мнению, занижены.

По результатам испытаний трех серий образцов из гнуто-клеёных деталей (всего 42 шт.) на сжатие и растяжение вдоль волокон [46] были рекомендованы в первом приближении одинаковые расчетные сопротивления $R_c = R_p = 30$ МПа. Брусья LVL из более толстого шпона и хвойных пород будут менее прочными, но не в 2 раза [24]. Для включения характеристик в нормы проектирования этот новый материал должен пройти более тщательные исследования из досок, а тем более с цельной древесиной, значительно выше. Природные дефекты сосредоточены в смежных слоях, а усовое соединение шпона выполняется вразбежку, следовательно, относительное влияние всех этих дефектов слишком мало. Исследования показывают, что расчетные сопротивления растяжению и сжатию нового материала из однонаправленного шпона могут быть приняты одинаковыми и более высокими. Например, фанерные трубы, причем не из однонаправленного березового шпона, имеют обсуждаемую расчетную характеристику 25 МПа [46, 26]. Используя пока еще не нормированные приведенные выше характеристики из проспектов, можно смело все растянутые элементы ферм выполнять не из стали, а из этой ламинированной древесины.

Известно, что наиболее сложными в проектировании, изготовлении, да и в эксплуатации любых ферм являются узловые соединения элементов. Следует помнить, что нагельные соединения из конструкционных пластмасс обладают, по сравнению со стальными, меньшей несущей способностью и большей деформативностью. Это дополнительно к трудоемкости изготовления диктует целесообразность применения ферм со слабо напряженными элементами решетки, тем более что стоимость безметаллических крепежных деталей выше, чем стальных. Поэтому следует отдавать предпочтение крупнопанельным фермам с неразрезными клеёными поясами. Целесообразно также в безметаллических фермах несколько увеличивать их относительную высоту по сравнению с приведенными в табл. 14.1 параметрами.

Учитывая высокую стоимость прессформ для изготовления различных крепежных деталей из прессматериалов, а также болтов, гаек, шпилек и гвоздей на основе стеклопластиков АГ-4С, АГ-4В, 27-63с, КАСГ-В, П-2-1С и др., целесообразно проектировать однотипные унифицированные детали. Стандартизация их для различных безметаллических конструкций, соответствующая технологическим требованиям (усилие прессования до 250 тс, простота формы, предельная длина отдельных элементов до 500–550 мм [44]), позволит уменьшить удорожание конструкций. Перечисленные выше нагели (рис. 16.1, 16.2) используются в сочетании с листовыми, полосовыми или объемными фигурными деталями (рис. 16.3), а также клеепластмассовыми шайбами [44]. Причем гладкие цилиндрические нагели элементарно нарезаются из стержней конструкционных пластиков. Меньшая несущая способность пластмассовых нагелей, по сравнению со стальными, может быть компенсирована путем

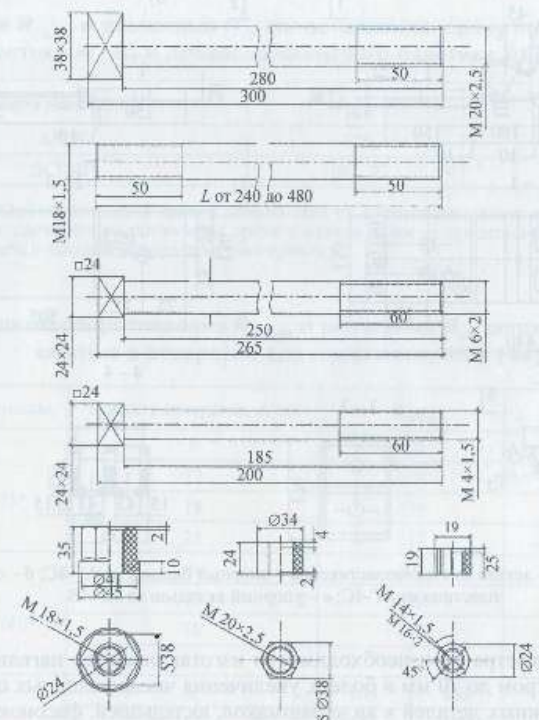


Рис. 16.1. Примеры выполнения болтов, шпилек и гаек из стеклопластиков

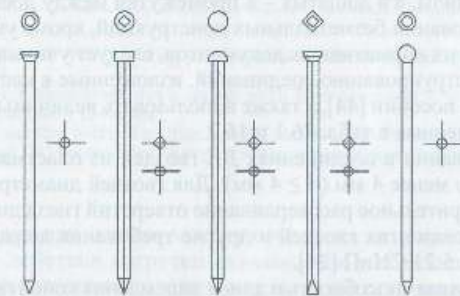


Рис. 16.2. Рекомендуемые формы стеклопластиковых гвоздей

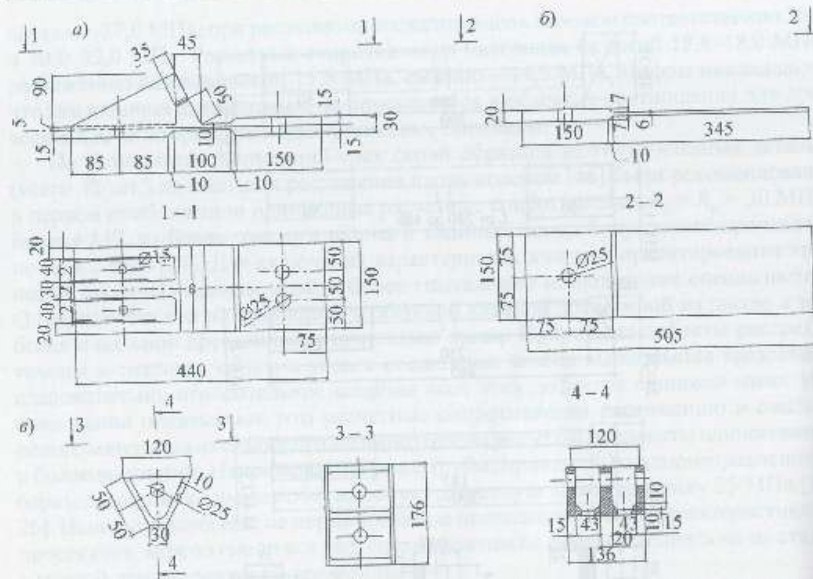


Рис. 16.3. Узловые детали из стеклопластиков: а – озорный башмак из АГ-4С; б – соединительная пластина из АГ-4С; в – упорный вкладыш из АГ-4В

увеличения диаметра (при необходимости изготавливаются нагели трубчатого сечения диаметром до 70 мм и более), увеличения числа условных срезов и применения крепежных деталей в виде башмаков, вкладышей, фасонки, накладок и прокладок из высокопрочных неметаллических деталей. Увеличение числа срезов в конструкциях с массивными поперечными сечениями достигается постановкой прокладок в пропилы, а в дощатых – в промежутки между досками.

При проектировании безметаллических конструкций, кроме указаний действующих СНиП и других нормативных документов, следует учитывать рекомендации по расчету и конструированию соединений, изложенные в настоящем пособии и более подробно в пособии [44], а также использовать величины расчетных сопротивлений, приведенные в табл. 16.1 и 16.2.

При использовании в соединениях ДК гвоздей из пластмасс нагели должны иметь диаметр не менее 4 мм ($d \geq 4$ мм). Для гвоздей диаметром более 4 мм необходимо предварительное рассверливание отверстий гнезд диаметром $d_0 = 0,9d$. Правила расстановки этих гвоздей и другие требования должны выполняться в соответствии с п. 5.21 СНиП [24].

Расчетная несущая способность и длина защемления конца гвоздя определяется в соответствии с нормами [24].

Экспериментально установлено [44], что деформации образцов на стекло-

Таблица 16.1

Временные $R_{ср.вр}$ и расчетные $R_{ср}$ сопротивления срезу поперек волокон стеклопластика АГ-4С и древесно-слоистого пластика ДСП-В, МПа [44]

Марка пластмассы	$R_{ср.вр}$	$R_{ср}$
АГ-4С	128	53
ДСП-В*	108...73	41

* Временные сопротивления даны в зависимости от ориентации усилия по отношению к наружному слою, расчетное сопротивление принято независимым от ориентации вследствие многослойности пакета и высокой однородности материала.

