

ВВЕДЕНИЕ

Древесина – древний и в то же время самый современный и перспективный строительный материал, единственный, который постоянно воссоздается в природе. Правильная организация воспроизводства лесов позволит постоянно получать древесные материалы в необходимом количестве.

Важными преимуществами деревянных конструкций являются: 1) минимальные затраты энергии при их изготовлении, 2) экологически чистая утилизация отходов переработки древесины и дерева, оставшихся после эксплуатации конструкций и сооружений.

Деревянные рамы являются одним из важных и ответственных видов деревянных конструкций. Рамы относятся к распорным деревянным конструкциям. Первоначально область их применения ограничивалась складскими зданиями. В дальнейшем рамы стали широко применяться для зданий спортивно-зрелищного назначения. Кроме того, деревянные рамы могут быть рекомендованы для возведения различных торговых и выставочных сооружений, производственных зданий.

При проектировании деревянных конструкций следует учитывать особенности работы древесины в различных температурно-влажностных условиях эксплуатации. Для обеспечения необходимой долговечности деревянных конструкций необходимо соблюдать на всех стадиях (изготовления, монтажа и эксплуатации) требования по защите их от увлажнения и биоповреждения, а также требования пожарной безопасности.

В данных методических указаниях излагается методика расчета трех - и двухшарнирных рам. Приводятся примеры расчета и конструирования. В приложении приводятся справочные данные необходимые для расчетов.

1. ВИДЫ ДЕРЕВЯННЫХ РАМ.

Рамы являются одним из основных классов несущих деревянных конструкций. Их форма вполне соответствует большинству производственных и общественных зданий. Наклонные ригели и вертикальные стойки служат основаниями для настилов покрытий и обшивок стен.

В строительстве в основном применяют однопролетные двускатные рамы при пролетах от 9 до 36 м.

Хотя деревянные рамы требуют большего расхода древесины на изготовление, чем арки, но они проще в изготовлении.

Деревянные рамы делятся по ряду признаков. По статическим схемам деревянные рамы могут быть статически определимыми и однократно статически неопределимыми (рис.1). Статически определимой является трехшарнирная рама (рис.2). Преимущество этой схемы в независимости действующих в ее сечениях усилий от осадки фундаментов и относительной простоте решений опорных шарнирных узлов. А к недостаткам этой схемы относится возникновение больших изгибающих моментов в карнизных сечениях или узлах.

Двухшарнирная схема с жесткими опорными узлами (рис.3) является однажды статически неопределимой. Достоинство этой схемы в отсутствии изгибающих моментов в шарнирных соединениях ригеля со стойками. Такое решение упрощает их конструкцию и дает возможность применения в качестве ригеля клеедеревянных балок, арок с затяжками, сегментных и треугольных ферм. К недостаткам этой схемы следует отнести наличие жестких опорных узлов, в которых действуют изгибающие моменты (и чьи конструкции

сложнее шарнирных), а также зависимость величин усилий в рамах от осадок опор.

Двухшарнирная схема с шарнирными опорными узлами также однажды статически неопределима. Преимущество такой рамы – отсутствие изгибающих моментов в шарнирных опорных узлах. Это позволяет просто решать конструкцию рамы и применять в качестве ригеля клеедеревянные балки (либо фермы с опорными стойками). К недостатку этой схемы следует отнести наличие жестких карнизных узлов, в которых действуют изгибающие моменты, усложняющие конструкцию узлов.

По конструкции деревянные рамы делятся на трех - и двухшарнирные: клеедеревянные, цельнодеревянные и клеефанерные.

Один из основных видов деревянных рам – трехшарнирные клеедеревянные рамы заводского изготовления. Они бывают бесподкосными, но могут иметь от двух до четырех подкосов (рис.2). Элементы этих рам имеют прямоугольные клеедеревянные сечения постоянной ширины и переменной, а в подкосах постоянной высоты.

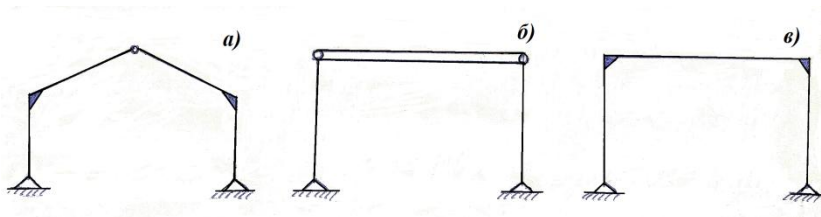
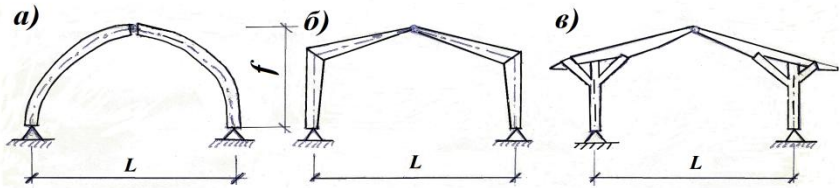


Рис.1. Статические схемы деревянных рам.

а – трехшарнирная; б – двухшарнирная жестко опертая;
в – двухшарнирная шарнирно опертая.



$L = 12-24 \text{ м}$

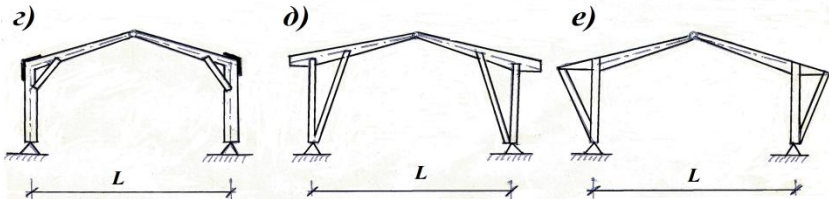


Рис.2. Клеедеревянные трехшарнирные рамы.

а – гнutoкклееная; б – ломаноклееная; в – четырехподкосная; г – двухподкосная; д – с внутренними опорными подкосами; е – с наружными опорными подкосами.

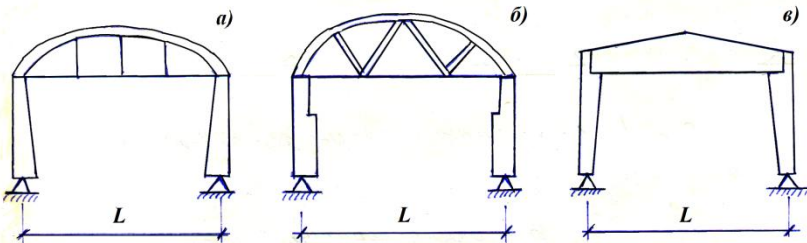


Рис.3. Двухшарнирные клеедеревянные рамы.

а – с жесткими опорами и аркой; б – с жесткими опорами и фермой; в – с шарнирными опорами и клеедеревянной балкой.

Гнutoкклееная трехшарнирная рама (рис.2,а) состоит из двух полурам Г-образной формы прямоугольного (но переменного по высоте) сечения, изогнутых при изготовлении в зоне будущего карниза. Одно из достоинств этой рамы в том, что она состоит из двух крупных элементов (полурам), соединяемых всего в трех

узлах при сборке: двух опорных и коньковом. Поэтому время сборки таких рам и трудоемкость минимальны. Вторым достоинством этих рам является переменная высота сечений: максимальная в зоне выгиба, где действуют максимальные изгибающие моменты, и минимальная в узлах, где моменты отсутствуют. Это позволяет рационально использовать прочность древесины и экономить ее.

К недостатку этих рам следует отнести возможные затруднения при транспортировке на значительные расстояния. В сечениях гнутых участков сжимающие напряжения больше, чем в прямых, в то время как расчетные сопротивления сжатию (которые зависят от отношения радиуса выгиба к толщине изогнутых досок) существенно ниже. Более сложна и технология изготовления гнутоклееных полурам. При изготовлении рам требуются тонкие доски, которые можно сгибать по минимально допускаемому радиусу $r_k = 150a$ (где a – толщина доски). Это увеличивает трудоемкость изготовления, расход древесины и клея. Кроме того, в зонах карниза требуются дополнительные наклонные стержни для опирания на них настила.

Ломаноклееная рама (рис.2,б) также состоит из двух полурам Г-образной формы. Полурама состоит из двух прямых элементов – стойки и полуригеля, имеющих переменные сечения. Максимальные сечения в зоне перелома оси – в карнизном узле. Стойка и полуригель соединяются под необходимым углом наклонным зубчатым шипом.

Как и гнутоклееная рама, ломаноклееная малотрудоемка при монтаже, но более проста и менее трудоемка при изготовлении.

Ломаноклеенные полурамы изготавливают из прямых заготовок постоянного сечения (которые склеивают из

досок), которые затем распиливают по диагонали для получения переменного сечения. Вследствие этого экономится древесина при острожке, а также клей.

К недостаткам такой рамы относятся:

1. Рамы трудно транспортировать;
2. Древесина в зоне перелома оси и зубчатого стыка (в зоне максимальных изгибающих моментов) работает на нормальные напряжения от сжатия с изгибом под значительным углом к направлению волокон. Расчетные сопротивления древесины при этом снижаются, увеличиваются размеры сечения.

Клеедеревянная трехшарнирная четырехподкосная рама (рис.2,в) состоит из двух стоек, двух полуригелей переменной высоты сечения и четырех подкосов постоянного сечения. Подкосы соединяют стойки с ригелем и создают дополнительные опоры для ригеля. Такое конструктивное решение приводит к уменьшению изгибающих моментов в ригеле. Но при этом существенно уменьшаются моменты в стойках. Эта рама сборно-разборная, состоящая из прямых клеедеревянных элементов. Основным недостатком этой рамы является большое число узлов и элементов. Отсюда повышенная трудоемкость изготовления и сборки. Эти рамы рационально применять в покрытиях навесов.

Двухподкосная клеедеревянная трехшарнирная рама (рис.2, г) состоит из двух стоек, двух полуригелей и двух подкосов. Полуригели имеют переменное сечение, а подкосы – постоянное.

К недостаткам этой рамы следует отнести:

1. наличие значительных растягивающих усилий в карнизных узлах, для восприятия которых необходимо применять металлические крепления и винты;

2. изгибающие моменты в стойках и ригелях такой рамы значительно больше, чем в рамах с парными подкосами;

3. подкосы уменьшают свободное пространство помещения.

Клеедеревянная трехшарнирная рама с опорными подкосами (рис.2, д) состоит из двух полуригелей переменного сечения, двух подкосов и двух стоек постоянного сечения. Достоинства этой рамы те же, что и для других подкосных рам. А основные недостатки – работа стоек на растяжение и изгиб от ветровой нагрузки, что усложняет конструкции узлов, сечения которых определяются по условию предельно допускаемой гибкости.

Клеедеревянная трехшарнирная рама с наружными раскосами (рис.2, е) имеет достоинства и недостатки те же, что и другие подкосные рамы. Наружные раскосы работают в этой раме на растяжение и могут выполняться как из клееной древесины, так и из стали. Наружные раскосы в этой раме не уменьшают внутреннего пространства помещения.

Двухшарнирные клеедеревянные рамы (рис.3) состоят из трех конструктивных элементов – двух вертикальных стоек и горизонтального ригеля. Основное достоинство этих рам – относительная простота изготовления и транспортирования прямых стоек и балочных конструкций по сравнению с гнутыми и ломаными полурамами. Горизонтальные ригели, кроме того, удобны для крепления к ним подвесного потолка (необходимого в некоторых случаях). Недостатком двухшарнирных рам является большая трудоемкость сборки и зависимость усилий в их элементах от возможных осадок опор.

Двухшарнирная клеедеревянная рама с жесткими опорными узлами (рис.3, а и б) может иметь две

клеедеревянные стойки постоянного, переменного или ступенчатого сечения. Наиболее экономичны стойки переменного сечения, так как в опорном сечении, где действуют максимальные моменты, они имеют максимальную высоту. Стойки постоянного сечения проще в их изготовлении, зато стойки ступенчатой формы позволяют опирать на их ступени клеедеревянные балки мостовых кранов небольшой грузоподъемности. Ригель такой рамы может представлять собой: клеедеревянную двускатную балку; арку с затяжкой; сегментную или треугольную клеедеревянную ферму, шарнирно опирающуюся на стойки. Не представляет затруднений решение шарнирных узлов опирания таких конструкций на стойки. Основным же недостатком этой рамы – относительно большая сложность жестких опорных узлов стоек, чем шарнирных.

Двухшарнирная рама с жесткими опорными узлами может иметь и комбинированную конструкцию. Например, клеедеревянные конструкции ригеля могут шарнирно опираться на сборные железобетонные колонны. В этом случае деревянные конструкции ригеля менее подвержены опасности загнивания и повреждения. А железобетонные колонны имеют стандартные конструкции жестких опорных узлов.

Двухшарнирная клеедеревянная рама с шарнирными узлами (рис.3, в) может иметь две стойки постоянного или переменного клеедеревянного сечения (с наименьшей высотой в опорных узлах, где нет изгибающих моментов). Ригелем для этой рамы могут служить клеедеревянная, деревянная двускатная балка или пятиугольная ферма. Балка и ферма крепятся к стойкам на разных высотах, в результате чего образуется жесткое рамное соединение. Достоинством этой рамы является простая конструкция шарнирных опорных узлов, а недостатком – более сложное

решение жестких креплений ригеля к стойкам. Но значительная жесткость ригелей (в плоскости рамы) позволяет не учитывать изгибающие моменты от действующих на ригель основных вертикальных нагрузок.

Трехшарнирная дощато-гвоздевая рама состоит из дощато-гвоздевых двутавровых стоек и полуригелей переменной высоты. Пояса стоек и полуригелей состоят из толстых двойных досок, а стенка – из двух перекрестных слоев тонких досок. Доски соединяются соответственно болтами и гвоздями. Такие рамы просты, но трудоемки в изготовлении. Поэтому такие рамы на практике редко применяются.

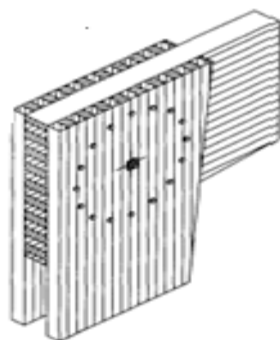
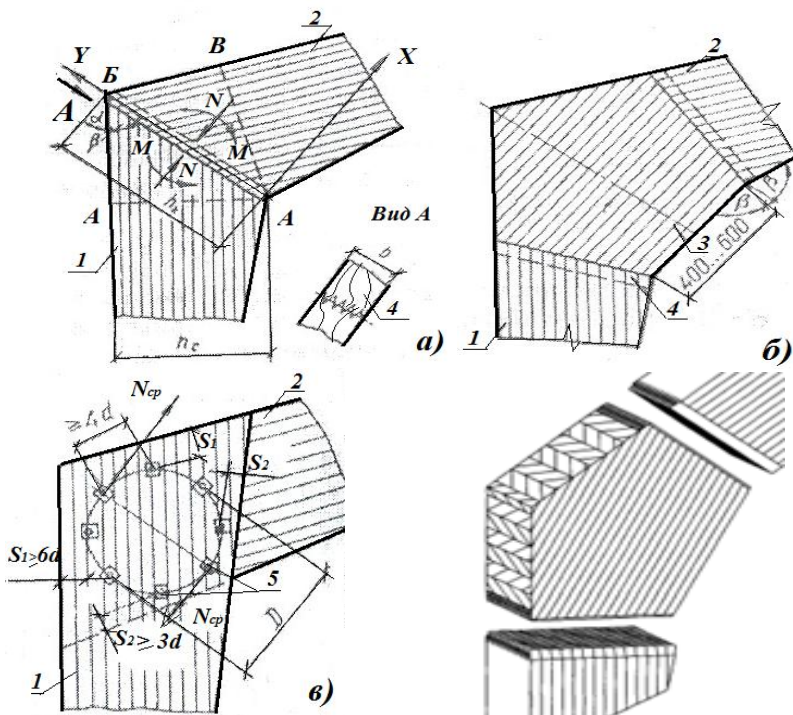
Трехшарнирные сквозные цельнодеревянные рамы состоят из стоек и полуригелей переменной высоты из брусьев или толстых досок, соединенных болтами. Такие рамы трудоемки в изготовлении и поэтому в настоящее время не используются.

Расчет рам производится на различные сочетания нагрузок от собственного веса, ветровой, снеговой и других нагрузок. Раму рассчитывают как трехшарнирную конструкцию. По результатам расчета строят эпюры изгибающих моментов, продольных и поперечных сил.

2. КОНСТРУКЦИИ ТРЕХШАРНИРНЫХ РАМ И ИХ УЗЛОВ.

Трехшарнирные рамы выполняют, как правило, дощато-клееными прямоугольного, преимущественно переменного поперечного сечения (по длине стоек и ригелей). Уклон внутренней кромки относительно наружной принимают не более 15 %.

Соединяют стойки и ригели в карнизном узле (рис. 4, 5) в зависимости от условий изготовления рам разными способами.



**Рис. 4. Карнизные узлы
трехшарнирных рам из
прямолинейных элементов.**

а – узел на зубчатом стыке; б – то же, с вклеенной вставкой; в – то же, на стальных нагелях; 1 – стойка; 2 – ригель; 3 – вставка; 4 – зубчатый стык; 5 – болт.

Наиболее широко применяется соединение ригеля и стойки по биссектрисе карнизного узла с помощью зубчатого стыка (рис. 4,а). Стык осуществляют

фрезерованием готовых элементов стоек и ригелей с последующим склеиванием в заводских условиях. Для этого изготавливают прямолинейные клееные элементы стоек и ригелей в виде балок из досок толщиной 33 мм. Затем балки распиливают для получения двух элементов переменного сечения. При этом рекомендуется высоту ригеля в коньке принимать не менее $0,3h$, а стойки в опорном узле – не менее $0,4h$ (где h – наибольшая высота сечения в коньке).

Иногда для экономии древесины карнизный узел выполняют с вклеенной вставкой длиной 40-60 см. (рис. 4,б). Вставку соединяют со стойкой и ригелем зубчатым стыком. Напряжения в карнизном узле при этом от действия наибольшего изгибающего момента воспринимаются цельным сечением вставки вдоль волокон. (В узле без вставки напряжения действуют под углом к волокнам.)

Ригели со стойками можно соединять с помощью болтов, располагаемых в узле по окружности. В этом случае ригель выполняют более узким, чем стойка и устанавливают в прорезь верхней части стойки (рис. 4,в).

Существуют и другие способы крепления стоек и ригелей с помощью стальных накладок, наклеенных листов бакелизированной фанеры и др.