Таблица 16.2

Временные сопротивления $R_{ср.вр}$ и расчетные $R_{ср}$ сопротивления смятию в отверстиях для пластмасс, МПа [44]

Марка пластмассы	Диаметр отверстия, d, мм	$R_{ср.вр}$	$R_{ср}$		
АГ-4С ГОСТ 20437-75*	6	401	197		
	12	279	137		
	18	239	117		
	25	217	106		
КАСТ-В ГОСТ 10292-74Е*	6	306	145		
	12	225	106		
	18	140	66		
ДСП-В ГОСТ 13913-78*	25	132	62		
	6	203	163	79	64
	12	153	122	60	48
	18	136	109	53	43
	25	127	102	50	40

Примечания:

1. Для стеклопластика АГ-4С $R_{ср.вр}$ и $R_{ср}$ установлены при соотношении продольных и поперечных стекловолокон 1:1.

2. Цифры в левых столбцах относятся к листам из ДСП-В толщиной 3-12 мм, цифры в правых столбцах – к листам толщиной 15-60 мм.

Основы методики расчета нагелей из пластмасс в соединениях безметаллических конструкций в соответствии с нормами [24] заключаются в определении несущей способности одного среза нагеля 7 по табл. 16.3.

пластиковых гвоздях при полном использовании их несущей способности при кратковременном действии нагрузки меньше, чем у соединений на стальных гвоздях. Однако под действием длительных нагрузок приращению деформаций в соединениях на стеклопластиковых гвоздях будут связаны не только с ползучестью древесины, но и стеклопластика.

Используя высокую прочность стеклопластиков и древесно-слоистых пластиков на срез и смятие, но недостаточную при работе нагелей на изгиб (см. табл. 16.3), узлы ферм могут быть решены с помощью достаточно толстых фасонки и пластин из этих материалов. При этом рабочие детали получаются не прессованием в сложных формах, а выпиливаются из стандартных плит пластиков (см. п. 16.3). Количество цилиндрических нагелей в узлах существенно уменьшается, остаются только стяжные болты, обеспечивающие проектное положение всех элементов конструкции.

Сильно растянутые элементы (длиной до 5,6 м без стыков) ферм в отдельных случаях могут быть выполнены не в металле, а из толстых полос высокопрочных конструкционных древесных пластиков (например, ДСП-Б, ДСП-В толщиной

Таблица 16.3

Расчетная несущая способность цилиндрических нагелей из пластмасс по СНиП [24] и [44]

Схема работы соединения	Расчетные условия	Расчетная несущая способность одного условного среза нагеля, гвоздя
1. Симметричные (рис. 8, а [24])	Смятие материала:	
	а) крайних элементов с толщиной a	$T_a = ad R_{см}$
	б) средних элементов с толщиной c	$T_c = 0,5 cd R_{см}$
2. Несимметричные (рис. 8, б [24])	а) элементов с толщиной a	$T_a = K_a ad R_{см}$
	б) элементов с толщиной c	$T_c = K_c cd R_{см}$
3. Симметричные и несимметричные	Изгиб нагеля	
	а) из стеклопластика АТ-4С	$T_n = 145d^2 - 2a^2 \leq 180d^2$
	б) из пластика ДСП-Б	$T_n = 80d^2 - 2a^2 \leq 100d^2$

Примечания:

1. Размеры a , c и d даны в см; размер a относится к более толстому элементу и элементу, работающему под углом к волокнам; K_a и K_c – числовые коэффициенты, принимаемые по табл. 16.4; $R_{см}$ – расчетное сопротивление древесины смятию в шпильном гнезде – по табл. 16.6, либо смятию пластика в гнезде – по табл. 16.2.

2. При определении несущей способности T по смятию накладок и прокладок из пластмасс и формул табл. 16.3 можно использовать расчетные сопротивления смятию $R_{см}$ соответствующих материалов по табл. 16.2.

3. Для соединений с элементами толщиной a или $c < 2d$ расчетную несущую способность нагеля $T_{см}$ (по п. 1, а, б или 2, а, б табл. 16.3) следует умножить на коэффициент 0,8.

4. Расчетную несущую способность нагеля в двухсрезовых несимметричных (кососимметричных) соединениях при неодинаковой толщине элементов определяют по табл. 16.3, причем:

а) при толщине крайних элементов $a \leq 0,5c$ расчетную несущую способность нагеля из условия смятия в среднем элементе толщиной c определяют по п. 2, а таблицы с умножением на коэффициент 0,7; при промежуточных значениях a между 0,5с и с коэффициент определяют интерполяцией между значениями 0,7 и 1,0;

б) при определении расчетной несущей способности из условия изгиба нагеля толщину крайнего элемента a , подставляемую в п. 3 табл. 16.3, принимают не более 0,6с.

5. Расчет нагельных соединений на скалывание древесины не производят ввиду обеспечения прочности на этот вид сопротивления соблюдением правил расстановки нагелей в соответствии с п. 5.18 и п. 5.19 СНиП [24]; $S_1 = 6d$, $S_2 = 3,5d$, $S_3 = 3d$ (прочность накладок, прокладок и фасонки из пластмасс на этот вид НДС заведомо выше древесины).

Таблица 16.4

Коэффициенты K_a и K_c для расчета пластмассовых цилиндрических нагелей в несимметричных соединениях деревянных элементов под углом α°

a/c	K_a и K_c для углов α , град.			
	0°	30°	60°	90°
0,2	1,00	1,00	1,00	1,00
0,3	1,00	1,00	1,00	1,00
0,4	0,84	1,00	1,00	1,00
0,5	0,68	0,91	1,00	1,00
0,6	0,58	0,76	1,00	1,00
0,7	0,52	0,66	0,95	1,00
0,8	0,47	0,60	0,83	0,95
0,9	0,44	0,55	0,75	0,84
1,0	0,41	0,51	0,68	0,77
1,25	–	0,44	0,57	0,63
1,50	–	0,41	0,51	0,55
2,0	–	0,38	0,44	0,47
2,5	–	0,36	0,41	0,43
3,0	–	0,36	0,39	0,41
3,5	–	0,35	0,38	0,40
4,0	–	0,35	0,38	0,39
4,5	–	–	0,37	0,38
5,0	–	–	0,37	0,38
5,5	–	–	0,37	0,38
6,0	–	–	0,37	0,38
6,5	–	–	0,37	0,38
7,0	–	–	–	0,38
7,5	–	–	–	–
		$K_a = 1$ при $a/c \geq 4,15$	$K_c = 1$ при $a/c \geq 6,4$	$K_o = 1$ при $a/c \geq 7,5$

Примечания:

1. Коэффициент K_c определяют по формуле $K_c = K_a K_n a/c$.
 K_n – коэффициент, принимаемый по табл. 16.5.
 2. Величину коэффициента K_a для промежуточных значений a/c и α определяют по интерполяции.

до 60 мм и др.), бакелизированной фанеры толщиной до 16 мм и даже фанерных труб длиной до 7,5 м. Основные механические характеристики стеклопластиков и древесно-слоистых пластиков приведены в рекомендациях [42]. Данные о бакелизированной фанере имеются в СНиП [24], о фанерных трубах в [26] и п. 16.2.

Известные дополнительные характеристики конструктивных пластиков для проектирования безметалльных ферм приводятся в табл. 16.7.

Для полной реализации идей, заложенных в конструктивных решениях узлов безметалльных ферм в п. 16.3, характеристик высокопрочных пластмасс как анизотропных материалов пока еще недостаточно. Например, отсутствуют расчетные

Таблица 16.5

Коэффициент K_α для расчета цилиндрических нагелей из пластмасс при направлении усилия под углом к волокнам соединяемых элементов

Угол сопряжения α , град.	Коэффициент K_α для нагелей диаметром d , см				
	0,6	1,2	1,8	2,5	3,0
0	1,00	1,00	1,00	1,0	1,0
30	0,77	0,71	0,67	0,67	0,67
60	0,53	0,45	0,40	0,40	0,40
90	0,45	0,38	0,34	0,34	0,34

Примечание. Значения K_α для промежуточных углов и диаметров нагелей определяются по интерполяции.

Таблица 16.6

Расчетные сопротивления древесины сосны и ели смятию в нагельном гнезде вдоль волокон (нагели из высокопрочных пластмасс АГ-4С и ДСП-Б)

Диаметр d , см	0,6	1,2	1,8	2,5	3,0
$R_{смя}$, МПа	11	10	9,5	8,5	8,0

Примечания:

- Для промежуточных величин диаметров нагелей расчетные сопротивления смятию определяются интерполяцией.
- Для сопряжений на гвоздях диаметрами $d \leq 0,6$ см расчетное сопротивление смятию независимо от угла принимается равным 10 МПа (100 кгс/см²).

сопротивления стекло- и древесно-слоистых пластиков на смятие перпендикулярно к исходным слоям прессования этих искусственных материалов. Следует заметить, что не все необходимые проверки прочности осуществимы даже в традиционных конструкциях. Отсутствие, например, расчетного сопротивления строительной фанеры на отрыв между слоями шпона не позволяет оценить объемное НДС любых тонкостенных конструкций, хотя характер их разрушения при испытаниях и эксплуатации и связан с таким отрывом (эту задачу в своих исследованиях решает С. А. Лабутов).

Механические характеристики древесно-слоистого пластика трех основных марок практически полностью изучены под руководством академика Ф. П. Белякина [49]. В этом фундаментальном исследовании выполнены испытания ДСП на многие виды НДС. Получены характеристики материалов не только в плоскости листа, но и в перпендикулярном направлении к слоям склеивания, в том числе с учетом влияния масштабного фактора, повышенных температур и динамических нагрузок. Влияние же угла наклона сил к направлению волокон наружных слоев (рубашки) изучено только при сжатии (табл. 16.8). Кроме того, по результатам исследований не получены ни нормативные, ни расчетные характеристики, которые могли быть включены в нормативную документацию.

Таблица 16.7

Длительные расчетные сопротивления и модули упругости материалов, МПа [42]

Наименование материалов	Вид напряженности состояния			Модуль упругости E	Примечание
	растяжение R_p	изгиб R_α	сжатие R_c		
Стеклопластик КАСТ-В	110	55	45	19000	Для усилий, действующих в направлении основы стеклокланши при толщине материала $\delta = 7,0$ мм
Стеклопластик СВМ	160	250	140	24000	При соотношении продольных и поперечных стекловолокон, равном 1:1. Для усилий, действующих в направлении стекловолокон
Прессовочный материал АГ-4В	36	54	50	-	То же
То же, АГ-4С	220	110	90	15000	То же
Древесно-слоистые пластики марок: ДСП-Б, $\delta = 15-60$ мм ДСП-В, $\delta = 3-12$ мм ДСП-В, $\delta = 15-60$ мм	109	130	80	15000	
	56	76	60	-	
	45	60	47	700	

Таблица 16.8

Влияние угла наклона усилий к направлению волокон рубашки пластика [49]

Марка пластика	Угол наклона волокон рубашки, град.	Предел прочности при сжатии, МПа		
		средний	минимальный	максимальный
ДСП-Б	0	191	177	196
	15	175	162	191
	30	154,5	151	161
	45	135	129	140
	60	126	117	131
	75	117	110,5	120,5
	90	115	103,5	120
ДСП-В	0	138	131	145
	15	134	130,5	139
	30	120	114	124
	45	108	99	117
ДСП-Г	-	151	145	155

Кроме кратковременных машинных испытаний материалов авторами [49] были выполнены исследования ДСП при длительном действии постоянной нагрузки (табл. 16.9, 16.10). К сожалению, по указанной методике некоторые виды НДС материалов не исследовались. Имеются данные только кратковременных испытаний (табл. 6.11). Отсутствуют также характеристики на перерезание волокон (срез) материалов, кроме ДСП-Б, где поперечных слоев мало. И даже один поперечный слой на 10–20 продольных, работающий на «скалывание» – перерезание волокон почти в 2 раза повысил эту характеристику (см. табл. 6.10) На срез практически половины слоев (ДСП-В), почти всех у ДСП-Г и большинства (до 95 %) перпендикулярно волокнам рубашек у ДСП-Б эти материалы имеют значительно большие величины характеристик, чем на скалывание. Об этом свидетельствует величина расчетного сопротивления ДСП-В, полученная в [44] (см. табл. 16.10).

Результаты исследований [49] убедительно показывают, что временное сопротивление сжатию перпендикулярно слоям шпона (смятию) не уступает, а у ДСП-В и ДСП-Г даже превосходит эти характеристики в плоскости листа (см. табл. 16.9). Следует отметить, что аналогичный эффект, но менее ярко выраженный, проявляется в модифицированной древесине [48].

На основании результатов исследований [49] можно хотя бы в первом приближении принять расчетные сопротивления смятию перпендикулярно к слоям ДСП. Соотношения временных и расчетных сопротивлений на смятие материалов в нагельном гнезде (см. табл. 16.2) равны в среднем как 2,55. По аналогии с этим расчетные сопротивления на смятие пластика перпендикулярно слоям можно принять по данным табл. 16.9 следующие:

$$\text{ДСП-Б} \quad R_{\text{смят}} = 45 \text{ МПа};$$

$$\text{ДСП-В} \quad R_{\text{смят}} = 95 \text{ МПа};$$

$$\text{ДСП-Г} \quad R_{\text{смят}} = 85 \text{ МПа}$$

Для возможности использования кроме ДСП-В (см. табл. 16.1) еще ДСП-Б и ДСП-Г целесообразно получить расчетные сопротивления из плоскости листов (на перерезание большинства волокон материалов), но для включения расчетных характеристик в нормативную литературу потребуются дополнительные исследования.

Конкретные примеры конструирования узлов безметаллических ферм, в том числе из фанерных труб, приведенных в п. 16.3 пособия, следует рассматривать как идеи замены металлов немагнитными, высоко химически стойкими и достаточно прочными материалами. Естественно, вариантов конструктивных решений может быть значительно больше, однако замена цилиндрических нагелей на предлагаемую разновидность шпонок, работающих на срез и смятие, нам представляется целесообразной.

16.2. Фермы из фанерных профилей

Необходимость резкого снижения (в 3–4 раза) собственной массы плоской сквозной конструкции балочного типа привела инженеров и ученых к разработке ферм из профильной фанеры (уголков, швеллеров, труб). Наиболее рациональны

Таблица 16.9

Результаты испытаний ДСП на сжатие при длительном действии постоянной нагрузки и температуре 20 градусов [49]

Марка пластика	Направление действия силы	Предел прочности, $\sigma_{\text{пр}}$, МПа	Предел долговременного сопротивления $\sigma_{\text{длв}}$, МПа	База по времени, сут
ДСП-Б	Вдоль слоев шпона вдоль волокон рубашки	164,5	113,9 ± 4,0	2,6
	Вдоль слоев шпона поперек волокон рубашки	96,3	73,5 ± 4,6	1,1
	Перпендикулярно слоям шпона	116,5	73,5 ± 5,2	3,5
ДСП-В	Вдоль слоев шпона вдоль волокон рубашки	140,6	75,0 ± 5,3	0,3
	Перпендикулярно слоям шпона	245,2	133 ± 11,9	1,0
ДСП-Г	Вдоль слоев шпона вдоль волокон рубашки	126,0	74,0 ± 6,2	0,9
	Перпендикулярно слоям шпона	221,0	123 ± 9,0	0,3

Таблица 16.10

Результаты испытаний ДСП на растяжение и скалывание при длительном действии постоянной нагрузки [49]

Вид НДС пластика	Растяжение вдоль волокон рубашки			Скалывание пластика ДСП-Б	
	Пластик ДСП-Б	Пластик ДСП-В	Пластик ДСП-Г	Вдоль волокон рубашки в плоскости склейки	Вдоль волокон рубашки перпендикулярно слоям шпона
Предел прочности $\sigma_{\text{пр}}$, МПа	260,0	138,5	112,5	22,0	41,0
Предел долговременного сопротивления $\sigma_{\text{длв}}$, МПа	172,3 ± 2,8	74,4 ± 5,9	79,7 ± 3,8	15,2 ± 1,7	28,3 ± 2,0
База по времени, сут	1,2	5,7	2,4	1,6	0,7