В гнутоклееных рамах полурамы изготавливают гнутьем тонких досок толщиной не более $1/150$ радиуса кривизны. По длине ригель и стойки могут быть переменного сечения, которое достигается устройством по высоте сечения уступа. Высота сечения изменяется плавно от шарнира до начала закругления. Рекомендуется уступы опиливать изнутри рамы по наклонной к ее оси линии. Криволинейную часть полурамы иногда заменяют

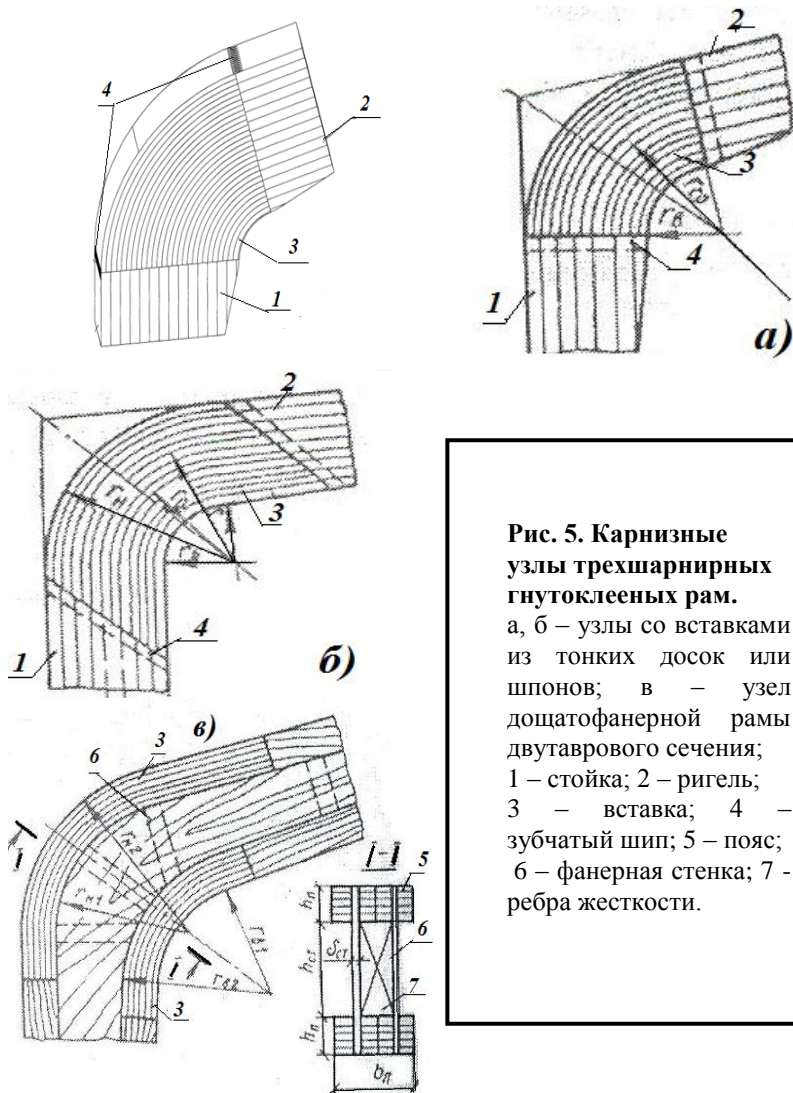


Рис. 5. Карнизные узлы трехшарнирных гнутоклеевых рам.

а, б – узлы со вставками из тонких досок или шпонов; в – узел дощатофанерной рамы двутаврового сечения; 1 – стойка; 2 – ригель; 3 – вставка; 4 – зубчатый шип; 5 – пояс; 6 – фанерная стенка; 7 – ребра жесткости.

вставкой, соединяемую со стойкой и ригелем зубчатым стыком (рис. 5,а, б).

Предпочтительнее крепление вставки по рис. 5,б. В этом случае длина досок вставки одинакова, площадь клеевых

швов увеличивается, а для нарезки зубьев используют оборудование, которое применяется для соединения под углом клееных элементов.

Рекомендуется выполнять вставки из более тонких досок, чем элементы рам, или даже из лущеного шпона толщиной более 1,5 мм. В этом случае можно принять меньший радиус кривизны и увеличить значение коэффициента условий работы $m_{ГН}$. Стойки и ригель изготавливают из досок толщиной 33 мм и более (максимально 50мм), как для прямолинейных элементов. Возможно усиление наиболее напряжённых зон карнизного узла вклеенными стержнями (см лист 139[11]).

Клееные фанерные рамы проектируют двухстенчатыми двутаврового или коробчатого сечения (рис. 5,в). В деревянных поясах доски располагают параллельно кромкам поперечного сечения, а волокна наружных шпонов фанеры – параллельно внешнему контуру стоек и ригелей. Ребра жесткости на прямолинейных участках рам размещают в местах стыкования фанеры стенок, а при необходимости – и в промежутках; в карнизном узле – в пределах закругленной части, где пояс сопрягают с помощью гнутоклееных вставок, соединяемых с прямолинейными участками зубчатым стыком (рис. 5,в). Стыки рекомендуется располагать вразбежку.

Для образования свеса кровли к ригелям рам закрепляют на болтах или гвоздях парные доски, которые опираются на дополнительные стойки фахверка, устанавливаемые вдоль стоек рам (см рис.6).

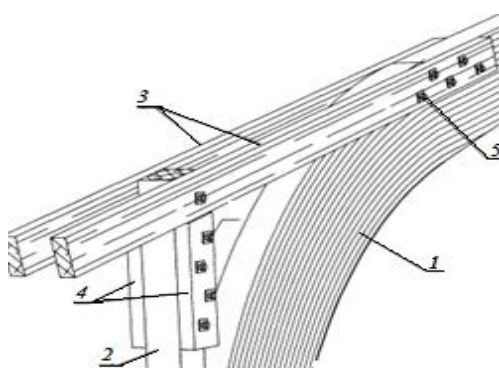


Рис.6.
 1 - гнутый карнизный узел рамы, 2 - дополнительная стойка, 3 - «кобылка», дополнительный ригель, 4 - дополнительные накладки, 5 - стяжные болты.

3. ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА ТРЕХШАРНИРНЫХ РАМ.

Статический расчет рам выполняют по общим правилам строительной механики при загрузении их наиболее невыгодным сочетанием: 1) постоянная и снеговая на всем пролете; 2) постоянная на всем пролете и снеговая на половине пролета; 3) ветровая, в сочетании с перечисленными выше нагрузками при высоте стоек рам более 4 м. При меньшей высоте ветровую нагрузку можно не учитывать. Усилия в элементах рам определяют по формулам:

$$M_n = M_0 - H \cdot y_n; \quad (1)$$

$$N_n = Q_0 \cdot \sin \varphi_n + H \cdot \cos \varphi_n; \quad (2)$$

$$Q_n = Q_0 \cdot \cos \varphi_n - H \cdot \sin \varphi_n, \quad (3)$$

где M_0 , Q_0 - соответственно изгибающий момент и поперечная сила на расстоянии x_n от левой опоры, определяемые как для балки на двух опорах пролетом l ; H - горизонтальная составляющая опорной реакции; y_n - вертикальная координата точки n ; φ_n - угол наклона касательной в точке n к горизонту.

Вначале находят изгибающие моменты во всех сечениях. Затем составляют сводную таблицу и определяют точки с наибольшими моментами. Для этих сечений находят нормальные силы, а также нормальные и поперечные силы в шарнирах.

При конструктивном расчете рам из прямолинейных элементов размеры поперечных сечений ригелей и стоек принимают по табл. 8.1 [10].

При определении высоты сечения можно воспользоваться формулой:

$$h = k \sqrt{\frac{M}{b}} \quad (4),$$

где $k = 3,0 \div 3,2$;

b - ширина сечения, см.;

M - изгибающий момент в расчетном сечении, $\kappa H \cdot \text{см}$.

Определяют геометрические характеристики рассматриваемых сечений и проверяют прочность и устойчивость рамы в ее плоскости в биссектрисном сечении А-Б при расчетном сочетании нагрузок по формулам:

для сжатой зоны вдоль оси под углом α к волокнам:

$$\sigma_{xc} = \frac{N}{F_{расч}} + \frac{M_{Д}}{k_1 W_{расч}} \leq R_{см\alpha}, \quad (5)$$

для растянутой зоны вдоль оси x под углом α :

$$\sigma_{xp} = -\frac{N}{F_{расч}} + \frac{M_{Д}}{k_2 W_{расч}} \leq R_u \cdot m_{\alpha}, \quad (6)$$

для сжатия вдоль оси y под углом $\beta = 90^\circ - \alpha$

$$\sigma_{yc} = \frac{M_{Д}}{k_3 W_{расч}} \leq R_{см\beta}, \quad (7)$$

где $F_{расч}$ и $W_{расч}$ - площадь и момент сопротивления биссектрисного сечения;

$$M_{Д} = \frac{M}{\xi \cdot k_n}, \quad (8)$$

$$\xi = 1 - \frac{N}{\varphi \cdot k_{жN} \cdot R_c \cdot F_{бр}}, \quad 1 > \xi > 0, \quad (9)$$

где M - изгибающий момент в расчетном сечении без учета дополнительного момента от продольной силы,

k_n - коэффициент, зависящий для шарнирно-опертых элементов от вида эпюры изгибающих моментов.

$k_n = 1$ - при симметричных эпюрах изгибающих моментов синусоидального, параболического, полигонального и близких к ним очертаний, а также для консольных элементов.

$$k_n = \alpha_n + \xi(1 - \alpha_n); \quad (10)$$

$\alpha_n = 1,22$ - при треугольной эпюре изгибающих моментов;

$\alpha_n = 0,81$ - при прямоугольной эпюре изгибающих моментов.

φ принимают по табл. 2.2 [10] по виду материала и λ (λ - гибкость, определяемая исходя из расчетной длины полурамы, которую определяют по осевой линии);

$R_{см}, R_{см\beta}, R_u$ - соответственно расчетные сопротивления древесины смятию (под углами α и β к волокнам) и изгибу, определяемые по табл. 1.2 и рис. 1.1 [10] без введения коэффициентов m_B и $m_{сл}$;

k_1, k_2, k_3, m_α - коэффициенты, принимаемые по рис. 17.

Сечения А-А и А-В (рис. 4) проверяют по формуле:

$$\sigma = \frac{N}{F_{расч}} + \frac{M_D}{W_{расч}} \leq R_c, \quad (11)$$

где M_D по (8) и (9).

В рамках, закрепленных по внешнему контуру, устойчивость плоской формы деформирования проверяют по формулам (12) и (13):

$$\frac{N}{\varphi_y \cdot R_c \cdot F_{\bar{op}}} + \left(\frac{M_D}{\varphi_m \cdot R_u \cdot W_{\bar{op}}} \right)^n \leq 1, \quad (12)$$

где $F_{\bar{op}}$ и $W_{\bar{op}}$ - максимальные значения соответственно площади и момента сопротивления поперечного сечения на рассматриваемом участке ℓ_0 элемента; φ_y - коэффициент продольного изгиба для гибкости участка элемента расчетной длиной ℓ_0 в плоскости, перпендикулярной плоскости деформирования, определяемый для древесины по табл. 2.2 [10] с умножением на $k_{жм}$ (по табл. 2.4 [10]);

$$\varphi_m = 140b^2 / (\ell_0 h) k_\phi k_{жм}, \quad (13)$$

где ℓ_0 - расстояние между опорами элемента или закрепленными точками по сжатой кромке, препятствующими смещению элемента из плоскости изгиба; k_ϕ - коэффициент, зависящий от формы эпюры изгибающих моментов на участке ℓ_0 ; $k_{жм}$ - коэффициент, учитывающий переменность высоты сечения по длине элемента, не закрепленного из плоскости по растянутой от момента M кромке или при числе подкрепленных точек m растянутой кромки менее четырех. При $m \geq 4$ $k_{жм} = 1$.

Коэффициенты k_{ϕ} и $k_{жм}$ приведены в табл. 2.4 [10].

Если на участке ℓ_0 элемента растянутая кромка закреплена из плоскости деформирования, значение коэффициента φ_m по формуле (13) умножают на k_{nm} по формуле (14), а φ_y - на коэффициент k_{nN} по формуле (15):

$$k_{nm} = 1 + \left(0,142 \frac{\ell_0}{h} + 1,76 \frac{h}{\ell_0} + 1,4\alpha_p - 1 \right) \frac{m^2}{m^2 + 1}, \quad (14)$$

где α_p - центральный угол, рад.; для прямолинейных элементов $\alpha_p = 0$;

$\frac{m^2}{m^2 + 1} = 1$ - при числе закрепленных точек растянутой

кромки на участке ℓ_0 $m \geq 4$.

$$k_{nN} = 1 + \left[0,75 + 0,06 \left(\frac{\ell_0}{h} \right)^2 + 0,6\alpha_p \frac{\ell_0}{h} - 1 \right] \frac{m^2}{m^2 + 1}, \quad (15)$$

В рамах, закрепленных по внешнему контуру, устойчивость плоской формы деформирования проверяют по формулам (12) и (13). Расчетную длину принимают равной длине осевой линии полурамы (если угол между осями ригеля и стойки более 130°) или длине их внешних подкрепленных кромок (при угле менее 130°).

Коньковый узел решается лобовым упором с закреплением его деревянными накладками на болтах (рис. 7) или стальными накладками (см листы 151 и 152[11]). В узле проверяют на смятие от усилия N торец ригеля, на изгиб - накладки от момента $M = \frac{Q \cdot e_1}{2}$ и болты,

крепящие накладки:

$$R_1 = Q / (1 - e_1 / e_2) \leq T_{мин} \cdot n_{\delta} \cdot n_{cp};$$

$$R_2 = Q / (e_2 / e_1 - 1) \leq T_{\min} \cdot n_{\delta} \cdot n_{cp}, \quad (16)$$

где R_1 и R_2 - реактивные усилия в болтах от действия поперечной силы Q при нагружении ригеля несимметричной нагрузкой; T_{\min} - наименьшая несущая способность одного болта в одном рабочем шве, вычисляемая по табл. 3.3 [10]; n_{δ} - количество болтов в ряду; n_{cp} - количество рабочих швов (срезов) болта.

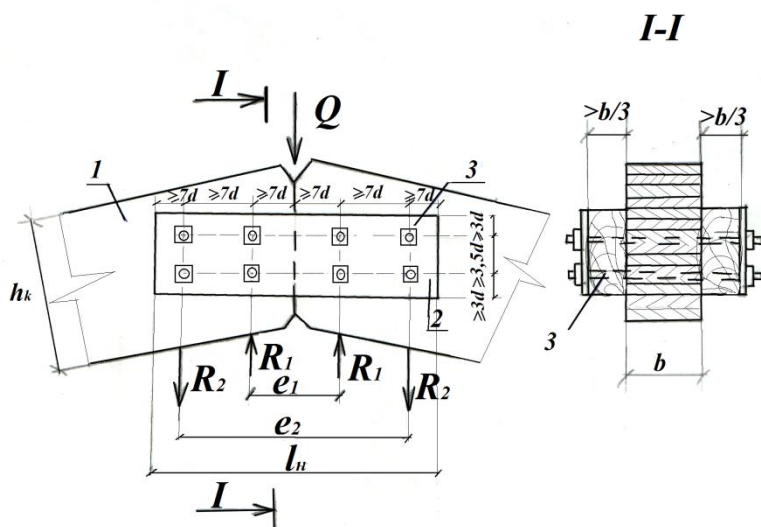


Рис. 7. Коньковый узел с деревянными накладками.

1 – ригель; 2 – накладка; 3 – болт.

В опорном узле (рис. 8) проверяют торец стойки на смятие вдоль ее волокон от действия вертикальной опорной реакции и боковую поверхность на смятие поперек волокон древесины стойки на действие распора. Так же рассчитывают на изгиб опорную горизонтальную и упорную вертикальную стальные пластины, нагруженные

напряжениями смятия опорных реакций, сварные швы и анкерные болты.

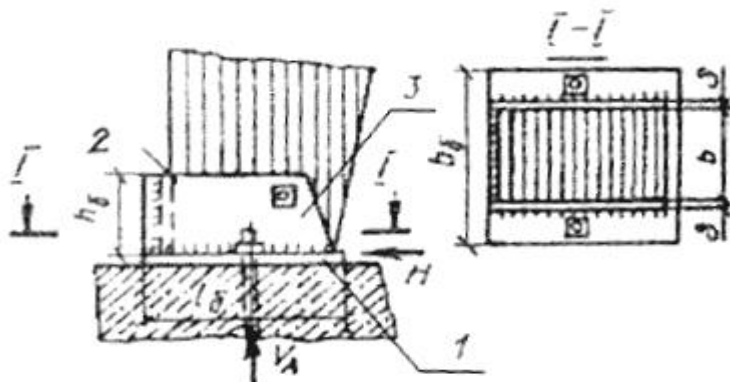


Рис. 8. Опорный узел рамы

1- опорная пластина; 2 – упорная пластина; 3 – щека башмака.

Другие вариации опорного узла могут быть с усилением сечения клееными стержнями или болтами (см листы 136,137,158,159[11]), а также повышение прочности сечения применением более тонких досок (см лист 140[11]). Упорная пластина (2) может быть заменена стальным профилем, например швеллером (см лист 160 [11]), либо бетонным выступом (см листы 163, 164[11]), а вместо башмака применены анкера из швеллеров, соединённые с рамой болтами.

4. ДВУХШАРНИРНЫЕ РАМЫ.

ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА ДВУХШАРНИРНЫХ РАМ.

Двухшарнирные рамы состоят из вертикальных стоек, закрепляемых жестко к фундаментам, и ригелей в виде балок, ферм и арок с затяжками. Стойки рам, а также

торцевых стен зданий выполняют из цельных или соединенных нагелями брусьев, решетчатыми из брусьев, а также клееными (дощатыми или фанерными).

Цельные стойки в зависимости от действующих усилий рассчитывают на прочность и устойчивость. Центральные-сжатые элементы рассчитывают:

$$\text{на прочность } \sigma = \frac{N}{F_{HT}} \leq R_c; \quad (17)$$

$$\text{на устойчивость } \sigma = \frac{N}{F_{расч} \cdot \varphi \cdot k_{ЖН}} \leq R_c; \quad (18)$$

где R_c - расчетное сопротивление сжатию; F_{HT} - площадь поперечного сечения нетто, принимаемая из следующих условий:

при симметричном ослаблении – $50\text{см}^2 \leq F_{HT} \geq 0,5F_{бр}$,

при несимметричном ослаблении – $50\text{см}^2 \leq F_{HT} \geq 0,67F_{бр}$;

$F_{расч}$ - расчетная площадь, принимаемая при отсутствии ослаблений или с ослаблениями в опасных сечениях, не выходящих на кромки, если $F_{осл} \leq 0,25F_{бр}$, $F_{расч} = F_{бр}$, а если $F_{осл} > 0,25F_{бр}$, то $F_{расч} = 4/3F_{HT}$; при симметричных ослаблениях, выходящих на кромки $F_{расч} = F_{HT}$. Для элементов из круглых лесоматериалов $F_{расч}$ принимают в сечении, расположенном в середине расчетной длины элемента; $k_{ЖН}$ - коэффициент, учитывающий переменность высоты поперечного сечения и принимаемый по табл. 2.1 [10] (для элементов постоянного по длине поперечного сечения $k_{ЖН} = 1$);

φ - коэффициент продольного изгиба, определяемый по табл. 2.2 [10].

Сжато-изгибаемые элементы проверяют на прочность и устойчивость по формулам, приведенным выше для трехшарнирных рам: (8), (9), (10), (11), (12), (13), (14), (15).

Клееные стойки двухшарнирных рам и торцевых стен применяют в зданиях высотой более 4 м. Двухшарнирные рамы, составленные из стоек и ригеля – один раз статически неопределимая система. Расчет таких рам ведут методом сил или с помощью ЭВМ при наиболее невыгодном сочетании нагрузок, принимая ригель бесконечно жестким. Размеры поперечного сечения назначают по табл. 8.1 [10], затем вычисляют геометрические характеристики и проверяют поперечное сечение стойки у подошвы фундамента по прочности с учетом ослаблений креплениями и по устойчивости. Расчетную длину стойки в плоскости рамы принимают $\ell_0 = H$, если верх ее с помощью жесткого диска покрытия соединен с жесткими торцевыми стенами здания. Если они не могут передать горизонтальные усилия на фундамент, то $\ell_0 = 2,2H$. Гибкость стойки в плоскости, перпендикулярной плоскости изгиба, определяют по расчетной длине, равной расстоянию между узлами вертикальных связей, поставленных по стойкам вдоль здания.