Таблица 16.11

Результаты кратковременных машинных испытаний на виды НДС, не включенных в долговременные испытания [49]

Вид НДС	Пределы прочности марок пластика, МПа			
	ДСП-В		ДСП-В	ДСП-Г
Растяжение	Вдоль слоев шпона поперек волокон рубашки	Перпендикулярно слоям шпона	Перпендикулярно слоям шпона	Перпендикулярно слоям шпона
	33,5	7,0	3,6	1,7
Скалывание	В плоскости склейки поперек волокон рубашки		Вдоль волокон рубашки в плоскости склейки	Вдоль волокон рубашки в плоскости склейки
	8,0		20,0	19,5

ми из форм поперечных сечений для несущих конструкций являются фанерные трубы. Существует шесть технологических приемов изготовления труб: три – из шпона и три – из двухслойной трубной фанеры [47]. Последняя заготавливается в виде длинной ленты, состыкованной на ус из листов стандартных размеров. Предпочтительно непрерывное изготовление труб путем кривой навивки шпона или трубной фанеры. Усть-Ижорским, Костромским, Мантуровским, Уфимским, Череповецким и другими фанерными заводами был налажен выпуск фанерных труб длиной до 7 м. Трубы массового изготовления имеют фиксированную толщину стенок (см. прил. 15). Стандартная толщина, конкретная для каждого диаметра труб, обусловлена тем, что в самом начале их промышленного выпуска по ГОСТ 7017–64 они преимущественно предназначались для транспортирования различных жидкостей. Толщина стенки там определялась, в основном, величиной избыточного давления жидкости в трубопроводе.

В магистралях с агрессивными для стали жидкостями и, в частности, в нефтепроводах срок службы фанерных труб значительно дольше стальных. Использование труб в строительных конструкциях требует увеличения толщины фанерных стенок до 20 мм и более, что и было реализовано в [26, 40, 44, 47]. Из таких труб рационально изготавливать фермы пролетами до 36 м [26, 40] пролетных строений мостов до 18 м [47], башен [44], а также структурных пространственных конструкций с заменой стальных труб. Тонкостенный замкнутый профиль, имеющий наибольший радиус инерции, одинаковый относительно любых осей в плоскости поперечного сечения, является прекрасным материалом для сжатых стержней сквозных конструкций. Благодаря высокому коэффициенту однородности материала стенок труб, они имеют высокие расчетные характеристики [47, 26] (см. прил. 16).

Фермы из фанерных труб для покрытий зданий могут осуществляться по различным статическим схемам: треугольным, пятиугольным и полигональным, очерченным по дуге окружности. Для пролетных строений мостов преимущественно используются фермы с параллельными поясами (см. табл. 14.1). В решетчатых башнях предпочтительны трапециевидные схемы по типу односкатных ферм [44]. Наиболее рациональными являются схемы с максимальным количеством сжатых, более длинных, элементов решетки – раскосов.

Изготовленные отдельными звеньями методом рулонного свивания трубной фанеры элементы стыкуются по длине непосредственно на заводах. Равнопрочный с поперечным сечением трубы стык получается при склеивании обработанных на наружный и внутренний конусы концов звеньев при уклоне образующих поверхностей среза 1:10 – по аналогии с соединением на ус. Такая обработка делается на заводах-поставщиках одновременно с двух сторон звеньев труб. Запрессовка осуществляется с помощью стяжки, проходящей по оси трубы.

Важным вопросом при проектировании ферм из фанерных труб является решения узловых сопряжений (рис. 16.4–16.6). Единым для всех узлов является наличие вклеенных конических пробок из древесно-слоистого пластика марки П (ДСП-В) или бакелизированной фанеры. Опорные узлы выполняются в различных вариантах [26, 40, 44]. Если при склеивании заготовок для пробок верхнего пояса

оставляются выпуски в виде гребенки, а в створе с ними в отдельных слоях выпиливаются наклонные площадки по шаблону, то опорный узел осуществляется простым лобовым упором выпусков верхнего пояса в гнездо выпуска нижнего (см. рис. 16.4, б) [26].

При выполнении заготовок для пробок сплошными для обоих поясов соединение их в опорном узле выполняется по типу лобовой врубки с одним зубом (см. рис. 16.4, в) [40, 44] – по рис. 7 в [24]. При этом опасности скалывания в узле нет,

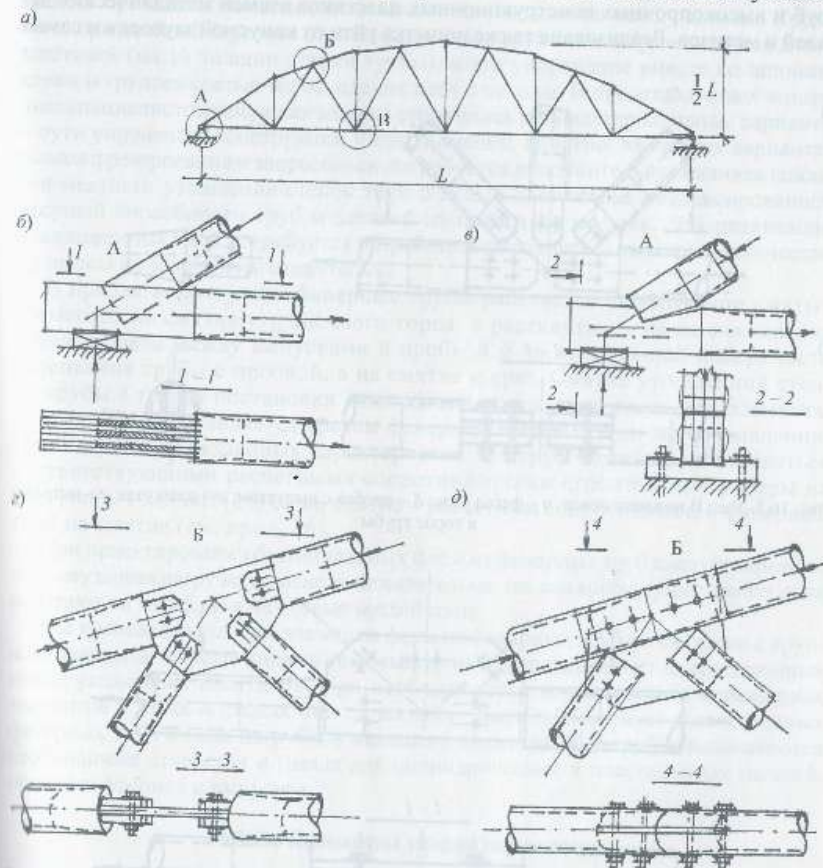


Рис. 16.4. Ферма из фанерных труб с узлами на традиционных выпусках и фасонках из ДСП-В с болтами из стали, ДСП-В или стеклопластика АГ-4С: а – схема фермы; б – вариант опорного узла А с простым лобовым упором выпусков; в – узел А по типу лобовой врубки; г – узел В на выпусках и фасонке; д – узел В с лобовым упором пробок, с врезанной фасонкой для крепления решетки

так как выпуски из бакелизированной фанеры и ДСП-В имеют высокие прочностные характеристики на срез (перерезание волокон шпона, см. п. 16.1, табл. 16.1 и СНиП [24]). Расчетное сопротивление срезу бакелизированной фанеры в 5,2–7,6 раз выше, чем максимальная величина $R_{ск}$ древесины вдоль волокон. У ДСП-В этот показатель еще выше – в 19,5 раза.