Наиболее ответственным местом в стойках двухшарнирных рам являются их опорные узлы. Из большого количества конструктивных решений опорных узлов следует принимать наиболее простые в изготовлении и эксплуатации. Исходя из этого принципа, наиболее приемлемыми являются такие узлы, конструкция которых не требует работы древесины поперек волокон и не требует большой податливости соединений. Из-за податливости болтовых соединений крепить стойки накладками (рис. 9,а) можно только при незначительных усилиях.

Более жесткие и простые узлы с анкерами из полосовой стали (рис. 9,б) и с анкерными болтами и траверсами (рис. 9,в).

В узле на рис. 9,в, анкерные болты крепят к стойке с помощью траверс из стальных угловых профилей, устанавливаемых в вырезы стоек (слева показана траверса из размалкованного углового профиля, справа – обычного) и соединяемых между собой болтами.

Анкерные крепления рассчитывают в такой последовательности: определяют напряжения на поверхности фундамента при наибольшем изгибающем моменте, полученном от действия постоянных и временных нагрузок,

$$\sigma_{\begin{matrix} \text{макс} \\ \text{мин} \end{matrix}} = -\frac{N}{b \cdot h_n} \mp \frac{6M_{\text{д}}}{b \cdot h_n^2}, \quad (19)$$

а также длины участков эпюры напряжений

$$x = \frac{\sigma_{\text{макс}}}{\sigma_{\text{макс}} + \sigma_{\text{мин}}} \cdot h_n; \quad a = \frac{h_n}{2} - \frac{x}{3}. \quad (20)$$

Проверяют деревянную стойку на смятие по крайним максимальным напряжениям. Если относительный

эксцентриситет $e_0 = \frac{M_{\text{д}}}{N} > \frac{h_n}{6}$, то определяют расстояние

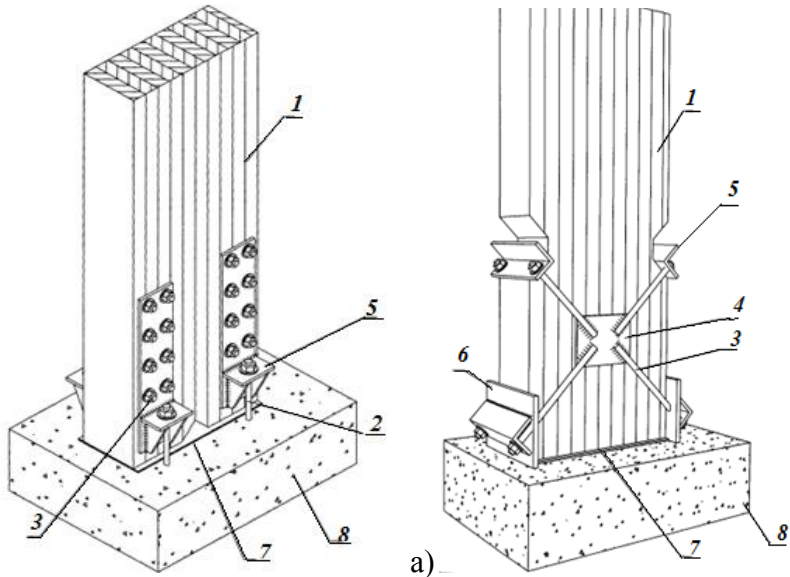
между центром тяжести сжатой эпюры и центром растянутого анкера $e = h_n - x/3 - S$, если анкер расположен в пределах высоты нижней части стойки h_n (рис. 9,в); и $e = h_n - x/3 + S$, если он расположен за пределами наружной грани стойки.

Усилие в анкерных болтах:

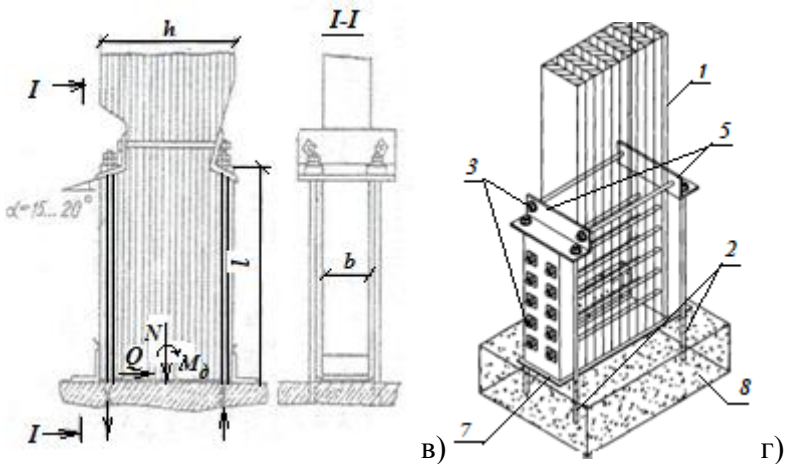
$$Z = (M_{\text{д}} - N \cdot \alpha) / e, \quad (21)$$

а площадь их поперечного сечения:

$$F_{\text{HT}} = Z / R, \quad (22)$$



б)



в)

г)

Рис. 9. Узлы крепления двухшарнирных рам к фундаментам.
 а – болтами клееных стоек; б - с анкерами из полосовой стали;
 в – с помощью анкерных болтов и траверс: 1 – стойка; 2 – анкера из круглой стали; 3 – крепежные болты; 4 – стальные пластины для приварки тяжей; 5 – траверсы; 6 – анкера из полосовой стали, 7 – гидроизоляция, 8 – ж/б фундамент.

где h_n и b - соответственно высота и ширина нижнего сечения стойки; R - расчетное сопротивление стальных анкерных креплений [4]; M_d - определяют по формуле (8).

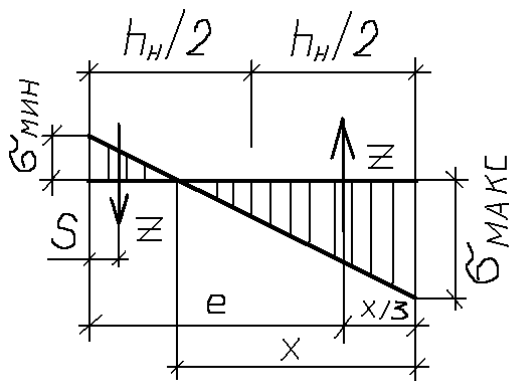


Рис. 10. Эпюра напряжений на поверхности фундамента (под нижним концом стойки).

ПРИМЕР I (для выполнения КП и РГР).
РАСЧЕТ ГНУТОКЛЕЕНОЙ ДЕРЕВЯННОЙ ТРЕХШАРНИРНОЙ РАМЫ ПРОЛЕТОМ 20 м.

Необходимо подобрать и проверить сечения гнутоклееной деревянной трехшарнирной рамы пролетом 20 м, высотой в коньке 9 м при уклоне ригеля $i = 1/4$. Требуется решить и рассчитать узлы рамы. Шаг рам 4 м.

Из расчета покрытия определено, что на раму действуют следующие нагрузки (расчетные): от собственного веса покрытия – $g = 1,0 \text{ кН/м}^2$; от веса снега – $s = 1,2 \text{ кН/м}^2$.

При шаге рам 4 м нагрузка на 1 погонный метр составляет: $g = 1,0 \cdot 4 = 4,0 \text{ кН/м}$; $s = 1,2 \cdot 4 = 4,8 \text{ кН/м}$.

В собственном весе не учтен вес рамы.

Воспользуемся формулой для предварительного определения веса рамы:

$$g_{c.в.}^n = (g^n + s^n) / [1000 / (k_{c.в.} \cdot l) - 1]$$

$$g_{c.в.}^n = \frac{\left(\frac{1,0}{1,1} + 0,7 \cdot 1,2\right)}{\left(\frac{1000}{8 \cdot 20} - 1\right)} = \frac{0,909 + 0,84}{6,25 - 1,0} = 0,333 \text{ кН/м}^2,$$

где g^n , s^n - нормативные значения постоянных и временных нагрузок.

Таким образом, расчетные нагрузки на раму будут: постоянная – $g = 4,0 + 0,333 \cdot 4 = 5,332 \text{ кН/м} \approx 5,33 \text{ кН/м}$; временная снеговая $s = 4,8 \text{ кН/м}$.

Ветровую нагрузку W при расчете данной рамы учитывать не будем, так как благодаря отсосу ветра на кровле она не увеличивает усилий в элементах рамы.

Решение начинаем с геометрического расчета оси левой полурамы в прямоугольных координатах с началом в центре опоры (рис. 11). Длина полупролета рамы $l/2 = 20/2 = 10 \text{ м}$. Высота в коньке $f = 9 \text{ м}$. Радиус выгиба примем равным $r = 3 \text{ м}$. При толщине склеиваемых досок $\delta = 14 \text{ мм}$ (после острожки) минимальный радиус выгиба составляет $r_{\min} = 150 \cdot \delta = 150 \cdot 0,014 = 2,1 \text{ м} < r = 3 \text{ м}$. Следовательно, принятый радиус выгиба не противоречит данному требованию.

Угол наклона ригеля $\text{tg} \alpha = 1/4 = 0,25$; $\alpha = 14^\circ 02'$; $\sin \alpha = 0,24$; $\cos \alpha = 0,97$.

Углы между осями стойки и ригеля и касательной к средней точке выгиба

$$\alpha_1 = (90^\circ + \alpha) / 2 = \frac{90^\circ + 14^\circ 02'}{2} = 52^\circ 01';$$

$$\sin \alpha_1 = \sin 52^\circ 01' = 0,79;$$

$$\cos \alpha_1 = \cos 52^\circ 01' = 0,62;$$

$$\operatorname{tg} \alpha_1 = \operatorname{tg} 52^\circ 01' = 1,28.$$

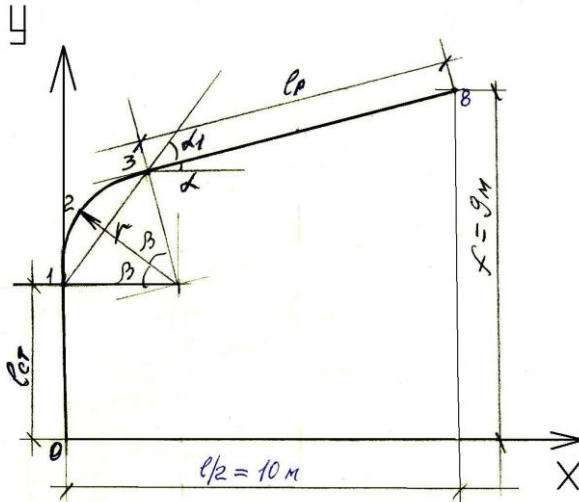


Рис. 11.

Центральный угол выгиба в градусах и радианах

$$2\beta = 90^\circ - \alpha = 90^\circ - 14^\circ 02' = 75^\circ 58' = \frac{\pi\beta}{180^\circ} = \frac{3,14 \cdot 75^\circ 58'}{180^\circ} = 1,33.$$

Длина выгиба $l_{cm} = r \cdot 2 \cdot \beta = 3 \cdot 1,33 = 4 \text{ м}$.

Длина стойки

$$l_{cm} = f - (l/2) \cdot \operatorname{tg} \alpha - r \cos \alpha + r(1 - \sin \alpha) \cdot \operatorname{tg} \alpha.$$

$$l_{cm} = 9,0 - 20/2 \cdot 0,25 - 3 \cdot 0,97 - 3 \cdot (1,0 - 0,24) \cdot 0,25 = 4,16 \text{ м}.$$

Условная длина стойки, равная расстоянию от центра опоры до пересечения прямых осей стойки и ригеля,

$$l_{cm}^o = f - (l/2) \cdot \operatorname{tg} \alpha = 9,0 - 20/2 \cdot 0,25 = 6,5 \text{ м.}$$

Длина полуригеля

$$l_p = (l/2 - r + r \cdot \sin \alpha) / \cos \alpha.$$

$$l_p = (10,0 - 3,0 + 3,0 \cdot 0,24) / 0,97 = 7,96 \text{ м.}$$

Длина полурамы

$$l_{np} = l_{cm} + l_{en} + l_p = 4,16 + 4,0 + 7,96 = 16,12 \text{ м.}$$

Для дальнейших вычислений разбиваем ось полурамы на 9 сечений от $x_o = 0$ до $x_7 = 10,0 \text{ м}$, включая сечения, где смыкаются прямые участки с гнутым.

Координаты и сечения полурамы:

$$x_o = 0; \quad y_o = 0;$$

$$x_1 = 0; \quad y_1 = 4,0 \text{ м.}$$

$$x_2 = r(1 - \sin \alpha_1) = 3 \cdot (1 - 0,79) = 0,63 \text{ м;}$$

$$y_2 = l_{cm} + r \cdot \cos \alpha_1 = 4,16 + 3,0 \cdot 0,62 = 6,02 \text{ м;}$$

$$x_3 = r(1 - \sin \alpha) = 3 \cdot (1 - 0,24) = 2,28 \text{ м;}$$

$$y_3 = l_{cm} + r \cdot \cos \alpha = 4,16 + 3,0 \cdot 0,97 = 7,07 \text{ м;}$$

$$x_4 = 4,0 \text{ м; } y_4 = l_{cm}^o + x_4 \cdot \operatorname{tg} \alpha = 6,5 + 4 \cdot 0,25 = 7,5 \text{ м.}$$

$$x_5 = 5,5 \text{ м; } y_5 = l_{cm}^o + x_5 \cdot \operatorname{tg} \alpha = 6,5 + 5,5 \cdot 0,25 = 7,88 \text{ м.}$$

$$x_6 = 7,0 \text{ м; } y_6 = l_{cm}^o + x_6 \cdot \operatorname{tg} \alpha = 6,5 + 7,0 \cdot 0,25 = 8,25 \text{ м.}$$

$$x_7 = 8,5 \text{ м; } y_7 = l_{cm}^o + x_7 \cdot \operatorname{tg} \alpha = 6,5 + 8,5 \cdot 0,25 = 8,63 \text{ м.}$$

$$x_8 = 10,0 \text{ м; } y_8 = 9,0 \text{ м.}$$

1.1. Статический расчет полурамы.

Определяем опорные реакции – вертикальные и горизонтальные Н, а также изгибающие моменты М, продольные N и поперечные Q силы при различных схемах загрузки.

Рассматриваем следующие схемы загрузки:

1. нагрузка от собственного веса покрытия и рамы, действующие по всему пролету;
2. снеговая нагрузка, действующая на левой половине рамы;
3. снеговая нагрузка, действующая на правой половине рамы;
4. снеговая нагрузка, действующая по всему пролету.

Вычисляем усилия от снеговой нагрузки $s = 4,8 \text{ кН/м}$, приложенной в левой половине пролета.

$$V = \frac{3sl}{8} = \frac{3 \cdot 4,8 \cdot 20}{8} = 36,0 \text{ кН},$$

$$H = \frac{sl^2}{16f} = \frac{4,8 \cdot 20^2}{16 \cdot 9} = 13,33 \text{ кН}.$$

Моменты определяем по формуле

$$M_x = V \cdot x - H \cdot y - \frac{s \cdot x^2}{2};$$

$$M_o = 0;$$

$$M_1 = 36 \cdot 0 - 13,33 \cdot 4,0 - \frac{4,8 \cdot 0}{2} = -53,32 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_2 = 36 \cdot 0,63 - 13,33 \cdot 6,02 - \frac{4,8 \cdot 0,63^2}{2} = -58,52 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_3 = 36 \cdot 2,28 - 13,33 \cdot 7,07 - \frac{4,8 \cdot 2,28^2}{2} = -24,64 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_4 = 36 \cdot 4,0 - 13,33 \cdot 7,5 - \frac{4,8 \cdot 4,0^2}{2} = +5,62 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_5 = 36 \cdot 5,5 - 13,33 \cdot 7,88 - \frac{4,8 \cdot 5,5^2}{2} = +20,36 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_6 = 36 \cdot 7,0 - 13,33 \cdot 8,25 - \frac{4,8 \cdot 7,0^2}{2} = +24,43 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_7 = 36 \cdot 8,5 - 13,33 \cdot 8,63 - \frac{4,8 \cdot 8,5^2}{2} = +17,56 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_8 = 36 \cdot 10,0 - 13,33 \cdot 9 - \frac{4,8 \cdot 10,0^2}{2} = 0 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Продольные силы определяем по формуле

$$N_x = (V - s \cdot x) \sin \alpha + H \cdot \cos \alpha.$$

$$N_o = V = 36,0 \text{ кН};$$

$$N_8 = H = 13,33 \text{ кН};$$

$$N_2 = V \cdot \sin \beta + H \cdot \cos \beta - s \cdot x_2 \cdot \sin \beta.$$

$$N_2 = 36 \cdot 0,616 + 13,33 \cdot 0,788 - 4,8 \cdot 0,63 \cdot 0,616 = 30,32 \text{ кН};$$

$$Q_o = H = 13,33 \text{ кН};$$

$$Q_8 = V - \frac{sl}{2} = 36,0 - \frac{4,8 \cdot 20}{2} = -12,0 \text{ кН}.$$

Усилия от правосторонней снеговой нагрузки

$$s = 4,8 \text{ кН/м}.$$

$$\text{Вертикальная реакция } V = \frac{sl}{8} = \frac{4,8 \cdot 20}{8} = 12,0 \text{ кН}.$$

Горизонтальная реакция $H = 13,33 \text{ кН}$.

$$M_2 = V \cdot x_2 - H \cdot y_2 = 12,0 \cdot 0,63 - 13,33 \cdot 6,02 = -72,69 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$N_o = V = 12,0 \text{ кН};$$

$$N_2 = V \cdot \sin \alpha_1 + H \cdot \cos \alpha_1 = 12,0 \cdot 0,79 + 13,33 \cdot 0,62 = 17,74 \text{ кН};$$

$$N_8 = H = 13,33 \text{ кН};$$

$$Q_o = H = 13,33 \text{ кН};$$

$$Q_7 = V = 12,0 \text{ кН}.$$

Усилия от двусторонней снеговой нагрузки равны сумме усилий от односторонних снеговых нагрузок.

Усилия от собственного веса покрытия определим умножением усилий от двусторонней нагрузки на отношение этих нагрузок $g/s = 4,0/4,8 = 0,833$.

Полученные значения сводим в таблицу.

Таблица 1.2.

Сечения	Усилия от				
	Собственного веса покр. $g=4,0 \text{ кН/м}$	Снеговой нагрузки $s=4,8 \text{ кН/м}$			Расчетные
		на левой полураме	на правой полураме	на всей раме	
	Изгибающие моменты $M, \text{ кН} \cdot \text{м}$				
1	-88,83	-53,32	-53,32	-106,64	-195,47
2	-109,30	-58,52	-72,69	-131,21	-240,51
3	-76,24	-24,64	-66,88	-91,52	-167,76
4	-38,62	+5,62	-51,98	-46,36	-90,60
5	-15,56	+20,36	-39,04	-18,68	-54,60
6	-1,28	+24,43	-25,97	-1,54	-27,25
7	+3,77	+17,56	-13,04	+4,52	+21,33
8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Продольные силы $N, \text{ кН}$				
0	39,98	36,0	12,0	48,0	87,98
2	43,37	34,32	17,74	52,06	95,43
8	22,21	13,33	13,33	26,66	48,87
	Поперечные силы $Q, \text{ кН}$				
0	22,21	13,33	13,33	26,66	48,87
8	0	-12,0	12,0	0,0	12,0

1.2. Подбор сечений и проверка напряжений.

1.2.1. Сечение выгиба. Определяем максимальные усилия.

Изгибающий момент $M = M_2 = 240,51 \text{ кН} \cdot \text{м} = 0,240 \text{ МН} \cdot \text{м}$.

Продольная сила $N = N_2 = 95,43 \text{ кН} = 0,095 \text{ МН}$.

Расчетное сопротивление сжатию и изгибу при ширине сечения 205 мм, полученного после фрезерования досок шириной 225 мм, (см Сортамент Приложение 2) с учётом фрезерования согласно Приложению 1(225-20 мм - на весь блок пакета клееных прямолинейных участков полурамы,

для гнутой части принимают тонкие доски, в сортаменте для которых нет ширины 225мм, достаточную ширину сечения получаем путём склеивания по кромкам сортов 125 и 100 мм -- 125+100-20), где 20 –припуски на механическую обработку для ширины от 200 до 250 мм:

$b = 20,5\text{см}$; также соблюдаются требования по разбегу стыков кромок досок в смежных слоях карнизной вставки: $\geq \delta_0$ и ≤ 50 мм. Получено значение 25 мм, что больше 14 мм и меньше 50мм.

$$R_C = R_{II} = 15 \text{ МПа} \cdot 0,9 = 13,5 \text{ МПа},$$

где $m_B = 0,9$ - при высоте сечения 0,8м (см табл.1

Приложение 4).

Требуемую высоту сечения h_{TP} определяем приближенно по величине изгибающего момента, а наличие продольной силы учитываем коэффициентом 0,8:

$$h_{TP} = \sqrt{\frac{6 \cdot M}{0,8 \cdot b \cdot R_{II}}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 0,2405}{0,8 \cdot 0,205 \cdot 13,5}} = 0,81\text{м}.$$

Принимаем высоту сечения из 58 слоев досок толщиной 14 мм, полученного после фрезерования досок толщиной 19 мм: $\delta = 1,4\text{см}$; $h = 58 \cdot \delta = 58 \cdot 1,4 = 81,2\text{см}$. Сечение $20,5 \cdot 81,2$ см.

1.2.2. *Опорное сечение.* Максимальная поперечная сила $Q = 48,87 \text{ кН} = 0,0489 \text{ МН}$.

Прямолинейные участки рамы проектируем из толстых досок толщиной 44 мм (после фрезерования досок толщиной 50 мм). Сечение досок $b \cdot \delta = 20,5 \cdot 4,4\text{см}$, после острожки в средней и сжатой части сечения 2-го сорта.

Расчетное сопротивление скалыванию $R_{СК} = 1,5 \text{ МПа}$.

Ширина досок $b = 0,205\text{м}$.

Требуемая высота сечения на опоре, исходя из расчетного сопротивления скалыванию:

$$h_{TP} = 1,5Q / (2bR_{СК}) = 1,5 \cdot 0,0489 / (2 \cdot 0,205 \cdot 1,5) = 0,119\text{м}.$$

Принимаем высоту опорного сечения, учитывая конструктивные требования: $h_{оп} \geq 0,4h_{кар} = 0,4 \cdot 81,2 = 32,48 \text{ см}$
 $h_{оп} = 0,044 \cdot 8 = 0,352 \text{ м} > h_{мр}$.

1.2.3. Коньковое сечение принимаем конструктивно из 6 досок толщиной 44 мм: $h_k = 26,4 \text{ см} \geq 0,3h_{кар} = 0,3 \cdot 81,2 = 24,36 \text{ см}$. Размеры конькового сечения:
 $b \cdot h_k = 20,5 \cdot 26,4 \text{ см}$.

1.2.4. Проверяем напряжения при сжатии с изгибом.

Изгибающий момент, действующий в центре сечения, находящегося на расстоянии от расчетной оси, равном $e = (h - h_{оп}) / 2 = (0,812 - 0,352) / 2 = 0,23 \text{ м}$, определяем по формуле

$$M = M_2 - N \cdot e = 0,2405 - 0,095 \cdot 0,23 = 0,219 \text{ МН} \cdot \text{м}.$$

Расчетные сопротивления сосны 2-го сорта сжатой кромки R_c с учетом коэффициентов условий работы – высоты сечения $m_b = 0,88$ (см табл.1 Приложение 4); толщины слоев $m_{сл} = 1,1$ (см табл.2 Приложение 4); и коэффициента $m_{гн}$ (см табл.1 Приложение 4):

$$r_{BH} = r - e - h/2 = 300 - 23 - 81,2/2 = 236,4 \text{ см}.$$

$$r_{BH} / \delta = 236,4 / 1,4 = 168,88;$$

$$m_{гн} = 0,82.$$

$$R_c = R_c \cdot m_b \cdot m_{сл} \cdot m_{гн} = 15 \cdot 0,88 \cdot 1,1 \cdot 0,82 = 11,9 \text{ МПа}.$$

Расчетное сопротивление древесины 1-го сорта растянутой наружной кромки $R_p = 12,0 \text{ МПа}$.

Коэффициент гнутья

$$r_H = r - e + h/2 = 300 - 23 + 81,2/2 = 317,6 \text{ см};$$

$$r_H / \delta = 317,6 / 1,4 = 226,86; \quad m_{гн} = 0,75.$$

$$R_p = R_p \cdot m_{сл} \cdot m_{гн} = 12 \cdot 1,1 \cdot 0,77 = 10,16 \text{ МПа}.$$

Площадь сечения A , момент сопротивления W , расчетная длина l_p , радиус инерции i , гибкость λ :

$$A = b \cdot h = 0,205 \cdot 0,812 = 0,166 \text{ м}^2;$$

$$W = b \cdot h^2 / 6 = 0,205 \cdot 0,812^2 / 6 = 0,0225 \text{ м}^3;$$

$$l_p = 1612 \text{ см}; \quad i = 0,29 \cdot h = 0,29 \cdot 81,2 = 21,1 \text{ см.}$$

$$\lambda = l_p / i = 1612 / 21,1 = 76,35.$$

Коэффициент, учитывающий переменность высоты сечения полурамы,

$$k_{жн} = 0,07 + 0,93 \cdot h_o / h = 0,07 + 0,93 \cdot 35,2 / 81,2 = 0,333.$$

Коэффициент учета дополнительного момента при деформации прогиба

$$\begin{aligned} \xi &= 1 - N \cdot \lambda^2 / 3000 \cdot R_C \cdot A \cdot k_{жн} = \\ &= 1 - \frac{0,095 \cdot 76,35^2}{3000 \cdot 11,9 \cdot 0,166 \cdot 0,333} = 1,0 - 0,280 = 0,72. \end{aligned}$$

Изгибающий момент

$$M_D = M / \xi = \frac{0,215}{0,72} = 0,299 \text{ МН} \cdot \text{м.}$$

Коэффициенты $k_{ГВ}$ и $k_{ГН}$ к моменту сопротивления W при проверке напряжений сжатия во внутренней и растяжения в наружной кромках сечения:

$$\begin{aligned} k_{ГВ} &= (1 + 0,5 \cdot h / r) / (1 + 0,17 \cdot h / r) = \\ &= (1 + 0,5 \cdot \frac{81,2}{300}) / (1 + 0,17 \cdot \frac{81,2}{300}) = \frac{1,135}{1,046} = 1,085; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k_{ГН} &= (1 - 0,5 \cdot h / r) / (1 - 0,17 \cdot h / r) = \\ &= (1 - 0,5 \cdot \frac{81,2}{300}) / (1 - 0,17 \cdot \frac{81,2}{300}) = \frac{0,864}{0,954} = 0,906. \end{aligned}$$

Моменты сопротивления с учетом влияния выгиба верхней и нижней кромок:

$$W_H = W \cdot k_{ГВ} = 0,0225 \cdot 1,085 = 0,0244 \text{ м}^3;$$

$$W_B = W \cdot k_{ГН} = 0,0225 \cdot 0,906 = 0,0204 \text{ м}^3.$$

Напряжения сжатия и растяжения:

$$\sigma_C = N / A + M_D / W_H = \frac{0,095}{0,166} + \frac{0,299}{0,0244} = 0,57 + 12,25 =$$

$$= 12,82 \text{ МПа} > R_C = 11,9 \text{ МПа (перенапряжение 7,73\%)}.$$

$$\sigma_P = N / A - M_D / W_B = \frac{0,095}{0,166} - \frac{0,299}{0,0204} = 0,57 - 14,66 =$$

$$= 14,09 \text{ МПа}.$$

$$\sigma_P > R_P = 10,16 \text{ МПа (перенапряжение 38,65\%)}$$

Увеличиваем высоту сечения до 20,5х86,8 см

Принимаем высоту сечения из 62 слоев досок сечением 20,5·1,4 см, после острожки в средней части 2-го сорта, а в растянутой части – 1-го сорта.

$$A = b \cdot h = 0,205 \cdot 0,868 = 0,178 \text{ м}^2;$$

$$W = b \cdot h^2 / 6 = 0,205 \cdot 0,868^2 / 6 = 0,0257 \text{ м}^3.$$

$$l_P = 1612 \text{ см}; \quad i = 0,29 \cdot h = 0,29 \cdot 86,8 = 25,17 \text{ см}.$$

$$\lambda = l_P / i = 1612 / 25,17 = 64,04.$$

Коэффициент, учитывающий переменность высоты сечения полурамы:

$$k_{жН} = 0,07 + 0,93 \cdot h_o / h = 0,07 + 0,93 \cdot 35,2 / 86,8 = 0,454.$$

Коэффициент учета дополнительного момента при деформации прогиба:

$$\xi = 1 - \frac{N \cdot \lambda^2}{3000 \cdot R_C \cdot A \cdot k_{жН}} =$$

$$= 1 - \frac{0,095 \cdot 64,04^2}{3000 \cdot 11,9 \cdot 0,178 \cdot 0,454} = 0,865.$$

Изгибающий момент с учётом дополнительного момента:

$$M_D = \frac{M}{\xi} = \frac{0,218}{0,865} = 0,252 \text{ МН} \cdot \text{м}.$$

Напряжения сжатия на внутренней кромке сечения:

$$\sigma_c = N/A + M_d/W_H = \frac{0,095}{0,178} + \frac{0,252}{0,0257} = 0,53 + 9,81 = 10,34 \text{ МПа} < R_c = 11,9 \text{ МПа (недонапряжение 13,1\%)}$$

Проверим напряжения растяжения на внешней кромке вставки:

$$\sigma_p = N/A - M_d/W_B = \frac{0,095}{0,178} - \frac{0,252}{0,0257} = 0,534 - 9,81 = 9,27 \text{ МПа} < R_p = 10,16 \text{ МПа (недонапряжение 8,7\%)}$$

Условия прочности выполняются.

Окончательно сечение принято 20,5 · 86,8 см.

1.2.5. Проверка устойчивости плоской формы деформирования рамы.

Рама закреплена по наружным кромкам сечений в покрытии через элементы настила. Внутренняя кромка сечений рамы не закреплена. В сечениях рамы (см. табл. 1) действуют, преимущественно, отрицательные изгибающие моменты, максимальные в серединах выгибов. При этом верхние наружные зоны сечений рамы являются растянутыми и закрепленными из плоскости, а нижние внутренние зоны сжаты и не закреплены. Поэтому необходимо проверить устойчивость плоской формы деформирования полурамы.

Расчетная длина растянутой зоны равна полной длине полурамы l_p .

Площадь сечения гнутой части

$$A = b \cdot h = 0,205 \cdot 0,868 = 0,178 \text{ м}^2.$$

Момент сопротивления $W = 0,0257 \text{ м}^3$.

Радиус инерции, гибкость и коэффициент устойчивости из плоскости при сжатии

$$r_y = 0,29 \cdot b = 0,29 \cdot 20,5 = 5,95 \text{ см};$$

$$\lambda = l_p / r_y = 1612 / 5,95 = 271;$$

$$\varphi_Y = 3000 / \lambda^2 = 3000 / 271^2 = 0,041;$$

Коэффициент устойчивости при изгибе

$$\varphi_M = 140 \cdot b^2 \cdot k_\phi / (l_p \cdot h) = 140 \cdot 20,5^2 \cdot 1,13 / (1612 \cdot 86,8) = 0,475,$$

где $k_\phi = 1,13$ - коэффициент формы эпюры изгибающих моментов.

Коэффициенты k_{nN} и k_{nM} , учитывающие закрепление растянутой кромки из плоскости:

$$k_{nN} = 1 + 0,75 + 0,06 \cdot (l_p / h)^2 + 0,6 \cdot \alpha_p \cdot (l_p / h).$$

$$k_{nN} = 1 + 0,75 + 0,06 \cdot (1612 / 86,8)^2 + 0,6 \cdot 1,33 \cdot (1612 / 86,8) = 37,26;$$

$$k_{nM} = 1 + 0,142 \cdot (l_p / h) + 1,76 \cdot (h / l_p) + 1,4 \cdot \alpha_p.$$

$$k_{nM} = 1 + 0,142 \cdot (1612 / 86,8) + 1,76 \cdot (86,8 / 1612) + 1,4 \cdot 1,33 = 5,59,$$

где $\alpha_p = 1,33$ - центральный угол гнутой части в радианах.

Коэффициенты устойчивости при изгибе с учетом закреплений:

$$\varphi_Y \cdot k_{nN} = 0,041 \cdot 37,26 = 1,53 > 1;$$

$$\varphi_M \cdot k_{nM} = 0,475 \cdot 5,59 = 2,66 > 1.$$

Принимаем $\varphi_Y \cdot k_{nN} = \varphi_M \cdot k_{nM} = 1$.

Проверка устойчивости полурамы

$$\frac{N}{\varphi_Y \cdot k_{nM} \cdot R_C \cdot A} + \frac{M_D}{\varphi_M \cdot k_{nM} \cdot R_C \cdot W} < 1$$

$$\frac{0,095}{1 \cdot 11,9 \cdot 0,178} + \frac{0,252}{1 \cdot 11,9 \cdot 0,0257} = 0,04 + 0,82 = 0,86 < 1$$

Устойчивость плоской формы деформирования полурамы обеспечена.

1.3. Конструирование узлов.

1.3.1. Опорный узел.

Узел решается при помощи стального башмака, состоящего из опорного листа, двух боковых фасонок и упорной диафрагмы между ними. Стальной башмак крепит стойку к опоре (рис. 12).

Расчет опорного узла производим на действие максимальных сил: продольной силы

$$N = 87,98 \text{ кН} \text{ и поперечной силы } Q = 48,87 \text{ кН}.$$

Площади смятия конца стойки вдоль волокон древесины. Торцевое сечение размерами $20,5 \cdot 35,2 \text{ см}$, площадью:

$$A = b \cdot h_o = 0,205 \cdot 0,352 = 0,072 \text{ м}^2.$$

Расчетные сопротивления смятию вдоль волокон древесины сосны 2-го сорта при ширине сечения свыше 13 см и при высоте сечения до 50 см $R_{CM} = 15 \text{ МПа}$, а расчетное сопротивление смятию поперек волокон местное $R_{CM90} = 3 \text{ МПа}$. (см Приложение 1).

Напряжения смятия будут равны:

$$\text{- вдоль волокон } \sigma_{cm} = \frac{N}{A} = \frac{87,98}{1000 \cdot 0,072} = 1,22$$

$\text{МПа} < R_{CM} = 15 \text{ МПа}$. Определяем число болтов крепления конца стойки к боковым фасонкам башмака. Принимаем болты диаметром 2 см . Они воспринимают поперечную силу Q и работают симметрично при ширине сечения $b = c = 20,5 \text{ см}$, при двух швах $n_{ш} = 2$ и угле смятия $\alpha = 90^\circ$. Коэффициент, учитывающий направление усилия Q по отношению к волокнам древесины, согласно табл. 21 [1] $k_\alpha = 0,55$. Расчетная несущая способность соединения в одном шве согласно табл. 20 [1]:

- по изгибу болта

$$T_{II} = 2,5 \cdot d^2 \cdot \sqrt{k_\alpha} = 2,5 \cdot 2^2 \cdot \sqrt{0,55} = 7,4 \text{ кН};$$

- по смятию древесины

$$T_C = 0,5 \cdot c \cdot d \cdot k_\alpha = 0,5 \cdot 20,5 \cdot 2 \cdot 0,55 = 11,28 \text{ кН.}$$

$$\text{Требуемое число болтов } n_B = \frac{Q}{T_{\min} \cdot n_{\text{шт}}} = \frac{48,87}{7,4 \cdot 2} = 3,3.$$

Принимаем 4 болта диаметром 20 мм.

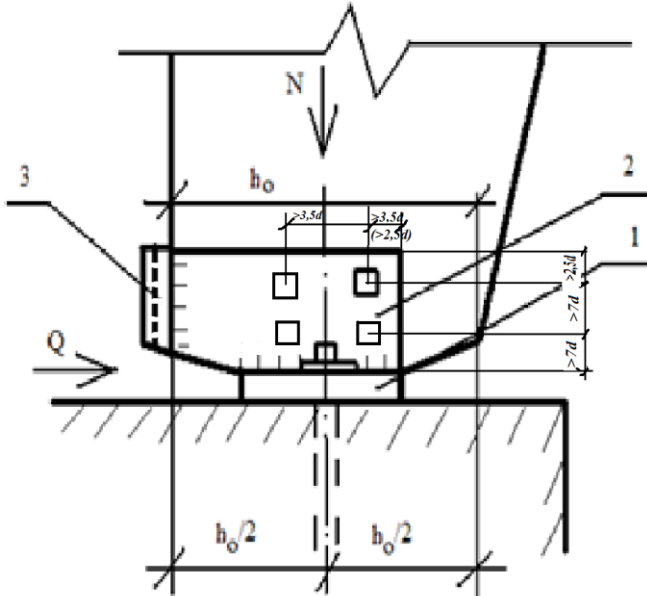


Рис. 12. Опорный узел рамы.

1 – опорный лист; 2 – фасонка; 3 – диафрагма.

Напряжения смятия под диафрагмой поперек волокон:

$$\sigma_{\text{см90}} = \frac{Q}{A_{\text{пл}}} = \frac{48,87}{1000 \cdot 0,205 \cdot 0,32} = 0,74 \text{ МПа} < R_{\text{см90}} = 3 \text{ МПа},$$

где $A_{\text{пл}}$ – размеры пластины-диафрагмы с учётом расстановки болтов (см п.7.18[1]), соединяющих боковые пластины башмака со стоечной частью рамы.

Для определения толщины этой стенки-диафрагмы из условий изгиба ее как пластинки с частичным

защемлением на опорах и с учетом развития пластических деформаций при изгибе находим сначала изгибающий момент:

$$M = \frac{Q_1 \cdot b}{16} = \frac{48,87 \cdot 20,5}{16} = 62,61 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Стальная пластина из стали С235, поэтому требуемый момент сопротивления:

$$W_{mp} = \frac{M}{R_y} = \frac{62,61 \cdot 10}{230} = 2,72 \text{ см}^3;$$

где $R_y = 230 \text{ МПа}$ - для листовой стали С235 при толщине листа до 20 мм. [2].

Тогда толщина пластинки:

$$\delta = \sqrt{\frac{6W_{mp}}{b}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 2,72}{20,5}} = 0,89 \text{ см};$$

Принимаем по сортаменту $\delta = 10 \text{ мм}$, учитывая условия свариваемости с остальными листами башмака по [4].