В примерах расчета и конструирования ферм (см. п. 16.3) отражены направления и поиски новых решений сквозных систем с использованием фанерных труб и высокопрочных конструктивных пластиков взамен металлических деталей и метизов. Реализована также попытка уйти от конусной заусовки и самих

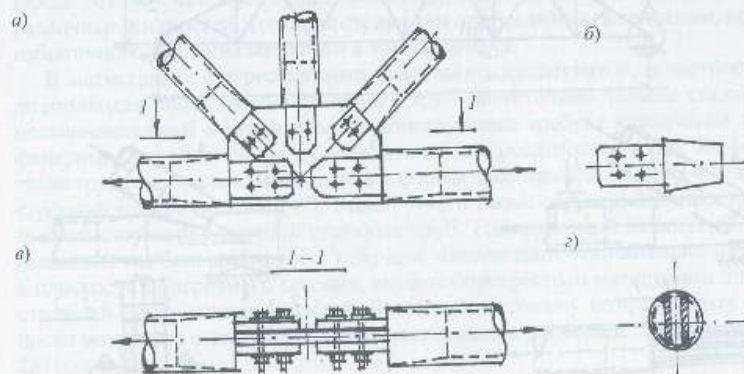


Рис. 16.5. Узел В нижнего пояса: а – фасад узла; б – пробка с выпуском; в – план узла; г – выпуски в торце трубы

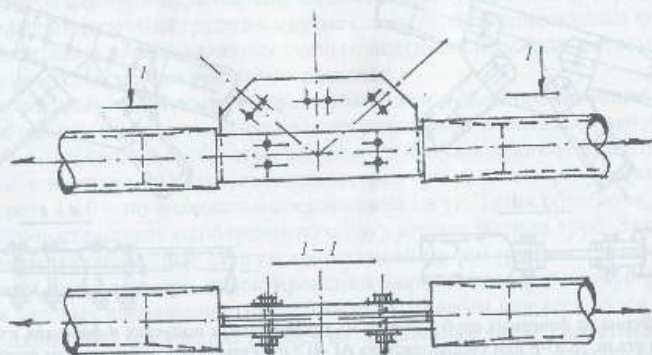


Рис. 16.6. Узел нижнего пояса с неразрезными выпусками, объединяющими две соседние пробки

труб, и пробок с последующей запрессовкой. Это традиционное решение стыков труб и узловых сопряжений элементов в решетчатых конструкциях сопряжено не только со значительными трудозатратами, но и с перерасходом наиболее дорогого материала на пробки. Немаловажно и то, что клеевое соединение на ус является лишь равнопрочным с фанерной трубой, а масса материала пробок далеко недоиспользуется в работе. При передаче усилий на трубы через выпуски и затем опять от труб на узловые выпуски и фасонки используется самое слабое звено в прочности слоистых пластиков – на скалывание между слоями. Кроме того, при двойной заусовке отдельных звеньев труб заметно уменьшается длина заготовок (на 10 толщин стенки трубы), и это укорочение вместе со шпоном, клеем и трудоемкостью изготовления идет в отходы. В представленных вниманию специалистов решениях авторы стремились дать альтернативные варианты и пути упрощения конструкции узлов. Конечно, понятно, что в этих вариантах взамен фрезерования и запрессовки потребуется дополнительная навивка шпона для местного утолщения стенок труб с целью достижения сбалансированной несущей способности труб и деталей из пластиков в узлах. Для реализации предложенных идей потребуется разработать дополнительные технологические процессы на заводах-изготовителях.

В предлагаемых узлах фанерные трубы работают в примыкании сжатых элементов на смятие утолщенного торца, в растянутых – не на скалывание клеевых швов между выпусками и пробкой и по заусованной поверхности склеивания трубы с пробкой, а на смятие и срез. Смятие утолщенной стенки трубы в гнезде постановки чеки-нагеля происходит вдоль оси элемента, скалывание здесь является срезом фанерной стенки в этом же направлении. При отсутствии указанных характеристик для труб можно воспользоваться соответствующими расчетными сопротивлениями строительной фанеры на срез (табл. 10 СНиП [24]), а на смятие – расчетным сопротивлением фанерных труб на сжатие (см. прил. 16).

При проектировании безметалльных ферм из фанерных труб следует помнить, что внесузовая нагрузка на панели нежелательна, так как трубы существенно хуже работают на изгиб, чем на осевые воздействия.

Все крепежные узловые элементы ферм из фанерных труб по аналогии с крупнопанельными конструкциями (см. выше) изготавливаются из высокопрочных конструктивных пластиков. При необходимости использования переходных элементов в узлах и стыках они легко могут быть получены из толстостенных фанерных труб в виде патрубков меньшего диаметра. В патрубке выполняются необходимые отверстия и гнезда для цилиндрических и пластинчатых нагелей, пропуска фасонки и выпусков.

16.3. Примеры проектирования

Пример 32. Спроектировать покрытие с применением ферм пролетом 22 м над зданием хранения дорожных машин длиной 54 м. Здание неотапливаемое. Место строительства – г. Приозерск Ленинградской области.

1. Описание конструкции покрытия

Условие эксплуатации Б2 (в нормальной зоне). Ограждающая часть покрытия состоит из неразрезных прогонов с шагом 0,9–1,5 м, равномерно расположенных по верхнему поясу, и сборных двухпролетных дощатых щитов, покрытых сплошным диагональным настилом из тонких и узких досок. Кровля – трехслойная, рубероидная.

Верхние пояса ферм кругового очертания выполнены из клеёных элементов массивного прямоугольного сечения из досок второго и третьего сортов, влажностью не более 15%. Решетка из древесины присоединяется к поясам при помощи металлических пластинок и болтов. Опорный узел выполнен в виде сварного башмака. Нижний пояс из уголков, стыки которого и прикрепление к опорному башмаку выполнены на сварке. Фермы установлены с шагом 6 м.

Пространственная неизменяемость покрытия обеспечивается кровельными щитами, надежно прикрепленными гвоздями к прогонам, а также связями в плоскости верхнего пояса ферм, расположенными через 18–24 м. Фермы попарно объединены вертикальными связями.

2. Геометрические параметры фермы

Принимаем высоту фермы $H = 3,5$ м, что составляет $\frac{L}{H} = \frac{22}{3,5} = 6,28$ м и находится в пределах $\frac{L}{H} = \left(\frac{1}{5} \dots \frac{1}{7}\right)$ в соответствии с рекомендуемыми значениями, приведенными в табл. 14.1.

Радиус кривизны верхнего пояса

$$R = \frac{L^2 + 4H^2}{8H} = \frac{22^2 + 4 \cdot 3,5^2}{8 \cdot 3,5} = 19,0357 \text{ м.}$$

Центральный угол дуги вычисляется (рис. 16.7)

$$\sin \frac{\alpha}{2} = \frac{L}{2R} = \frac{22}{2 \cdot 19,0357} = 0,57786; \quad 0,5\alpha = 35,3^\circ.$$

Верхний пояс фермы составляем из четырех блоков одинаковой длины, центральный угол каждого из которых будет

$$\beta = \frac{\alpha}{4} = \frac{35,3 \cdot 2}{4} = 17,65^\circ.$$

Длина дуги одного блока

$$S_1 = \frac{\pi R \beta}{180} = \frac{3,14 \cdot 19,0357 \cdot 17,65}{180} = 5,861 \text{ м.}$$

Нижний пояс состоит из трех панелей, каждая из которых длиной

$$AK = KL = LB = \frac{L}{8} = \frac{22}{8} = 2,75 \text{ м.}$$

Длина хорды одной панели верхнего пояса

$$AC = EB = 2R \cdot \sin \frac{\beta}{2} = 2 \cdot 19,0357 \cdot 0,1534 = 5,84 \text{ м,}$$

где $\sin \frac{\beta}{2} = \sin 8,825^\circ = 0,1534$.

Горизонтальная проекция панели AC верхнего пояса составляет величину

$$AC_1 = \frac{L}{2} - R \cdot \sin \beta = \frac{22}{2} - 19,0357 \cdot 0,303 = 5,23 \text{ м,}$$

где $\sin \beta = \sin 17,65^\circ = 0,303$.

Расстояние точки C до оси нижнего пояса

$$CC_1 = H - R(1 - \cos \beta) = 3,5 - 19,0357 \cdot (1 - 0,953) = 2,605 \text{ м,}$$

где $\cos \beta = \cos 17,65^\circ = 0,953$.