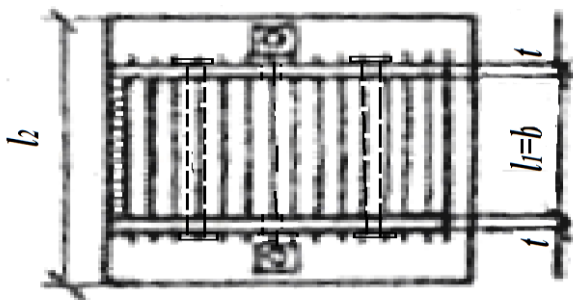


Рис.13.

Определение толщины опорного листа.

Лист работает на изгиб от давления торца стойки и реактивного давления фундамента.

Длина торца $l_1 = b = 20,5\text{см}$. длина листа $l_2 = 40\text{см}$.
 Расчетная ширина сечения $b = 1\text{см}$. Давление торца
 $q_1 = \sigma_{\text{см}} = 1,05 \text{ МПа} = 105 \text{ Н/см}^2$.

$$\text{Давление фундамента } q_2 = \frac{q_1 \cdot l_1}{l_2} = \frac{105 \cdot 20,5}{40} = 53,81 \text{ Н/см}.$$

Изгибающий момент в опорном листе

$$M = (q_2 \cdot l_2^2 - q_1 \cdot l_1^2) / 8 = (53,81 \cdot 40^2 - 105 \cdot 20,5^2) / 8 = \\ = 5246,7 \text{ Н} \cdot \text{см} = 52,47 \cdot 10^{-6} \text{ МН} \cdot \text{м}.$$

Расчетное сопротивление стали $R = 230 \text{ МПа}$ (С 235).

Требуемый момент сопротивления

$$W_{\text{ТР}} = M / R = 52,47 \cdot 10^{-6} / 230 = 0,228 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3 = 0,228 \text{ см}^3.$$

Требуемая толщина листа

$$\delta_{\text{ТР}} = \sqrt{6 \cdot W} = \sqrt{6 \cdot 0,228} = 1,17 \text{ см} = 11,7 \text{ мм}.$$

Принимаем толщину листа $\delta = 12 \text{ мм}$.

Крепление траверсы башмака к фундаменту предусматриваем двумя болтами $d = 20 \text{ мм}$ из стали марки 09Г2С-4 по ГОСТ19281*, работающими на срез и растяжение.

Проверяем анкерный болт на растяжение по ослабленному

нарезкой сечению: $\sigma_{bt} = \frac{N_{bt}}{A_{bn} \cdot \gamma_c}$; здесь $A_{bn} = 2,18 \text{ см}^2$ -

площадь сечения болта нетто,

$A_b = 3,14 \text{ см}^2$ - площадь сечения болта брутто по табл.Г.9.

Приложения Г [4].

Изгибающий момент:

$$M_{II} = \frac{H \cdot h_{\text{в.л.}}}{2} = \frac{48,87 \cdot 32}{2} = 781,92 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

где $H = Q = 48,87 \text{ кН}$; $h_{\text{вн}}$ - высота сечения боковой фасонки.

Усилие растяжения в анкерных болтах:

$$N_{bt} = \frac{M_{II}}{\frac{2}{3} \cdot 2\ell} = \frac{781,92 \cdot 3}{2 \cdot 2 \cdot 36} = 16,29 \text{ кН};$$

здесь $\ell = 36 \text{ см}$ - длина пластины, принятая с учётом безопасного крепления.

$$\sigma_{bt} = \frac{16,29}{2,18} = 7,47 \text{ кН/см}^2 = 74,70 \text{ МПа} < R_{bt} = 245 \text{ МПа}.$$

Напряжение анкерного болта на срез:

$$\tau_{bs} = \frac{N_{bs}}{A_b \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c} = \frac{48,87}{2 \cdot 3,14} = 7,78 \text{ кН/см}^2 = 77,8 \text{ МПа} <$$

$$< R_{bs} = 210 \text{ МПа},$$

где R_{bt} и R_{bs} - расчётные сопротивления соответственно растяжению и срезу анкерного болта по табл.Г.5. Приложения Г [4].

Коньковый узел.

Коньковый узел решается с помощью двух стальных креплений из упорного листа и двух фасонки с отверстиями для болтов (рис. 14). Коньковый узел рассчитываем на действие максимальных продольной $N_8 = 48,87 \text{ кН}$ и поперечной $Q = 12,0 \text{ кН}$ сил.

Проверка торцового сечения полуарки на смятие под углом $\alpha = 14^\circ 02'$ к волокнам древесины.

Расчетное сопротивление смятию:

$$R_{cm\alpha} = \frac{15}{1 + \left(\frac{15}{3} - 1\right) \sin^3 14^\circ 02'} = \frac{15}{1 + 4 \cdot 0,2425^3} = 14,19 \text{ МПа}.$$

Размеры конькового сечения: $b \cdot h_k = 20,5 \cdot 26,4 \text{ см}$.

Площадь смятия с учётом подрезок и угла наклона сечения: $A_{cm} = 20,5 \cdot 20 = 410 \text{ см}^2$.

$$\text{Напряжение } \sigma_{см} = \frac{N}{A_{см}} = \frac{48,87}{410} = 0,1192 \frac{\kappa H}{\text{см}^2} = 1,192 \text{ МПа};$$

$$1,192 \text{ МПа} < R_{СМ\alpha} = 14,19 \text{ МПа.}$$

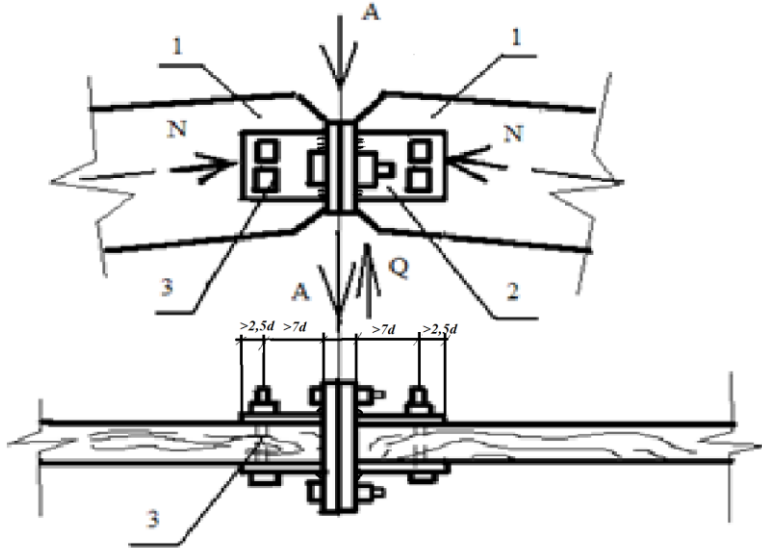


Рис. 14. Коньковый узел.

1 – полурама; 2 – стальное крепление; 3 – болт.

Определение числа болтов крепления конца полурамы к фасонкам.

Принимаем болты диаметром $d = 1,6 \text{ см}$. Они работают симметрично при числе швов $n_{ш} = 2$ и толщине сечения полурамы $b = c = 20,5 \text{ см}$ под углом смятия $\alpha = 90^\circ - 14^\circ 02' = 75^\circ 58'$ к волокнам древесины. При этом $k_\alpha = 0,675$ (по табл. 21 [1]).

Расчётная несущая способность соединения согласно по табл. 20 [1] в одном срезе:

- при изгибе

$$T_{II} = 2,5 \cdot d^2 \cdot \sqrt{k_\alpha} = 2,5 \cdot 1,6^2 \cdot \sqrt{0,675} = 5,258 \kappa H;$$

- по смятию древесины

$$T_C = 0,5 \cdot c \cdot d \cdot k_\alpha = 0,5 \cdot 20,5 \cdot 1,6 \cdot 0,675 = 11,07 \text{ кН.}$$

$$\text{Требуемое число болтов } n = \frac{Q}{T_{\min} \cdot n_{III}} = \frac{12,0}{5,258 \cdot 2} = 1,14 \text{ шт.}$$

Принимаем два болта $d = 16 \text{ мм.}$

ПРИМЕР 2 (для выполнения КП и РГР).
РАСЧЕТ ДЕРЕВЯННОЙ ТРЕХШАРНИРНОЙ РАМЫ
ИЗ ПРЯМОЛИНЕЙНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ
ПРОЛОТОМ 20 м.

Требуется запроектировать и рассчитать несущие конструкции рамы из прямолинейных элементов для склада в г. Волгоград. Здание отапливаемое с температурно-влажностными условиями эксплуатации 1.1 по табл. Г.1.1[1] (А1 по табл. 1.[2]). Пролет рамы $\ell = 20 \text{ м.}$ Высота (от земли до пересечения осей стойки и ригеля) $H_1 = 3,0 \text{ м.}$ Шаг рам $B = 5 \text{ м.}$

Высота в коньке (от земли до оси ригеля) при уклоне оси ригеля $i = 1/4$

$$H_2 = H_1 + \frac{\ell}{2} \cdot i = 3,0 + \frac{20}{2} \cdot \frac{1}{4} = 5,5 \text{ м.}$$

Ограждающие конструкции покрытия:

- кровля рулонная Техноэласт двухслойная по цементной стяжке толщиной 20 мм, плотностью 2000 кг/м³.
- утеплитель – минераловатные плиты ТЕХНОРУФ В толщиной 120 мм, плотностью 200 кг/м³ (ГОСТ 10140-80).

Настил одинарный из сосновых досок (ГОСТ 24454-80Е) толщиной 19 мм по неразрезным прогонам, поставленным по скату крыши с шагом 1,0 м. Прогоны из двух досок размером 60·150 мм поставленным на ребро.

2.1. Нагрузки, в $\text{кН}/\text{м}^2$

Составляющая нагрузки	Нормативная нагрузка	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка
1. Постоянные:		1,3	0,130
Рулонная кровля - Техноэласт	0,100	1,3	0,520
Цементная стяжка $0,02 \cdot 2000/100$	0,400		
Минераловат. пл. ТЕХНОРУФ В $0,12 \cdot 200/100$	0,240	1,2	0,288
Пароизоляция слой изоспана «В»	0,020	1,3	0,026
Настил из досок $0,019 \cdot 500/100$	0,095	1,1	0,105
Прогоны $0,06 \cdot 0,15 \cdot 2 \cdot 500$ $1,0 \cdot 100$	0,090	1,1	0,099
Итого	$g'' = 0,945$		$g = 1,168$
2. Временные:		$\frac{1}{0,7}$	
Снеговая согласно табл.Г.2 Приложения Г[3]	$s'' = 0,840$		$s = 1,200$
Ветровая (ввиду высоты ветрового щита $H_1 < 4\text{м}$, не учитывается)	-		-
Всего	1,785		2,368

Нагрузку от собственного веса рамы определим приближенно по уравнению:

$$g_{c.в.}^n = (g^n + s^n) / \left(\frac{1000}{k_{c.в.} \cdot \ell} - 1 \right) = (0,945 + 1,168) / \left(\frac{1000}{8 \cdot 20} - 1 \right) =$$

$$= 0,40 \text{ кН/м}^2; \quad g_{c.в.} = g_{c.в.}^n \cdot \gamma_f = 0,41 \cdot 1,1 = 0,44 \text{ кН/м}^2,$$

где $k_{c.в.} = 8$ - коэффициент для нагрузки от веса

конструкций, принимаемый в зависимости от вида и пролета конструкций и нагрузки на нее по табл.[7]

Приложения 4. Расчетные нагрузки на ригеле рамы, кН/м:

Постоянная $g = (1,168 + 0,44) \cdot 5 = 8,04$

Снеговая $s = 1,2 \cdot 5 = 6,0$

Полная $q = g + s = 8,04 + 6,0 = 14,04$

Ветровая нагрузка при данной схеме рамы и высоте стойки $H < 4$ м не учитывается, так как разгружает раму.

2.2. Выбор конструктивной схемы и назначение размеров рамы.

Принимаем несущие конструкции в виде рам из прямолинейных элементов. Уклон верхней кромки ригеля 1:4. Поперечное сечение рамы прямоугольное с постоянной шириной 20,5 см и переменной высотой (рис. 13). Ригель и стойку komponуем из досок 22,5 · 4 см (после острожки 20,5 · 3,3 см) в виде прямоугольных пакетов с последующей распиловкой. Для ригелей пакет состоит из 46 досок: 3,3 · 46 = 151,8 см; для стоек – 55 досок: 3,3 · 55 = 181,5 см.

Назначаем высоту сечений: $h_2 = h_4 = 110$ см;

Высота ригеля в коньке:

$$h_p = 3,3 \cdot 10 / 0,9702 = 34 \text{ см} > 0,3h = 0,3 \cdot 110 = 33 \text{ см};$$

Высота стойки на опоре:

$$h_{cm} = 3,3 \cdot 14 = 46,2 \text{ см} > 0,4h = 0,4 \cdot 110 = 44 \text{ см}.$$

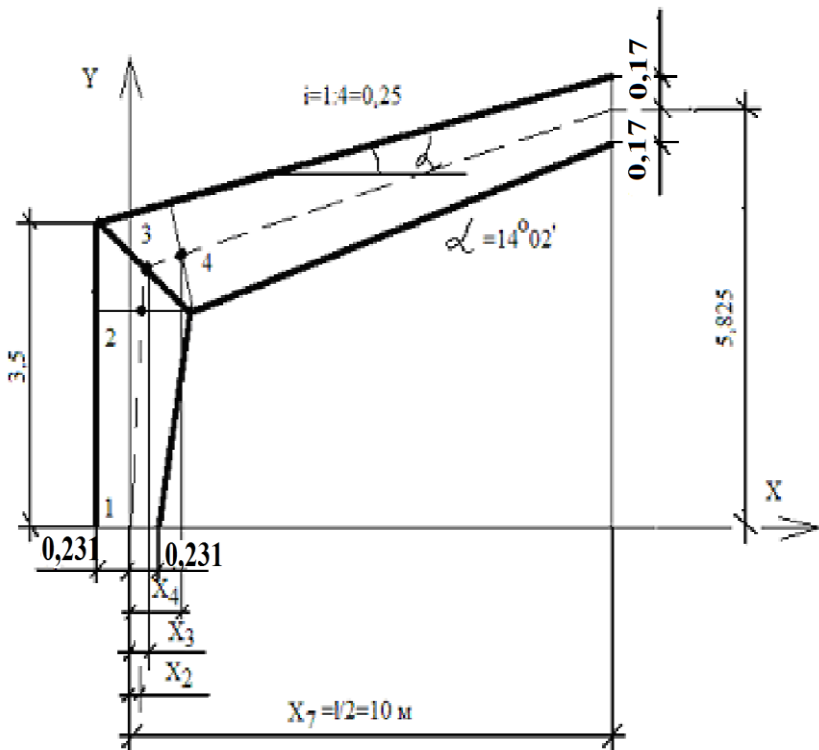


Рис. 15.

Определяем геометрические размеры.

$$\operatorname{tg} \alpha_1 = 1/4 = 0,25; \quad \alpha_1 = \operatorname{arctg} 0,25 = 14^{\circ} 02'.$$

$$\sin 14^{\circ} 02' = 0,2425; \quad \cos 14^{\circ} 02' = 0,9702.$$

Из рассмотрения четырехугольника $ABCD$ находим угол β :

$$90^{\circ} + \alpha_1 + 90^{\circ} + 90^{\circ} + 2\beta = 360^{\circ}$$

$$2\beta = 90^{\circ} - \alpha_1 = 90^{\circ} - 14^{\circ} 02' = 75^{\circ} 58'$$

$$\beta = 75^{\circ} 58' / 2 = 37^{\circ} 59'.$$

Отсюда угол $\gamma = 90^{\circ} - 37^{\circ} 59' = 52^{\circ} 01'$.

$$BD = h_3 = h_2 / \cos \beta = \frac{110}{\cos 37^\circ 59'} = \frac{110}{0,7882} = 139,6 \text{ см.}$$

$$\cos 37^\circ 59' = 0,7882; \quad \sin 37^\circ 59' = 0,6155; \quad \operatorname{tg} 37^\circ 59' = 0,7808.$$

$$AB = AD \operatorname{tg} \beta = h_2 \operatorname{tg} 37^\circ 59' = 110 \cdot 0,7808 = 85,9 \text{ см.}$$

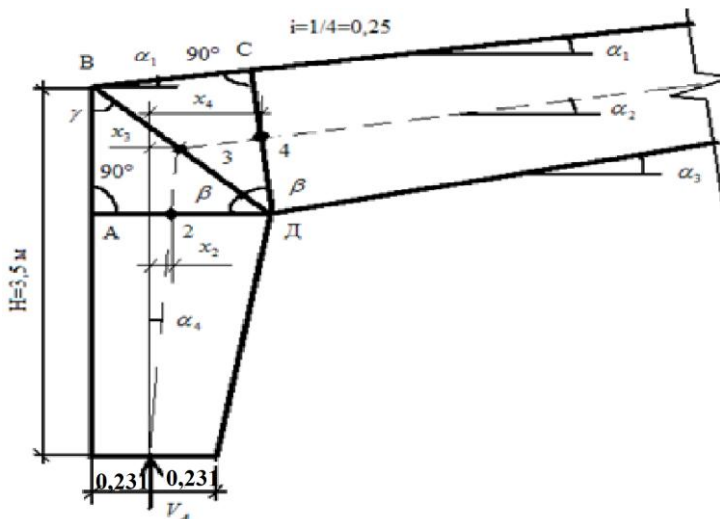


Рис. 16.