Угол наклона хорды AC к нижнему поясу

$$\operatorname{tg} \gamma = \frac{CC_1}{AC_1} = \frac{2,605}{5,23} = 0,498; \quad \gamma = 26,477^\circ.$$

Стрелка подъема дуги AC до хорды AC

$$C = R \left(1 - \cos \frac{\beta}{2} \right) = 19,0357 (1 - 0,988) = 0,2284 \text{ м,}$$

где $\cos \frac{\beta}{2} = \cos 8,825^\circ = 0,988$.

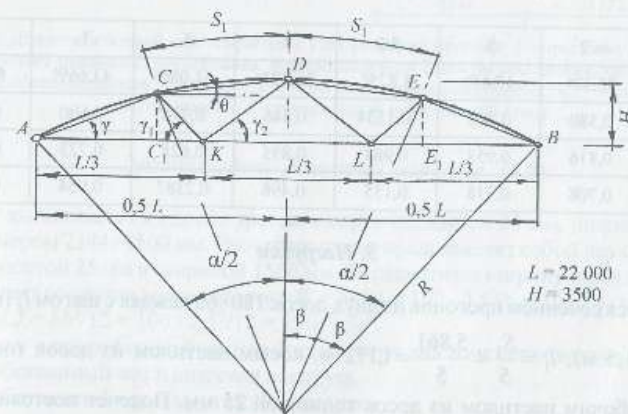


Рис. 16.7. Варианты схем нагрузок на ферму

Угол наклона элемента CK к нижнему поясу

$$\operatorname{tg} \gamma_1 = \frac{CC_1}{AK - AC_1} = \frac{2,605}{7,333 - 5,23} = 1,2387; \gamma_1 = 51,086^\circ.$$

Угол наклона элемента KD к нижнему поясу

$$\operatorname{tg} \gamma_2 = \frac{H \times 2}{K} = \frac{3,5 \times 2}{7,333} = 0,9546; \gamma_2 = 43,669^\circ.$$

Угол между хордой CD и горизонталью

$$\operatorname{tg} \nu = \frac{R - R \cos \beta}{R \sin \beta} = \frac{R(1 - \cos \beta)}{R \sin \beta} = \frac{1 - 0,953}{0,303} = 0,155; \nu = 8,817^\circ.$$

Длина подкоса CK

$$CK = \sqrt{(CC_1)^2 + (C_1K)^2} = \sqrt{2,605^2 + (7,333 - 5,23)^2} = 3,348 \text{ м.}$$

Длина подкоса KD

$$KD = \sqrt{H^2 + (0,5KL)^2} = \sqrt{3,5^2 + (0,5 \cdot 7,333)^2} = 5,069 \text{ м}$$

или

$$KD = \frac{H}{\sin \gamma_2} = \frac{3,5}{0,69049} = 5,069 \text{ м, где } \sin \gamma_2 = 0,69049.$$

Необходимые в дальнейшем значения углов сведены в табл. 16.12.

Таблица 16.12

Тригонометрические параметры фермы

Угол X	$\alpha/2$	β	$\beta/2$	γ	γ_1	γ_2	ν
X°	35,30°	17,65°	8,825°	26,477°	51,086°	43,669°	8,817°
$\sin X$	0,580	0,303	0,1534	0,446	0,778	0,690	0,153
$\cos X$	0,816	0,953	0,988	0,895	0,628	0,723	0,988
$\operatorname{tg} X$	0,708	0,318	0,155	0,498	0,2387	0,954	0,155

3. Нагрузки

Зададимся сечением прогонов из двух досок 180×60 каждая с шагом l_1 (в пределах $0,9 = 1,5$ м), $l_1 = \frac{S_1}{5} = \frac{5,861}{5} = 1,172$ м, косым настилом из досок толщиной

16 мм и рабочим настилом из досок толщиной 25 мм. Подсчет постоянной нагрузки приведен в табл. 16.13.

Нагрузки на 1 м^2 площади здания

Таблица 16.13

	Состав нагрузки	q_n , кг/м ²	γ_f	q_p , кг/м ²
1	Трехслойный рубероидный ковер	12	1,3	15,6
2	Косой настил из досок толщиной 16 мм $0,016 \times 500$	8	1,1	8,8
3	Рабочий настил из досок толщиной 25 мм третьего сорта $0,025 \times 500$	12,5	1,1	13,75
4	Соединительные элементы настила	6	1,1	6,6
	Итого	38,5		44,75
5	Прогон из двух досок 60×180 с шагом 1,172 м $\frac{2 \times 0,18 \times 0,06 \times 500}{1,172}$	9,22	1,1	10,14
	Итого	47,72		54,89

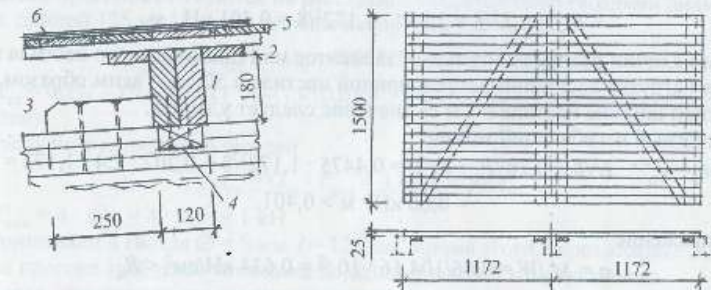


Рис. 16.8. Дощато-гвоздевой щит покрытия и узел опирания прогона: 1 – прогон из двух досок на ребро; 2 – щит покрытия; 3 – бобышка, воспринимающая скатную составляющую нагрузки; 4 – бобышка, обеспечивающая устойчивость верхнего пояса фермы из плоскости; 5 – защитный косой настил кровли; 6 – трехслойный рубероидный ковер

Двухпролетный дощатый щит (рис. 16.8)

Щит выполняется из досок третьего сорта толщиной 25 мм, шириной 75–125 мм, размером 2344×1500 мм. Расчетная схема представляет собой двухпролетную балку высотой 25 мм и шириной 1500 мм. За расчетную ширину щита принимаем 1 м, момент сопротивления которого $W = bh^2/6 = 100 \cdot 2,5^2/6 = 104,16 \text{ см}^3$ и момент инерции $J = bh^3/12 = 100 \cdot 2,5^3/12 = 130,2 \text{ см}^4$.

Оценку несущей способности выполняем на два сочетания нагрузок.

1. Собственный вес и снеговая нагрузка.

2. Собственный вес и монтажная нагрузка

$$P_u = 1 \text{ кН}; \quad \gamma_f = 1,2; \quad P_p = 1,2 \text{ кН.}$$

Нормативная постоянная нагрузка

$$g_n^{c.a} = 0,385 \cdot 1 = 0,385 \text{ кН/м.}$$

Расчетная постоянная нагрузка

$$g_p^{c.a} = 0,4475 \cdot 1 = 0,4475 \text{ кН/м.}$$

Нормативная снеговая нагрузка

$$q_{n1} = \omega_0 \mu_1 = 1,5 \cdot 0,7857 = 1,17855 \text{ кН/м.}$$

Расчетная снеговая нагрузка

$$q_{p1} = q_{n1} \gamma_f = 1,17855 \cdot 1,6 = 1,886 \text{ кН/м.}$$

В результате

$$q_n = g_p^{c.a} + q_{n1} = 0,385 + 1,17855 = 1,564 \text{ кН/м.}$$

$$q_p = g_p^{c.a} + q_{p1} = 0,4475 + 1,886 = 2,334 \text{ кН/м.}$$

Изгибающий момент над опорой

$$M_p = q_p L^2 / 8 = 2,334 \cdot 1,172^2 / 8 = 0,401 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

При наличии распределительных элементов или диагонального настила монтажная нагрузка воспринимается шириной настила в 50 см. Таким образом, при расчетной ширине настила в 1 м ее значение следует удвоить.

Расчетный изгибающий момент

$$M_p = g_p^{c.a} \cdot L^2 / 8 + 0,207 P_p \cdot 2 \cdot L = 0,4475 \cdot 1,172^2 / 8 + 0,207 \cdot 2,4 \cdot 1,172 = 0,66 \text{ кН} \cdot \text{м} > 0,401.$$

Напряжение

$$\sigma = M_p / W = 0,66 / 104,16 \cdot 10^{-2} = 0,634 \text{ кН/см}^2 < R_n$$

где для древесины третьего сорта $R_n = 0,85 \text{ кН/см}^2$ [24].