Так как точка 3 находится в середине BD (по построению), то из рассмотрения треугольников координаты x_3 , y_3 и y_2 будут равны:

$$x_3 = 0,55 - 0,30 = 0,25 \text{ м.};$$

$$y_3 = 3,50 - 0,859 / 2 = 3,07 \text{ м.};$$

$$y_2 = 3,50 - 0,859 = 2,641 \text{ м.};$$

Для определения x_2 необходимо вычислить угол α_4 :

$$\operatorname{tg} \alpha_4 = x_3 / y_3 = 0,25 / 3,07 = 0,0814;$$

$$\alpha_4 = \operatorname{arctg} 0,0814 = 4^\circ 39'.$$

Тогда $x_2 = y_2 \operatorname{tg} 4^\circ 39' = 2,641 \cdot 0,0814 = 0,215 \text{ м.}$

$$\sin 4^{\circ}39' = 0,0810; \quad \cos 4^{\circ}39' = 0,9967;$$

$$\sin 52^{\circ}01' = 0,7882; \quad \cos 52^{\circ}01' = 0,6155.$$

Углы α_2 и α_3 будут равны из рассмотрения треугольников (рис. 14).

$$\operatorname{tg} \alpha_2 = \frac{2,575 - 0,25 + 0,859/2}{10,0 - 0,25} = \frac{2,7545}{9,75} = 0,2825;$$

$$\alpha_2 = \operatorname{arctg} 0,2825 = 15^{\circ}46';$$

$$\sin 15^{\circ}46' = 0,2717; \quad \cos 15^{\circ}46' = 0,9624.$$

$$\operatorname{tg} \alpha_3 = \frac{2,575 - 0,50 + 0,859}{10,0 - 1,1 + 0,3} = \frac{2,934}{9,20} = 0,3189;$$

$$\alpha_3 = \operatorname{arctg} 0,3189 = 17^{\circ}41';$$

$$\sin 17^{\circ}41' = 0,3037; \quad \cos 17^{\circ}41' = 0,9528.$$

Точка 4 имеет координаты, равные среднеарифметическим координат точек C и D . Координаты точек C и D будут равны:

$$x_D = 0,8 \text{ м}; \quad y_D = 3,50 - 0,859 = 2,641 \text{ м};$$

$$x_C = BC / \cos \alpha_1 - 0,3 = \frac{0,859}{0,9702} - 0,3 = 0,8854 - 0,3 = 0,5854 \text{ м}.$$

$$y_C = 3,50 + BC \sin 14^{\circ}02' = 3,50 + 0,859 \cdot 0,2425 = 3,708 \text{ м};$$

$$x_4 = \frac{0,80 + 0,585}{2} = 0,6927 \approx 0,693 \text{ м};$$

$$y_4 = \frac{2,641 + 3,708}{2} = 3,1745 \approx 3,175 \text{ м}.$$

Имеем координаты точек 1, 2, 3, 4:

$$x_1 = 0; \quad y_1 = 0;$$

$$x_2 = 0,215 \text{ м}; \quad y_2 = 2,641 \text{ м};$$

$$x_3 = 0,250 \text{ м}; \quad y_3 = 3,070 \text{ м};$$

$$x_4 = 0,693 \text{ м}; \quad y_4 = 3,175 \text{ м}.$$

Расчетные усилия в раме возникают от полного нагружения ригеля постоянной и снеговой нагрузками:

Опорные реакции:

$$V_A = \frac{q\ell}{2} = \frac{14,04 \cdot 20}{2} = 140,4 \text{ кН};$$

$$H_A = \frac{q\ell^2}{8f} = \frac{14,04 \cdot 20^2}{8 \cdot 5,825} = 120,51 \text{ кН}.$$

Изгибающие моменты в сечениях (в $\text{кН} \cdot \text{м}$) определяем по формуле:

$$M_x = V_A \cdot x - H_A \cdot y - \frac{qx^2}{2};$$

$$M_1 = 0;$$

$$M_2 = 140,4 \cdot 0,215 - 120,51 \cdot 2,641 - \frac{14,04 \cdot 0,215^2}{2} = -288,405;$$

$$M_3 = 140,4 \cdot 0,25 - 120,51 \cdot 3,07 - \frac{14,04 \cdot 0,25^2}{2} = -335,304;$$

$$M_4 = 140,4 \cdot 0,693 - 120,51 \cdot 3,175 - \frac{14,04 \cdot 0,693^2}{2} = -288,693;$$

$$M_7 = 0.$$

Нормальные и поперечные силы, кН :

$$N_1 = V_A = 140,4 \text{ кН};$$

$$N_2 = (V_A - qx_2) \cos \alpha_4 + H_A \sin \alpha_4 = (140,4 - 14,04 \cdot 0,215) \cdot 0,9967 + 120,51 \cdot 0,081 = 146,689 \text{ кН};$$

$$N_3 = (140,4 - 14,04 \cdot 0,25) \cdot \sin 52^\circ 01' + 120,51 \cdot \cos 52^\circ 01' = 136,89 \cdot 0,7882 + 120,51 \cdot 0,6155 = 182,07 \text{ кН};$$

$$N_4 = (140,4 - 14,04 \cdot 0,693) \cdot \sin 15^\circ 46' + 120,51 \cdot \cos 15^\circ 46' = 130,67 \cdot 0,2717 + 120,51 \cdot 0,9624 = 151,482 \text{ кН};$$

$$N_7 = H_A = 120,51 \text{ кН}; \quad Q_1 = H_A = 120,51 \text{ кН}.$$

Поперечная сила при нагружении снеговой нагрузкой на половине пролета рамы:

$$Q_7' = V_B' = s \cdot \frac{\ell}{2} \cdot \frac{\ell}{4} / \ell = \frac{6 \cdot 10 \cdot 5}{20} = 15,0 \text{ кН}.$$

2.3.1. Проверяем максимальные напряжения в биссектрисном сечении 3 по формулам 122 [10]:

$$N_3 = 182,07 \text{ кН}; \quad M_3 = -335,304 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Для сжатой зоны вдоль оси под углом к волокнам:

$$\sigma_{xc} = \frac{N}{F_{\sigma}} + \frac{M_D}{k_1 \cdot W_{\sigma}};$$

$$F_{\sigma} = b \cdot h_3 = 20,5 \cdot 139,6 = 2861,8 \text{ см}^2;$$

$$W_{\sigma} = \frac{b \cdot h_3^2}{6} = \frac{20,5 \cdot 139,6^2}{6} = 66584,5 \text{ см}^3.$$

Определяем длину полурамы по осевой линии (рис. 15):

$$\begin{aligned} \ell_0 &= \ell_1 + \ell_2 = \frac{y_3}{\cos \alpha_4} + \frac{10,0 - x_3}{\cos \alpha_2} \\ &= \frac{3,07}{0,9967} + \frac{10,0 - 0,25}{0,9624} = 3,08 + 10,131 = 13,211 \text{ м}. \end{aligned}$$

$$\lambda = \frac{\ell_0}{r} = \frac{13,211}{0,289 \cdot 1,1} = 41,56;$$

$$\varphi = \frac{3000}{\lambda^2} = \frac{3000}{41,56^2} = 1,737;$$

$$\xi = 1 - \frac{N}{\varphi \cdot k_{жн} \cdot R_c \cdot F_{\sigma p}}; \quad F_{\sigma p} = 20,5 \cdot 110 = 2255 \text{ см}^2;$$

$$k_{жн} = 0,66 + 0,34\beta \text{ (по табл. Е.1, Приложения Е [1]).}$$

$$\beta_1 = \frac{h_{cm}}{h_2} = \frac{0,60}{1,10} = 0,545; \quad \beta_2 = \frac{h_p}{h_4} = \frac{0,50}{1,1} = 0,454;$$

$$\beta_{cp} = \frac{\beta_1 \cdot \ell_1 + \beta_2 \cdot \ell_2}{\ell_1 + \ell_2} = \frac{0,545 \cdot 3,08 + 0,454 \cdot 10,131}{3,08 + 10,131} = 0,475;$$

$$k_{жн} = 0,66 + 0,34 \cdot 0,475 = 0,821$$

$$R_c = R_c' \cdot m_\sigma / \gamma_n = \frac{1,5 \cdot 0,825}{1} = 1,238 \text{ кН/см}^2 = 12,38 \text{ МПа}.$$

где $R_c' = 15 \text{ МПа} = 1,5 \text{ кН/см}^2$ - по табл. 3 [1],

$m_\sigma = 0,825$ - при высоте сечения $h=110 \text{ см}$;

$\gamma_n = 1$ - при II уровне надежности сооружения согласно [6].

- 1) Прочность древесины на смятие при действии силы вдоль оси X под углом $\beta = 37^\circ 59'$, $\sin 37^\circ 59' = 0,6155$:

$$R_{c\beta} = \frac{R_{c\alpha}}{1 + \left(\frac{R_{c\alpha}}{R_{c90}} - 1 \right) \sin^3 \beta} = \frac{15}{1 + \left(\frac{15}{3} - 1 \right) \cdot \sin^3 37^\circ 59'} = 7,76 \text{ МПа};$$

Производится по формуле: $\sigma_{xc} = \frac{N}{F_{расч}} + \frac{M_D}{k_1 W_{расч}} \leq R_{c\alpha}$,

Коэффициент, учитывающий влияние дополнительного момента в результате выгиба элемента:

$$\xi = 1 - \frac{182,07}{1,737 \cdot 0,776 \cdot 1,238 \cdot 2255} = 0,952;$$

Изгибающий момент с учётом дополнительного момента:

$$M_D = \frac{M}{\xi} = \frac{335,304}{0,952} = 352,21 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

Значение коэффициента $k_1 = 0,7$ получаем из графика на рис. 17,а.

Сжимающее напряжение σ_{xc} будет равно:

$$\sigma_{xc} = \frac{182,07}{2861,8} + \frac{352,21 \cdot 100}{0,7 \cdot 66584,5} = 0,0636 + 0,7557 = 0,8193 \text{ кН/см}^2 =$$

$= 8,19 \text{ МПа} < R_{c\beta} = 8,38 \text{ МПа}$. Условие выполнено.

- 2) Для растянутой зоны вдоль оси X под углом

$$\beta = 37^\circ 59' \text{ к волокнам: } \sigma_{xp} = -\frac{N}{F_\sigma} + \frac{M_D}{k_2 \cdot W_\sigma};$$

здесь $k_2 = 1,14$ - из графика на рис. 17,а.

$$\sigma_{xp} = -\frac{182,07}{2861,8} + \frac{352,21 \cdot 100}{1,14 \cdot 66584,5} = -0,0636 + 0,4640 = 0,40 \text{ кН/см}^2 = 4,0 \text{ МПа},$$

где $R_u = R_u \cdot m_B / \gamma_n = \frac{15 \cdot 1}{1} = 15 \text{ МПа} = 1,5 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$;

где $m_B = 1$ - коэффициент, учитывающий условия эксплуатации, см Приложение 4, табл.1 и табл. 7 [1].

$$R_u \cdot m_\alpha = 15 \cdot 0,26 = 3,9 \text{ МПа};$$

где $m_\alpha = 0,26$ - коэффициент, учитывающий угол наклона волокон из графика на рис. 17 а.

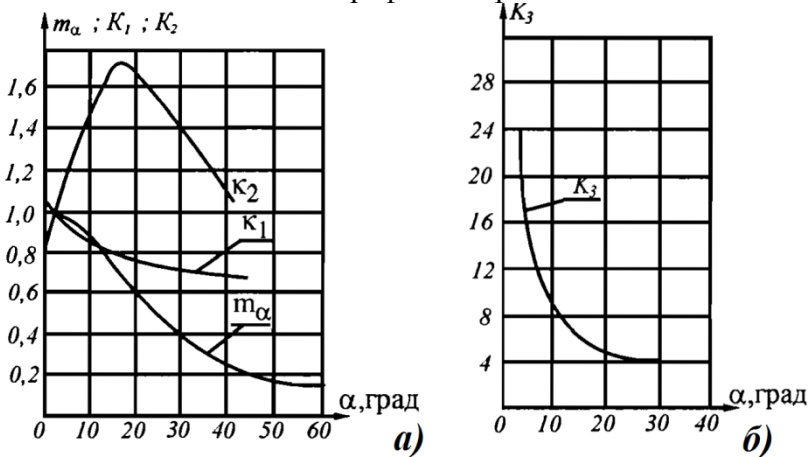


Рис. 17. Коэффициенты для расчёта рам.

Таким образом, $\sigma_{xp} = 4,0 \text{ МПа} > R_u m_\alpha = 3,9 \text{ МПа}$ - условие прочности не выполняется.

3) Для сжатия вдоль оси Y под углом к волокнам

$$\gamma = 90^\circ - 37^\circ 59' = 52^\circ 01'; \sin 52^\circ 01' = 0,7882$$

Условие прочности $\sigma_{yc} = \frac{M_D}{k_3 \cdot W} \leq R_{смy}$;

где $k_3 = 3,8$ - из графика на рис. 17,б.

$$R_{смy} = \frac{15}{\left[1 + \left(\frac{15}{3} - 1\right) \sin^3 52^\circ 01'\right]} = \frac{15}{2,962} = 5,064 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{yc} = \frac{352,21 \cdot 100}{3,8 \cdot 66584,5} = 0,139 \text{ кН/см}^2 = 1,39 \text{ МПа} < 5,06 \text{ МПа}.$$

Условие выполнено.

Так как в одной из трёх проверок, условие не выполняется, следует запроектировать другую конструкцию карнизного узла или усилить его, см рис.18 и 19.

- 1) Проверяем прочность по нормальным напряжениям сечения 4: $N_4 = 151,482 \text{ кН}$; $M_4 = 288,693 \text{ кН} \cdot \text{м}$;

$$\xi = 1 - \frac{151,482}{1,737 \cdot 0,776 \cdot 1,238 \cdot 2255} = 0,960;$$

$$M_d = \frac{288,693}{0,960} = 300,72 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad F_o = 20,5 \cdot 110 = 2255 \text{ см}^2;$$

$$W_o = \frac{20,5 \cdot 110^2}{6} = 41341,67 \text{ см}^3;$$

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{151,482}{2255} + \frac{300,72 \cdot 100}{41341,67} = 0,067 + 0,727 = 0,794 \text{ кН/см}^2 = \\ &= 7,94 \text{ МПа} < R_c = 12,38 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

Увеличение сечения 4 не требуется.

2.3.2. Вариант карнизного узла с клееной пятиугольной вставкой на зубчатых стыках (двойной зубчатый шип).

Такой узел более надежен, так как в биссектрисном сечении древесина работает на сжатие вдоль волокон.

Произведем проверку напряжений для варианта карнизного узла с пятиугольной вставкой (рис. 18).

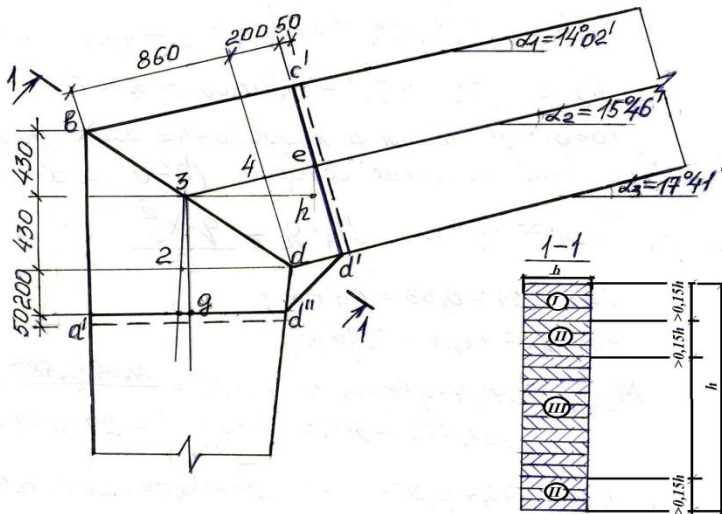


Рис. 18.

Проверка в сечении с максимальным изгибающим моментом по биссектрисе bd :

$$\sigma_{xp} = -\frac{N}{F_{\sigma}} + \frac{M_{\sigma}}{W_{\sigma}} = -\frac{182,07}{2861,8} + \frac{352,21 \cdot 100}{66584,5} = -0,0636 + 0,529 = 0,465 \text{ кН/см}^2 = 4,65 \text{ МПа} < R_u,$$

$$\text{где } R_u = R_u \cdot m_B / \gamma_n = \frac{15 \cdot 1}{1} = 15 \text{ МПа} = 1,5 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}.$$

расчётное сопротивление изгибу вдоль волокон.

Проверка 2) выполняется. Остальные проверки в биссектрисном сечении выполнялись с первоначальной конструкцией, это означает, что выполнение с данной конструкцией будет с большим запасом, т.к. древесина работает вдоль волокон наиболее выгодно. Однако следует проверить работу древесины в сечениях зубчатых стыков

$c' - d'$ и $a' - d''$ по наиболее напряжённым зонам кромок вставки.

Определим длину отрезка Ze :

$$\begin{aligned} Ze &= \sqrt{(x_4 - x_3)^2 + (y_4 - y_3)^2} + 0,200 = \\ &= \sqrt{(0,693 - 0,25)^2 + (3,175 - 3,07)^2} + 0,200 = 0,655 \text{ м}. \end{aligned}$$

Другие основные размеры, данные на рис. 16:

$$3h = 65,5 \cdot \cos 15^\circ 46' = 65,5 \cdot 0,9624 = 63,037 \text{ см};$$

$$eh = 65,5 \cdot \sin 15^\circ 46' = 65,5 \cdot 0,2717 = 17,796 \text{ см};$$

$$fg = 65,5 \cdot \sin 4^\circ 39' = 65,5 \cdot 0,081 = 5,305 \text{ см}.$$

Тогда моменты и продольные силы для сечений по краям вставки ($c' - d'$ и $a' - d''$):

$$M_{c'-d'} = V_A \cdot x_e - H_A \cdot y_e - \frac{q \cdot x_e^2}{2};$$

$$x_e = 0,25 + 0,63 = 0,88 \text{ м};$$

$$y_e = 3,07 + 0,18 = 3,25 \text{ м};$$

$$M_{c'-d'} = 140,4 \cdot 0,88 - 120,51 \cdot 3,25 - \frac{14,04 \cdot 0,88^2}{2} =$$

$$= 123,552 - 391,658 - 5,436 = 273,542 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\begin{aligned} M_{a'-d''} &= 140,4(0,215 - 0,053) - 120,51(3,07 - 0,63) - \\ &- \frac{14,04 \cdot 0,162^2}{2} = 271,483 \text{ кН} \cdot \text{м}; \end{aligned}$$

$$M_{a'-d''} = 271,483 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_{c'-d'} = 273,542 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\begin{aligned} N_{c'-d'} &= (V_A - q \cdot x_e) \cdot \sin 15^\circ 46' + H \cos 15^\circ 46' = \\ &= (140,4 - 14,04 \cdot 0,88)0,2717 + 120,51 \cdot 0,9624 = \\ &= 34,790 + 115,979 = 150,769 \text{ кН}; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_{a'-d''} &= (V_A - q \cdot x_f) \cos \alpha_4 + H_A \sin \alpha_4 = \\ &= (140,4 - 14,04 \cdot 0,197)0,9967 + 120,51 \cdot 0,081 = \\ &= 137,180 - 9,761 = 127,419 \text{ кН}; \end{aligned}$$

где $x_f = x_3 - fg = 0,250 - 0,053 = 0,197\text{ м}$.

$$N_{a'-d''} = 127,419\text{ кН} < N_{c'-d'} = 150,769\text{ кН}.$$

Наибольшие моменты и усилия (M и N) в сечении $c' - d'$. Поэтому, оставляя полученные ранее коэффициенты, гибкость и коэффициент ξ , проверяем напряжение в сечении $c' - d'$. Определим угол смятия, исходя из проектирования вставки с досками, расположенными под прямым углом к биссектрисе. Из рассмотрения четырехугольника $ABCD$ находим угол β_1 - угол между направлением волокон в пятиугольной вставке и направлением продольного усилия N_c :

$$90^\circ + \alpha_2 + 90^\circ + 90^\circ + 2\beta_1 = 360^\circ$$

$$2\beta_1 = 90^\circ - \alpha_2 = 90^\circ - 15^\circ 46' = 74^\circ 14'$$

$$\beta_1 = 74^\circ 14' / 2 = 37^\circ 07', \quad \sin 37^\circ 07' = 0,603.$$

Из подобия треугольников (в ригеле) находим высоту сечения:

$$c' - d' = 0,6 \cdot \frac{9,476}{9,676} + 0,5 = 0,587 + 0,500 = 1,087\text{ м};$$

Площадь сечения стыка: $F_{расч} = 20,5 \cdot 108,7 = 2228,35\text{ см}^2$;

Момент сопротивления сечения:

$$W_{расч} = \frac{20,5 \cdot 108,7^2}{6} = 40370,27\text{ см}^3;$$

$$\xi = 1 - \frac{150,769}{1,737 \cdot 0,776 \cdot 1,238 \cdot 2228,35} = 1 - 0,040 = 0,960;$$

Значение изгибающего момента в сечении стыка ригеля и вставки с учётом дополнительного момента:

$$M_d = \frac{M}{\xi} = \frac{273,542}{0,960} = 284,940\text{ кН} \cdot \text{м};$$

- 1) Проверка растянутой кромки для растянутой зоны вдоль оси X под углом $\beta = 37^\circ 07'$ к волокнам:

тогда $k_2 = 1,68$ - из графика на рис. 17,а;

$$R_u \cdot m_\alpha = 15 \cdot 0,62 = 9,3 \text{ МПа};$$

где $m_\alpha = 0,62$ - коэффициент, учитывающий угол наклона волокон (из графика на рис. 17 а).

$$\begin{aligned}\sigma_{xp} &= -\frac{150,769}{2228,35} + \frac{284,94 \cdot 100}{1,68 \cdot 40370,27} = -0,0677 + 0,420 = \\ &= 0,352 \text{ кН/см}^2 = 3,52 \text{ МПа} < R_u m_\alpha = 9,3 \text{ МПа}.\end{aligned}$$

Условие выполняется.