Толщину рабочего настила можно было бы уменьшить. Например, принять 22 мм. Тогда $W = 100 \cdot 2,2^2 / 6 = 80,66 \text{ см}^3$ и $\sigma = 0,66 / 80,66 = 0,818 \text{ кН/м}^2 < R_n$.

Для повышения надежности крыши принимаем рабочий настил из досок толщиной 25 мм. Но доски толщиной 16–22 мм обычно заготавливают из высоко- сортного леса в качестве полуфабриката для вагонки.

Многосредный прогон

Нормативная и расчетная нагрузки

$$q_n = (g_n^{c.a} + q_{n1}) \cdot 1,172 = (0,4772 + 1,17855) \cdot 1,172 = 1,94 \text{ кН/м;}$$

$$q_p = (g_p^{c.a} + q_{p1}) \cdot 1,172 = (0,5489 + 1,886) \cdot 1,172 = 2,85 \text{ кН/м.}$$

Момент сопротивления и момент инерции сечения из двух досок 60×180 мм второго сорта

$$W = bh^2 / 6 = 2 \cdot 6 \cdot 18^2 / 6 = 648 \text{ см}^3;$$

$$J = bh^3 / 12 = 2 \cdot 6 \cdot 18^3 / 12 = 5832 \text{ см}^4.$$

Расчетный изгибающий момент над промежуточными опорами

$$M_p = q_p \cdot l^2 / 12 = 2,854 \cdot 6^2 / 12 = 8,562 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Напряжение

$$\sigma = M_p / W = 8,562 \cdot 100 / 648 = 1,32 \text{ кН/см}^2 \approx R_n = 1,3 \text{ кН/см}^2.$$

Перегрузка $(1,32 - 1,3) \cdot 100 / 1,3 = 1,53\%$ – допустима.
Относительный прогиб

$$f / l = q_n l^4 / 384 \cdot E \cdot J = 1,94 \cdot 10^{-2} \cdot 6^3 \cdot 10^6 / 384 \cdot 1000 \cdot 5832 = \frac{1}{534} < \left[\frac{f}{l} \right] = \frac{1}{200},$$

где $E = 1000 \text{ кН/см}^2$.

В крайних прогонах изгибающий момент $ql^2/10 > ql^2/12$, поэтому они перегружены и усиливаются третьей доской, перепущенной через вторую от края опору.

Доски прогонов стыкуются на расстояниях 0,21l от опор гвоздями диаметром 5 мм, длиной 125 мм. Гвозди должны воспринимать усилие

$$Q_{св} = M_{оп} / 2 \cdot X_{гн} = 8,562 / 2 \cdot 1,185 = 3,61 \text{ кН,}$$

где $X_{гн} = 0,21l - 15d_{гн} = 0,21 \cdot 6 - 15 \cdot 0,05 = 1,185 \text{ м}$ (в предположении одного ряда гвоздей).

Требуемое количество гвоздей

$$n_{гн} = Q_{св} / T_{мин} = 3,61 / 1 = 3,61,$$

где $T_{мин} = 4 \cdot d_{гн}^2 = 4 \cdot 0,5^2 = 1 \text{ кН}$.

Принимаем 4 гвоздя $\varnothing = 5 \text{ мм}$, $l = 125 \text{ мм}$. Кроме этого, через каждые 50 см по длине прогона требуется установка по одному гвоздю конструктивно.

После некоторого отступления, вызванного оценкой несущей способности конструктивных элементов крыши, продолжим сбор нагрузок на ферму.

Снеговая нагрузка

Город Приозерск находится на границе между III и IV снеговыми районами. Принимаем снеговую нагрузку по IV снеговому району $\omega_0 = 1,5 \text{ кН/м}^2$ [27].

Нормативная снеговая нагрузка по варианту 1 (рис. 16.9)

$$q_{n1} = \omega_0 \mu_1 = 1,5 \cdot 0,7857 = 1,17855 \text{ кН/м}^2,$$

где $\mu_1 = L / 8H = 22 / 8 \cdot 3,5 = 0,7857$.

Максимальная нормативная снеговая нагрузка по варианту 2

$$q_{n2} = \omega_0 \mu_2 = 1,5 \cdot 1,96 = 2,94 \text{ кН/м}^2,$$

где $\mu_2 = f(H/L)$; при $H/L = 1/6,28$ по интерполяции $\mu_2 = 1,96$.

Коэффициент надежности для снеговой нагрузки J принимается $\gamma_f = f(g_n / q_n)$ при $g_n / q_n = 0,4772 / 1,17855 = 0,405 < 0,8$. $\gamma_f = 1,6$.

Оценим величину собственного веса фермы, нормативное значение нагрузки от которого

$$g_{\text{ц}}^{\phi} = (g_n + q_{\text{н1}}) / (1000 / K_{\text{св}} L - 1) = (0,4772 + 1,17855) / (1000 / 3,5 \cdot 22 - 1) = 0,1381 \text{ кН/м}^2,$$

где $K_{\text{св}} = 3,5$; $L = 22$.

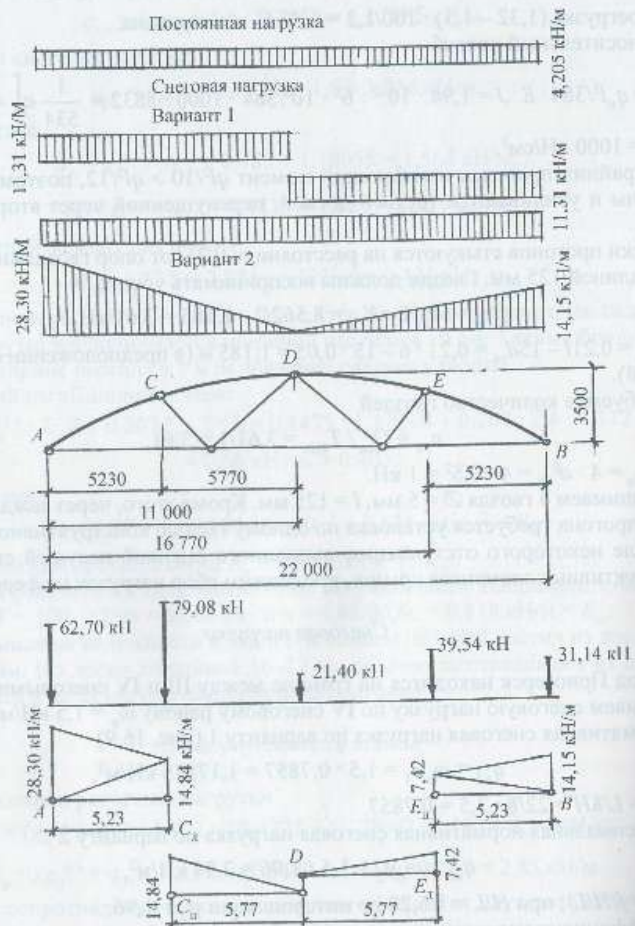


Рис. 16.9. Варианты схем нагрузок на ферму

Расчетная нагрузка от собственного веса фермы

$$g_p^{\phi} = g_n^{\phi} \cdot \gamma_f = 0,1381 \cdot 1,1 = 0,1519 \text{ кН/м}^2.$$

Все нагрузки на ферму прилагаем к верхнему поясу.

Постоянная расчетная нагрузка на 1 м длины фермы от собственного веса крыши и фермы

$$g_p = (g_p^{\text{св}} + g_p^{\phi}) \cdot 6 = (0,5489 + 0,1519) \cdot 6 = 4,205 \text{ кН/м}.$$

Узловая постоянная нагрузка

$$P_p^{\text{св}} = g_p \cdot L / 4 = 4,205 \cdot 22 / 4 = 23,2 \text{ кН}.$$

Расчетная снеговая нагрузка на 1 м длины фермы от снега по варианту 1

$$q_{p1} = q_{\text{н1}} \cdot \gamma_f \cdot 6 = 1,17855 \cdot 1,6 \cdot 6 = 11,31 \text{ кН/м}.$$

С некоторым допущением расчетная узловая нагрузка от снега по варианту 1

$$P_{p1} = q_{p1} \cdot L / 4 = 11,31 \cdot 22 / 4 = 62,2 \text{ кН}.$$

Максимальная расчетная нагрузка на 1 м длины фермы от снега по варианту 2 (над опорой А)

$$q_{p2} = q_{\text{н2}} \cdot \gamma_f \cdot 6 = 2,94 \cdot 1,6 \cdot 6 = 28,3 \text{ кН/м}.$$

Расчетная нагрузка на 1 м длины фермы над узлом С от снега по варианту 2

$$q_{\text{ср2}} = q_{p2} \cdot (0,5L - AC_1) / 0,5L = 28,3 \cdot (11 - 5,23) / 11 = 14,84 \text{ кН/м}.$$

Расчетные узловые нагрузки от снега по варианту 3 определяем как сумму опорных реакций однопролетных балок от линейно переменной нагрузки (см. рис. 16.9, 16.10).

$$\sum M_c^{\text{н}} = 0; A \cdot 5,23 - 28,3 \cdot 5,23^2 \cdot 2/6 - 14,84 \cdot 5,23^2 \cdot 2/6 = 0;$$

$$A = 62,27 \text{ кН}; P_{A2} = 62,27 \text{ кН}.$$

$$\sum M_A^{\text{н}} = 0; C_n \cdot 5,23 - 28,3 \cdot 5,23^2 \cdot 2/6 - 14,84 \cdot 5,23^2 \cdot 2/6 = 0;$$

$$C_n = 50,54 \text{ кН};$$

$$\sum M_D^{\text{н}} = 0; C_n \cdot 5,77 - 14,84 \cdot 5,77^2 \cdot 2/6 = 0;$$

$$C_n = 28,54 \text{ кН}; P_{C2} = C_n + C_n = 79,08 \text{ кН};$$

$$\sum M_E^{\text{н}} = 0; D_n \cdot 5,77 - 14,84 \cdot 5,77^2 \cdot 2/6 = 0; D_n = 14,27 \text{ кН}.$$

В соответствии со схемой снеговой нагрузки по варианту 2 узловые расчетные нагрузки в узлах E и B будут в два раза меньше.

$$P_{E2} = 1,5 D_n = 21,4 \text{ кН};$$

$$P_{B2} = 0,5 P_{C2} = 39,54 \text{ кН};$$

$$P_{A2} = 0,5 P_{A2} = 31,14 \text{ кН}.$$

Статический расчет фермы

Усилия в элементах фермы определяются по общим правилам строительной механики: построением диаграммы усилий, методом сечений или вырезанием узлов.

Построим диаграмму усилий. Диаграмму усилий от единичных нагрузок, с некоторым приближением, используем для определения усилий в элементах фермы от собственного веса и снеговых нагрузок по варианту 1.

Усилия от снеговых нагрузок по варианту 2 получим из диаграммы усилий, иллюстрированной в уменьшенном масштабе.

Для построения диаграммы усилий необходимо знать опорные реакции.

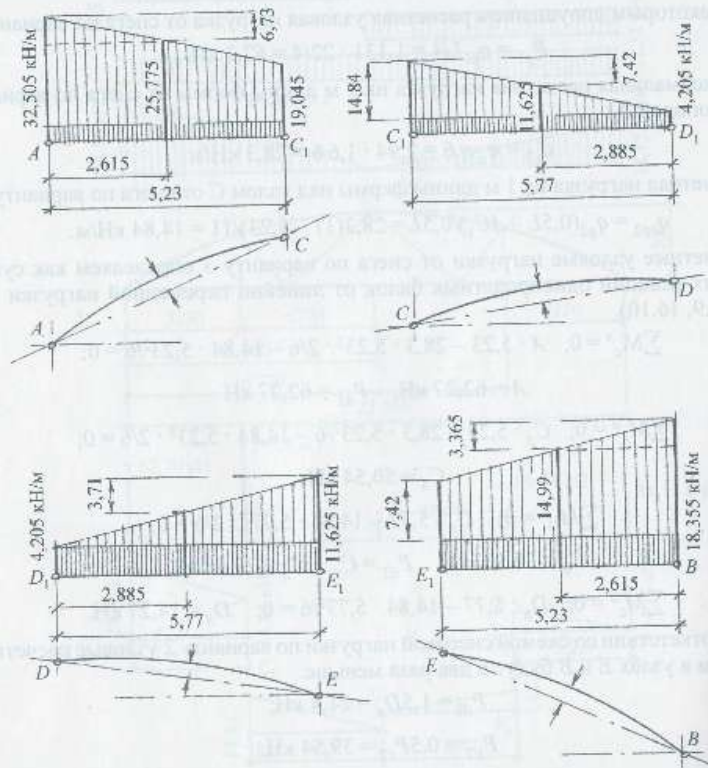


Рис. 16.10. Расчетные схемы и нагрузки отдельных панелей фермы

Значения опорных реакций от единичных нагрузок слева

$$\sum M_A = 0; B \cdot 22 - 0,5 \cdot 11 - 1 \cdot 5,23 = 0; B = 0,488 \text{ кН,}$$

$$\sum M_B = 0; A \cdot 22 - 0,5 \cdot 22 - 1 \cdot 16,77 - 0,5 \cdot 11 = 0; A = 1,512 \text{ кН.}$$

Значения опорных реакций от узловых нагрузок от снега по варианту 2

$$\sum M_A = 0; B \cdot 22 - 31,14 \cdot 22 - 39,54 \cdot 16,77 - 21,4 \cdot 11 - 79,08 \cdot 5,23 = 0; B = 90,8 \text{ кН.}$$

$$\sum M_B = 0; A \cdot 22 - 62,27 \cdot 22 - 79,08 \cdot 16,77 - 21,4 \cdot 11 - 39,54 \cdot 5,23 = 0; A = 142,6 \text{ кН.}$$

Результаты графического расчета внесены в табл. 16.14. Максимальные расчетные усилия в элементах поясов ферм получены от нагрузок собственного веса и снеговых по варианту 1 путем суммирования их значений. Расчетные значения продольных усилий в элементах решетки получены при снеговых нагрузках по варианту 2 с учетом усилий от собственного веса. Каждый элемент решетки может испытывать как растяжение, так и сжатие.

Выбор сечений элементов фермы

Верхний пояс. Рассматриваем элементы верхнего пояса фермы как криволинейные балки с распределенной поперечной нагрузкой в горизонтальной проекции, к которым по концам приложены продольные усилия по линии хорды. Каждый элемент верхнего пояса является сжато-изогнутым стержнем, изгибающий момент в котором

$$M_p = M_q - M_N = q_p l_1^2 / 8 - N_p C,$$

где q_p – расчетная поперечная нагрузка, кН/м; l_1 – горизонтальная проекция элемента, м; N_p – продольное усилие, кН (табл. 16.14); $C = 0,2284$ м – стрелка подъема.

По-видимому, определяющим для подбора сечения элемента является максимальное значение изгибающего момента M_p . Выясним при каких сочетаниях нагрузок $M_p = M_{p \max}$.

Снеговая нагрузка по варианту 1 на всем пролете:

Элемент AC $AC_1 = 5,23 \text{ м}; N = 78,07 + 209,3 = 287,37 \text{ кН};$

$$q_p = 11,31 + 4,205 = 15,52 \text{ кН/м};$$

$$M_p = 15,52 \cdot 5,23^2 / 8 - 287,37 \cdot 0,2284 = 12,58 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Элемент CD $C_1 D_1 = 5,77; N = 71,04 + 190,46 = 261,5 \text{ кН};$

$$q_p = 15,52 \text{ кН/м};$$

$$M_p = 15,52 \cdot 5,77^2 / 8 - 261,5 \cdot 0,2284 = 4,86 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Снеговая нагрузка по варианту 1 слева:

Элемент AC $q_p = 15,52 \text{ кН/м}; N = 78,07 + 142,44 = 220,51 \text{ кН};$

$$M_p = 15,52 \cdot 5,23^2 / 8 - 220,51 \cdot 0,2284 = 2,7 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$