- 2) Прочность древесины на смятие при действии силы вдоль оси X под углом $\beta = 37^\circ 07'$ в крайней сжатой кромке стыка:

$$R_{cm\beta_1} = \frac{15}{1 + \left(\frac{15}{3} - 1\right) \sin^3 37^\circ 07'} = \frac{15}{1 + 4 \cdot 0,603^3} = 7,99 \text{ МПа},$$

$$\begin{aligned}\sigma_{xc} &= \frac{150,769}{2228,35} + \frac{284,940 \cdot 100}{0,77 \cdot 40370,27} = 0,0676 + 0,917 = 0,984 \text{ кН/см}^2 = \\ &= 9,84 \text{ МПа} > m_B \cdot m_{cl} \cdot m_n \cdot R_{cm\beta_1=37^\circ 07'} = 1 \cdot 7,99 \text{ МПа}.\end{aligned}$$

Значение коэффициента $k_1 = 0,77$ получаем из графика на рис. 17,а;

$m_B = 1$ - коэффициент, учитывающий условия эксплуатации по табл. 7 [1].

Условие не выполняется ввиду уменьшения сечения в месте стыка ригеля и вставки по сравнению с карнизным.

В пятиугольной вставке можно применить более тонкие доски толщиной 19 мм после фрезерования сортаментов толщиной 25 мм, тогда к расчётному сопротивлению применяют коэффициент толщины слоя $m_{cl} = 1,1$ (см табл.2 Приложение 4 или табл.10 [1]).

Упрочнения стыка также можно достичь, применив твёрдые породы древесины. К примеру, можно применить

древесину лиственницы, коэффициент перехода породы для $R_{см}$ вдоль и поперёк волокон $m_n = 1,2$ (см табл.2 Приложение 3 или табл.5[1]).

При замене породы древесины и толщины досок во вставке напряжения смятия в сечении $c' - d'$ не превышают расчетного сопротивления на смятие под углом β_1 :

$$\sigma_{xc} = 9,84 \text{ МПа} < R_{см\beta_1} \cdot m_{ct} \cdot m_n \cdot m_g = 7,99 \cdot 1,1 \cdot 1,2 \cdot 1 = 10,55 \text{ МПа}$$

Условие выполнено.

3) Проверка для сжатия вдоль оси Y под углом к волокнам уже выполнена выше, только сейчас она проводится для древесины вставки в сечении стыка стойки с пятиугольной вставкой (древесина в стойке воспринимает напряжения сжатия вдоль волокон):

$$\gamma_1 = \gamma = 90^\circ - 37^\circ 59' = 52^\circ 01'; \sin 52^\circ 01' = 0,7882;$$

$$M_{a'-d'} = 271,483 \text{ кН} \cdot \text{м}; M_D = \frac{M}{\xi} = \frac{271,483}{0,960} = 282,79 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$\text{Условие прочности } \sigma_{yc} = \frac{M_D}{k_3 \cdot W} \leq R_{см\gamma};$$

где $k_3 = 3,8$ - из графика на рис. 17,б. Расчётное сопротивление смятию под углом для лиственницы:

$$R_{см\gamma} = \frac{15 \cdot 1,2}{\left[1 + \left(\frac{15 \cdot 1,2}{3 \cdot 1,2} - 1 \right) \sin^3 52^\circ 01' \right]} = \frac{18}{2,962} = 6,077 \text{ МПа};$$

с учётом $m_{ct} = 1,1$: $R_{см\gamma_1} \cdot m_{ct} \cdot m_g = 6,077 \cdot 1,1 \cdot 1 = 6,68 \text{ МПа}$;

$$\sigma_{yc} = \frac{282791 \cdot 100}{3,8 \cdot 40370,27} = 0,184 \text{ кН} / \text{см}^2 = 1,84 \text{ МПа} < 6,68 \text{ МПа}.$$

Условие выполнено. Окончательно принимаем решение карнизного узла с пятиугольной карнизной вставкой из древесины лиственницы (толщина досок 19 мм).

Наиболее эффективно стыкование вставки с ригелем и со стойкой таким образом, чтобы смятие досок в элементах ригельной части и вставки было под одинаковым углом, см рис. 19а. При больших значениях усилий предусматривают усиление стальными элементами (см рис.19б) или фанерными накладками, ориентированными «рубашками» перпендикулярно биссектрисе карнизного узла (см рис.19 в).

2.3.3. Расчёт устойчивости плоской формы деформирования.

Раскрепляем раму в плоскости, перпендикулярной плоскости рамы, стеновыми панелями, прогонами, поперечными (скатными) связями, расположенными по наружному контуру рамы, а также вертикальной связью, установленной в биссектрисном сечении 3.

Находим расположение нулевой точки в эпюре изгибающих моментов $M_u = 0$. Определяем координаты нулевой точки:

$$M = V_A \cdot x - H \cdot y - \frac{qx^2}{2} = 0;$$

$$M = 140,4 \cdot x - 120,51 \cdot y - \frac{14,04 \cdot x^2}{2} = 0;$$

$$y = y_3 + (x - x_3) \operatorname{tg} \alpha_2 = 3,07 + (x - 0,25) \operatorname{tg} 15^\circ 46' =$$

$$= 3,07 + (x - 0,25) \cdot 0,2825;$$

$$y = 0,2825 \cdot x + 2,9994$$

Подставляя выражение y в уравнение для M , имеем:

$$140,4x - 120,51(0,2825x + 2,9994) - \frac{14,04 \cdot x^2}{2} = 0;$$

после упрощения:

$$-7,02x^2 + 106,356x - 361,457 = 0.$$

Решая квадратное уравнение, получаем:

$$x_7 = 10,0 \text{ м} - \text{точка 7 в коньке};$$

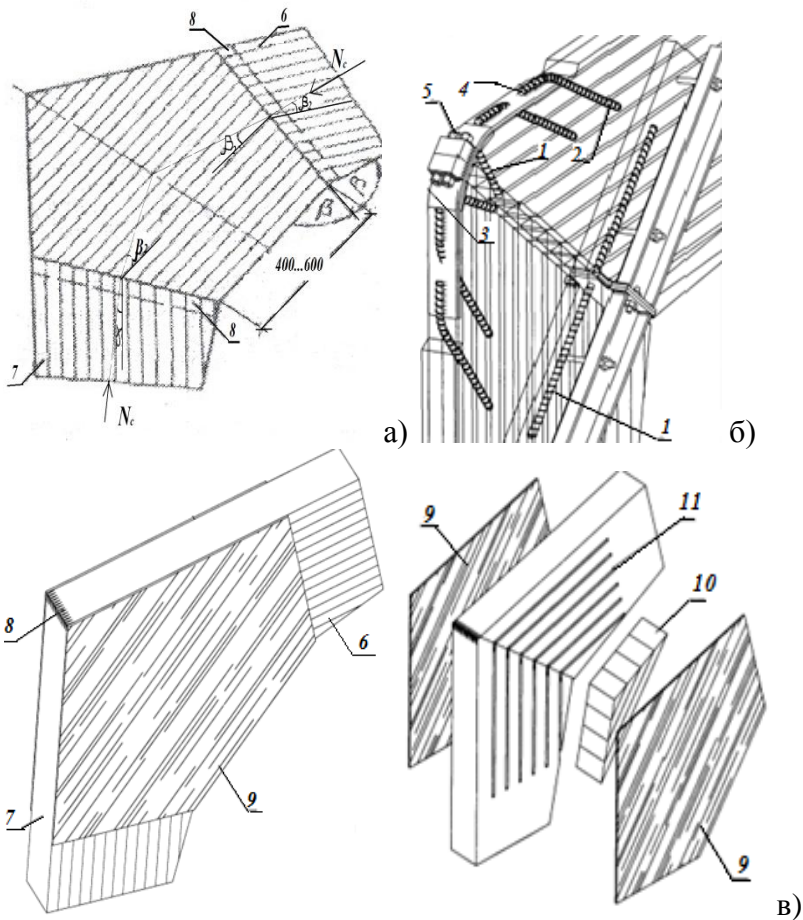


Рис.19. Варианты усиления карнизного узла.

- 1- вклеенные стержни, работающие на продавливание,
- 2- вклеенные стержни, работающие на выдёргивание,
- 3- монтажные пластины для крепления вклеенных стержней,
- 4- сварка выпусков вклеенных стержней,
- 5- стяжные болты на монтажных столиках, приваренных к пластине, 6- ригельная часть рамы, 7- стоечная часть рамы,
- 8- зубчатый шип, 9- фанерные накладки на клею,
- 10- треугольный вкладыш, 11- пропилы глубиной 20 мм.

$$x = 5,147\text{ м};$$

$$y_5 = 0,2825 \cdot 5,147 + 2,9994 = 4,453\text{ м}.$$

На всех участках (от опорного узла до биссектрисного сечения, от биссектрисного сечения до точки с координатами $x_5 = 5,147\text{ м}$; $y_5 = 4,453\text{ м}$ и от этой точки до конькового узла) устойчивость плоской формы деформирования рамы проверяем по формуле 26 [10] с учетом переменности сечений:

на первом участке (от опорного до биссектрисного сечения)

$$\text{определяем } \lambda = \ell_0 / r = \frac{350}{0,289 \cdot 20,5} = 59,08;$$

$$\varphi = \frac{3000}{\lambda^2} = \frac{3000}{59,08^2} = 0,859;$$

где $\ell_0 = 350\text{ см}$ - расчетная длина участка рамы, равная длине ее внешней подкрепленной кромки.

$$k_{жв} = (0,4 + 0,6\beta)\beta = (0,4 + 0,6 \cdot 0,545) \cdot 0,545 = 0,396;$$

$$\text{где } \beta = \frac{60}{110} = 0,545;$$

$$k_{жм} = \beta^{\frac{1}{3-\alpha}} = \beta^{\frac{1}{3}} = 0,545^{\frac{1}{3}} = 0,817; \quad \alpha = 0;$$

$$\varphi_M = 140 \frac{b^2}{\ell_0 \cdot h} \cdot k_\phi = 140 \frac{20,5^2}{350 \cdot 110} \cdot 1,5 = 2,292;$$

где k_ϕ - коэффициент, зависящий от формы эпюры изгибающих моментов на участке ℓ_0 и определяемый по табл. Е.2 Приложения Е [1].

$$k_\phi = 3/(2 + \alpha) = 3/2 = 1,5.$$

Условие устойчивости:

$$\frac{N}{\varphi_y \cdot R_c \cdot F_{бр}} + \left(\frac{M_{Д}}{\varphi_M \cdot R_u \cdot W_{бр}} \right)^n \leq 1;$$

$n=2$ – для элементов без закрепления растянутой кромки из плоскости деформирования.

$$\frac{182,07}{0,859 \cdot 0,396 \cdot 1,238 \cdot 2255} + \left(\frac{352,21 \cdot 100}{2,292 \cdot 0,817 \cdot 1,238 \cdot 41341,67} \right)^2 = 0,192 + 0,135 = 0,327 < 1.$$

Условие выполняется.

Проверяем устойчивость плоской формы деформирования на втором участке от биссектрисного сечения до точки 5 с координатами $x=5,147\text{м.}; y=4,453\text{м.}$

Длина участка $\ell = (x_5 - x_3) / \cos \alpha_2 =$

$$= (5,147 - 0,25) / \cos 15^\circ 46' = 4,897 / 0,9624 = 5,088\text{м.}$$

$$\lambda = \frac{508,8}{0,289 \cdot 20,5} = 85,88; \quad \varphi = \frac{3000}{85,88^2} = 0,407$$

Из рассмотрения треугольников $h_5 = 0,813\text{м.}$

$$\beta = 0,813 / 1,1 = 0,739;$$

$$k_{жн} = (0,4 + 0,6 \cdot 0,739) \cdot 0,739 = 0,623;$$

$$\varphi_M = 140 \frac{20,5^2}{508,8 \cdot 110} \cdot 2,54 = 2,67;$$

где $k_\varphi = 2,54$ - из табл. 2.4 [9];

$$k_{жм} = \beta^{\frac{1}{4}} = 0,739^{\frac{1}{4}} = 0,927;$$

$$\frac{182,07}{0,407 \cdot 0,623 \cdot 1,238 \cdot 2255} + \left(\frac{352,21 \cdot 100}{2,67 \cdot 0,927 \cdot 1,238 \cdot 41341,67} \right)^2 = 0,257 + 0,077 = 0,335 < 1. \text{ Условие выполняется.}$$

Проверяем устойчивость на третьем участке (от точки 5 до конькового узла).

Максимальные значения изгибающего момента и соответствующей продольной силы на третьем участке определяем в сечении, где поперечная сила равна 0:

$$\begin{aligned} Q &= (V - qx)\cos\alpha_2 - H\sin\alpha_2 = \\ &= (140,4 - 14,04 \cdot x) \cdot \cos 15^\circ 46' - 120,51 \cdot \sin 15^\circ 46' = 0; \\ (140,4 - 14,04 \cdot x) \cdot 0,9624 - 120,51 \cdot 0,2717 &= 0; \\ 135,121 - 13,512x - 32,742 &= 0; \\ x &= \frac{102,379}{13,512} = 7,577 \text{ м}. \end{aligned}$$

Ранее была определена зависимость $y = 0,2825x + 2,9994$; отсюда $y = 0,2825 \cdot 7,577 + 2,9994 = 5,1399 = 5,14 \text{ м}$.

Усилия в данном сечении:

$$\begin{aligned} M &= 140,4 \cdot 7,577 - 120,51 \cdot 5,14 - \frac{14,04 \cdot 7,577^2}{2} = \\ &= 1063,8108 - 619,4214 - 403,0247 = 41,3646 \approx 41,365 \text{ кН} \cdot \text{м}; \\ N &= (140,4 - 14,04 \cdot 7,577) \sin 15^\circ 46' + 120,51 \cdot \cos 15^\circ 46' = \\ &= 34,0189 \cdot 0,2717 + 120,51 \cdot 0,9624 = \\ &= 9,2429 + 115,9788 = 125,222 \text{ кН}. \end{aligned}$$

Расстояние между точками 3 и 6:

$$\begin{aligned} \ell &= (7,577 - 0,25) / \cos 15^\circ 46' = 7,327 / 0,9624 = 7,613 \text{ м}; \\ \beta &= 50 / 81,3 = 0,615; \end{aligned}$$

Расстояние между точками 5 и 7:

$$\begin{aligned} \ell &= \frac{x_7 - x_5}{\cos 15^\circ 46'} = \frac{10,0 - 5,147}{0,9624} = 5,0426 \text{ м}; \\ \lambda &= \frac{504,26}{0,289 \cdot 20,5} = 85,11 \quad \varphi = \frac{3000}{85,11^2} = 0,414; \\ k_{жкV} &= (0,4 + 0,6 \cdot 0,615) \cdot 0,615 = 0,473; \\ k_{жкM} &= \beta^{\frac{1}{2}} = 0,615^{\frac{1}{2}} = 0,784; \end{aligned}$$

$$R_C = 1,5 \cdot \frac{0,897}{1} = 1,346 \text{ кН/см}^2;$$

где $m_\sigma = 0,897$ - коэффициент, соответствующий $h=81,3 \text{ см}$.

$$F_{\sigma p} = 20,5 \cdot 81,3 = 1666,65 \text{ см}^2;$$

$$W_{\sigma p} = 20,5 \cdot \frac{81,3^2}{6} = 22583,1 \text{ см}^3;$$

$$\varphi_M = 140 \cdot \frac{20,5^2}{504,26 \cdot 81,3} = 1,435;$$

$$\xi = 1 - \frac{125,222}{1,737 \cdot 0,821 \cdot 1,346 \cdot 2255} = 0,971;$$

$$M_D = 41,365 / 0,971 = 42,60 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

Проверяем условие устойчивости:

$$\frac{125,222}{0,414 \cdot 0,473 \cdot 1,419 \cdot 1666,65} + \left(\frac{42,60 \cdot 100}{1,346 \cdot 0,784 \cdot 41,586 \cdot 22583,1} \right)^2 =$$

$$= 0,270 + 0,00002 = 0,270 < 1;$$

$$\text{где } R_{\text{сма}=14^\circ 02'} = \frac{15}{1 + \left(\frac{15}{3} - 1 \right) \sin^3 14^\circ 02'}$$

$$= \frac{15}{1 + 4 \cdot 0,2425^3} = 14,19 \text{ МПа} = 1,419 \text{ кН/см}^2.$$

Условие выполняется.

2.3.4. Расчёт узлов.

Опорный узел. $N_1 = V_A = 140,4 \text{ кН}$; $Q_1 = H_A = 120,51 \text{ кН}$;

$$M_1 = 0.$$

- 1) Проверяем клеевые швы на скалывание в опорном сечении по формуле:

$$\tau_{\text{ск}} = \frac{Q_0 \cdot S_{\sigma p}}{\xi \cdot I_{\sigma p} \cdot b_{\text{расч}}} < R_{\text{ск}};$$

$$\text{где } S_{\bar{o}p} = \frac{b \cdot h_0^2}{8} = \frac{20,5 \cdot 46,2^2}{8} = 5469,5 \text{ см}^3;$$

$$I_{\bar{o}p} = \frac{b \cdot h_0^3}{12} = \frac{20,5 \cdot 46,2^3}{12} = 168460,68 \text{ см}^4;$$

$$R_{ск} = \frac{R_{ск} \cdot m_B \cdot m_{cl}}{\gamma_n} = \frac{1,5 \cdot 1 \cdot 1}{1} = 1,5 \text{ МПа};$$

$$\xi = 1 - \frac{140,4}{1,737 \cdot 0,821 \cdot 1,238 \cdot 2255} = 1 - 0,035 = 0,965;$$

$$\text{Тогда } \tau_{ск} = \frac{120,51 \cdot 5469,5}{0,965 \cdot 168460,68 \cdot 20,5} = 0,198 \text{ кН/см}^2 =$$

$$= 1,98 \text{ МПа} > 1,5 \text{ МПа} - \text{условие не выполнено.}$$

Увеличиваем высоту опорного сечения до 62,7 см (19 досок толщиной 3,3 см).

Статический момент сдвигаемой части сечения бруто:

$$S_{\bar{o}p} = \frac{b \cdot h_0^2}{8} = \frac{20,5 \cdot 62,7^2}{8} = 10073,93 \text{ см}^3;$$

$$\text{Момент инерции: } I_{\bar{o}p} = \frac{b \cdot h_0^3}{12} = \frac{20,5 \cdot 62,7^3}{12} = 421090,30 \text{ см}^4;$$

Напряжения скалывания:

$$\tau_{ск} = \frac{120,51 \cdot 10073,93}{0,965 \cdot 421090,30 \cdot 20,5} = 0,146 \text{ кН/см}^2 =$$

$$= 1,46 \text{ МПа} < 1,5 \text{ МПа} - \text{условие выполнено.}$$

Опорный узел решаем так, как изображено на рис.20.

2) Проверяем торец стойки на смятие вдоль волокон:

$$\sigma_{см} = \frac{N}{b \cdot h_0} = \frac{140,4}{20,5 \cdot 62,7} = 0,109 \text{ кН/см}^2 = 1,09 \text{ МПа} <$$

$$< R_{см} / \gamma_n = 15 / 1 = 15 \text{ МПа};$$

где $N = V_1 = 140,4 \text{ кН}$.

- 2) Подбираем элементы крепления к фундаменту. Высота вертикальной (тыльной) стенки башмака из условия смятия древесины поперек волокон:

$$h_{\sigma} = \frac{Q_1}{b \cdot m_B \cdot R_{см90}} = \frac{120,51 \cdot 10}{20,5 \cdot 1 \cdot 3} = 19,6 \text{ см};$$

где $Q_1 = H = 120,51 \text{ кН}$; $R_{см90} = 3 \text{ МПа}$;

10 – переходной коэффициент от $\text{кН}/\text{см}^2$ к МПа .

Принимаем $h_{\sigma} = 20 \text{ см}$.

Для определения толщины этой стенки из условий изгиба ее как пластинки с частичным защемлением на опорах и с учетом развития пластических деформаций при изгибе находим сначала изгибающий момент:

$$M = \frac{Q_1 \cdot b}{16} = \frac{120,51 \cdot 20,5}{16} = 154,4 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Стальная пластина из стали С 235, поэтому требуемый момент сопротивления:

$$W_{mp} = \frac{M}{R_y} = \frac{154,4 \cdot 10}{230} = 6,71 \text{ см}^3;$$

где $R_y = 230 \text{ МПа}$ - для листовой стали С 235 при толщине листа до 20 мм согласно табл.В.5 Приложения В[4] или табл.3 Приложения 7.

Тогда толщина пластинки:

$$\delta = \sqrt{\frac{6W_{mp}}{b}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 6,71}{20,5}} = 1,40 \text{ см};$$

принимаем по сортаменту $\delta = 15 \text{ мм}$.

Траверсы проектируем из стальных листов $200 \times 10 \text{ мм}$.

Проверяем вертикальную стенку траверсы на внецентренное растяжение по формуле:

$$\sigma = \frac{H}{2A_{В.П.}} + \frac{M_{II}}{W_{В.П.}};$$

здесь $A_{B.П.}$ и $W_{B.П.}$ - соответственно площадь вертикального сечения и момент сопротивления траверсы.

$$A_{B.П.} = 1(20 - 1) = 19 \text{ см}^2; \quad W_{B.П.} = \frac{1 \cdot 19^2}{6} = 60,16 \text{ см}^3;$$

$$M_{II} = \frac{H \cdot h_{B.П.}}{2} = \frac{120,51 \cdot 19}{2} = 1144,85 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$H = Q = 120,51 \text{ кН};$$

$$\sigma_y = \frac{120,51}{2 \cdot 19} + \frac{1144,85}{60,16} = 3,171 + 19,030 = 22,201 \text{ кН} / \text{см}^2 =$$

$$= 222,0 \text{ МПа} < R_y = 230 \text{ МПа}.$$

Определяем число болтов крепления торца стойки к боковым фасонкам башмака (вертикальным листам траверсы). Принимаем болты диаметром 2,4 см. Они воспринимают поперечную силу Q и работают симметрично при ширине сечения $b = c = 20,5$ см, при двух швах $n_{III} = 2$ и угле смятия $\alpha = 90^\circ$. Коэффициент, учитывающий направление усилия Q по отношению к волокнам древесины, согласно табл. 21 [1] $k_\alpha = 0,55$.

Расчётная несущая способность соединения в одном шве согласно табл. 20 [1]:

- по изгибу болта

$$T_{II} = 2,5 \cdot d^2 \cdot \sqrt{k_\alpha} = 2,5 \cdot 2,4^2 \cdot \sqrt{0,55} = 10,24 \text{ кН};$$

- по смятию древесины

$$T_C = 0,5 \cdot c \cdot d \cdot k_\alpha = 0,5 \cdot 20,5 \cdot 2,4 \cdot 0,55 = 13,54 \text{ кН}.$$

$$\text{Требуемое число болтов } n_B = \frac{Q}{T_{\min} \cdot n_{III}} = \frac{120,51}{10,24 \cdot 2} = 5,88.$$

Принимаем **6** болтов диаметром 24 мм. Расположить их можно в 2 (см рис.20) или 3 ряда, симметрично относительно оси стойки. Размеры пластин корректируем, учитывая безопасное размещение болтов в соответствии с

нормами расстановки в деревянных конструкциях п.7,18.
[1] и металлических элементах п.[4].

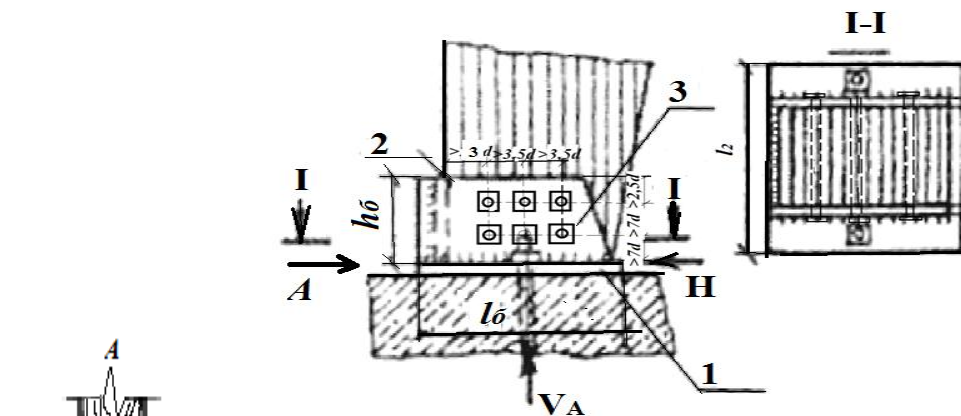


Рис.20.

1- опорная пластина башмака; 2- боковая пластина; 3- болты.

Определение толщины опорного листа.
Лист работает на изгиб от давления торца стойки и реактивного давления фундамента как двухконсольная балка.
Длина торца $l_1 = b_{cm} = 20,5\text{см}$.

Длина листа $l_2 = 55\text{см}$.

Расчетная ширина сечения $b = 1\text{см}$.

Давление торца:

$$q_1 = \sigma_{cm} = \frac{N \cdot 1}{l_1 \cdot h_{on}} = \frac{140,4 \cdot 1}{52,7 \cdot 20,5} = 0,130 \text{кН/см} = 130 \text{Н/см}.$$

Давление фундамента: $q_2 = \frac{q_1 \cdot l_1}{l_2} = \frac{130 \cdot 20,5}{55} = 48,45 \text{Н/см}.$

;

Изгибающий момент в опорной плите (листе):

$$M = \frac{q_2 \cdot \ell_2^2 - q_1 \cdot \ell_1^2}{8} = \frac{(48,45 \cdot 55^2 - 130 \cdot 20,5^2)}{8} = 11492,8 \text{ Н} \cdot \text{см}.$$

Требуемый момент сопротивления сечения пластины:

$$W_{mp} = \frac{11492,8}{240 \cdot 100} = 0,479 \text{ см}^3;$$

где $R_y = 240 \text{ МПа}$ - для стали С 245 [3].

100 – переходной коэффициент.

Требуемая толщина листа $\delta_{mp} = \sqrt{6W} = \sqrt{6 \cdot 0,479} = 1,695 \text{ см}.$

Принимаем толщину стального листа по сортаменту $\delta = 18 \text{ мм}.$

Крепление траверсы башмака к фундаменту предусматриваем двумя болтами $d = 24 \text{ мм}$ из стали марки 09Г2С-4 по ГОСТ19281*, работающими на срез и растяжение. Бетон фундамента класса В 15 с расчетным сопротивлением бетона осевому сжатию $R_b = 8,5 \text{ МПа}.$

Сжимающее напряжение под опорной плитой:

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{N}{A} = \frac{140,4}{52,7(20,5 + 30)} = 0,0528 \text{ кН} / \text{см}^2 = \\ &= 0,528 \text{ МПа} < R_b = 8,5 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

Проверяем анкерный болт на растяжение по ослабленному нарезкой сечению:

$$\sigma_{bt} = \frac{N_{bt}}{A_{bn} \cdot \gamma_c}; \text{ здесь } A_{bn} = 3,16 \text{ см}^2 - \text{площадь сечения болта}$$

нетто по табл. Г.9. Приложения Г. [4].

$$N_{bt} = N_p = \frac{M_{II}}{\frac{2}{3} \cdot 2\ell} = \frac{11,49 \cdot 3}{2 \cdot 2 \cdot 55} = 0,16 \text{ кН};$$

здесь $\ell = 55 \text{ см}$ - длина пластины.

$$\sigma_{bt} = \frac{0,16}{3,16} = 0,050 \text{ кН} / \text{см}^2 = 0,50 \text{ МПа} < R_{bt} = 245 \text{ МПа},$$

где R_{br} – расчётное сопротивление растяжению одноболтового соединения согласно табл. Г.7. Приложения Г. [4].

Напряжение анкерного болта на срез:

$$\tau_{bs} = \frac{N_{bs}}{A_b \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c} = \frac{120,51}{2 \cdot 4,52} = 13,33 \text{ кН} / \text{см}^2 = 133,3 \text{ МПа} < < R_{bs} = 210 \text{ МПа};$$

где $N_{bs} = \frac{H}{2}$ - усилие среза, кН;

$A_b = 4,52 \text{ см}^2$ - площадь сечения болта brutto по табл. Г.5. Приложения Г. [4].

Коньковый узел

Коньковый узел решаем по схеме рис. 7.

Накладки из брусев сечением $75 \cdot 200 \text{ мм}$ (накладки в сжатом стыке должны быть толщиной не менее $b_p/3 = 205/3 = 68,33 \text{ мм}$) длиной 1000 мм . Болты диаметром 20 мм располагаем в два ряда по высоте. Расстояние:

$$e_1 = 300 \text{ мм}; \quad e_2 = 700 \text{ мм}.$$

Взаимное смятие торцов полурам под углом к волокнам по формуле:

$$\sigma_{cm} = \frac{N_7}{b \cdot h} = \frac{120,51}{20,5 \cdot 50} = 0,1175 \text{ кН} / \text{см}^2 = 1,175 \text{ МПа} < < R_{cm\alpha=14^{\circ}02'} = \frac{15}{1 + \left(\frac{15}{3} - 1\right) \sin^3 14^{\circ}02'} = \frac{15}{1 + 4 \cdot 0,2425^3} = 14,19 \text{ МПа}$$

Проверяем накладки на изгиб:

$$M = Q_7' \cdot \frac{e_1}{2} = 15,0 \cdot \frac{30}{2} = 225 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$\sigma_u = \frac{M}{W_{ин}} = \frac{225}{823,03} = 0,273 \text{ кН} / \text{см}^2 = 2,73 \text{ МПа} < R_u = 14 \text{ МПа}.$$

где $W_{шт}$ - момент сопротивления накладок.

$$W_{шт} = \frac{I_{шт}}{h/2} = 2 \left[\frac{7,5 \cdot 19^3}{12} - 2 \left(\frac{7,5 \cdot 2^3}{12} + 7,5 \cdot 2 \cdot 3,5^2 \right) \right] / \frac{19}{2} = 823,03$$

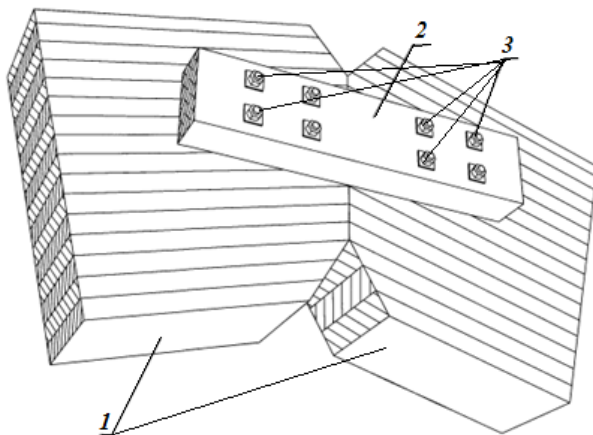


Рис.21. 1- полурамы $c=20,5\text{см}$; 2- накладка $a=7,5\text{см}$; 3- болты.

Рассчитываем несущую способность двухсрезного соединения на болтах:

Расчётная несущая способность соединения в одном шве согласно табл. 20 [1], кН.:

- при смятии крайнего (наиболее тонкого) элемента:

$$T_a = 0,8 \cdot a \cdot d = 0,8 \cdot 7,5 \cdot 2 = 12;$$

- при смятии среднего (наиболее толстого) элемента:

$$T_c = 0,5 \cdot c \cdot d = 0,5 \cdot 20,5 \cdot 2 = 20,5;$$

- при изгибе болта:

$$\begin{aligned} T_u &= 1,8 \cdot d^2 + 0,02 \cdot a^2 = 1,8 \cdot 2^2 + 0,02 \cdot 7,5^2 = \\ &= 8,325 < 2,5 \cdot d^2 = 2,5 \cdot 2^2 = 10; \end{aligned}$$

минимальная расчётная несущая способность соединения:

$$T_{\text{мин}} = T_u = 8,325.$$

Усилия, возникающие в соединении рассчитаем по формулам (114) [10]:

$$R_1 = \frac{15}{1 - \frac{30}{70}} = \frac{15}{0,5714} = 26,25 \text{ кН} < T_{\text{мин}} \cdot n_{\sigma} \cdot n_{\text{ср}} =$$

$$= 8,325 \cdot 2 \cdot 2 = 33,3 \text{ кН};$$

$$R_2 = \frac{15}{\frac{70}{30} - 1} = 11,25 \text{ кН} < T_{\text{мин}} n_{\sigma} \cdot n_{\text{ср}} = 33,3 \text{ кН}$$

Условия выполнены.

Крепление в коньке возможно также при помощи стальных (см листы 155-157[11]) и деревянных подкладок (см листы 153, 154[11]) на болтах или винтах.

ПРИМЕР 3 (для выполнения КП и РГР).
**РАСЧЕТ ДОЩАТОКЛЕЕНОЙ ДЕРЕВЯННОЙ
 ДВУХШАРНИРНОЙ РАМЫ ПРОЛОТОМ 20 м.**

Необходимо запроектировать дощатоклееную раму пролетом 20 м, шагом 3 м неутепленного складского здания в г. Чита (I снеговой район, II ветровой район согласно картам 1 и 3 Приложения Ж [3]). Кровля из профнастила марки Н 60-845-0,8 укладываемого по прогонам сечением 70·150 мм с шагом 1,0 м. Высота помещения (до низа несущих конструкций) 5,0 м. Для элементов рамы (двускатного дощатоклееного ригеля и прямолинейных дощатоклееных стоек) используются сосновые пиломатериалы 2-го и 3-го сорта толщиной слоев $\delta = 33 \text{ мм}$ ($\gamma = 500 \text{ кг/м}^3 = 5 \text{ кН/м}^3$).

Соединения ригеля со стойками шарнирное с помощью деталей стального проката. Соединение стоек с фундаментом жесткое с помощью вклеенных арматурных стержней.

Уклон верхней и нижней граней ригеля $i=0,25$.

3.1. Собираем нагрузки на 1 м^2 настила.

№ № п/п	Вид нагрузки	Нормат. нагр-ка. $\text{кН} / \text{м}^2$	Коэф-т надеж- ти γ_f	Расчет. нагр. $\text{кН} / \text{м}^2$
1.	Постоянная Профнастил марки Н 60-845-0,8	0,099	1,05	0,104
2.	Собственный вес прогонов $\frac{0,07 \cdot 0,15 \cdot 3 \cdot 5,0 \cdot 1}{3 \cdot 1,5}$	0,035	1,1	0,0385
	Итого	0,134		0,1425
3.	Временная Снеговая нагрузка для I снегового района при $\mu = 1$ по табл.Г.2 Приложения Г[3] $S_q = 0,8 \text{кПа}$ по табл.10.1	0,560	$\frac{1}{0,7}$	0,800
	Всего	0,694		0,9425

Постоянная нормативная нагрузка $g^n = 0,134 \text{кН} / \text{м}^2$.

Временная снеговая (нормативное значение)

$S^n = 0,560 \text{кН} / \text{м}^2$. Определяем собственный вес ригеля по формуле Приложения 2 [4] и Приложению 4 табл.8:

$$q_{cs}^n = \frac{g^n + S^n}{\left(\frac{1000}{k_{cs} \cdot \ell} - 1 \right)}$$

где ℓ - пролет ригеля,

$k_{ce} = 7 \div 9$ - коэффициент для однопролетных дощатоклееных балок прямоугольного сечения.

$$q_{ce}^n = \frac{0,134 + 0,560}{\frac{1000}{8 \cdot 20} - 1} = 0,132 \text{ кН} / \text{м}^2.$$

Погонная расчетная нагрузка на ригель:

- постоянная

$$q = (q^n + q_{ce}^n) \cdot \gamma_f \cdot b_p = (0,134 + 0,132) \cdot 1,1 \cdot 3 = 0,878 \text{ кН} / \text{м};$$

- временная снеговая $S_g = 0,8 \cdot 3 = 2,4 \text{ кН} / \text{м}.$

Снеговую нагрузку на половине пролета рамы не учитываем, так как в рамах данного типа максимальные усилия возникают от загроужения по всему пролету.

Скоростной напор ветра для II района по табл.11.1 [3]:

$$w_0 = 0,30 \text{ кПа} = 0,30 \text{ кН} / \text{м}^2, \text{ а расчетная погонная}$$

ветровая нагрузка $P_{ib} = w_0 \cdot k \cdot c_i \cdot \gamma_f \cdot b_p,$

где $k = 0,65$ - коэффициент, учитывающий изменение скоростного напора в зависимости от высоты ($H \leq 10 \text{ м}$) и типа местности (тип В), определяемый по табл.11.2 [3].

c_i - аэродинамический коэффициент, принимаемый по табл. Д.2 Приложение Д [3].

$$c_1 = c_e = +0,8; \quad c_2 = c_{e3} = -0,5;$$

$$c_3 = c_{e1} = -0,12; \quad c_4 = c_{e2} = -0,4;$$

$\gamma_f = 1,4$ - коэффициент надежности по ветровой нагрузке;

$b_p = 3 \text{ м}$ - шаг рамы;

$$P_{1B} = 0,3 \cdot 0,65 \cdot 0,8 \cdot 3 = +0,468 \text{ кН} / \text{м};$$

$$P_{2B} = -0,3 \cdot 0,65 \cdot 0,5 \cdot 3 = -0,293 \text{ кН} / \text{м};$$

$P_{3B} = -0,3 \cdot 0,65 \cdot 0,12 \cdot 3 = -0,070 \text{ кН} / \text{м}$ (левая половина пролета);

$P_{4B} = -0,3 \cdot 0,65 \cdot 0,4 \cdot 3 = -0,234 \text{ кН/м}$ (правая половина пролета).

Ветровая нагрузка в левой и правой половинах пролета ригеля одного знака. В целях упрощения расчета рамы ветровую нагрузку, действующую на ригель, принимаем усредненной интенсивности по всему пролету:

$$P'_{3B} = -\frac{0,070 + 0,234}{2} = -0,152 \text{ кН/м.}$$

Схема нагрузок на раму дана на рис. 22.

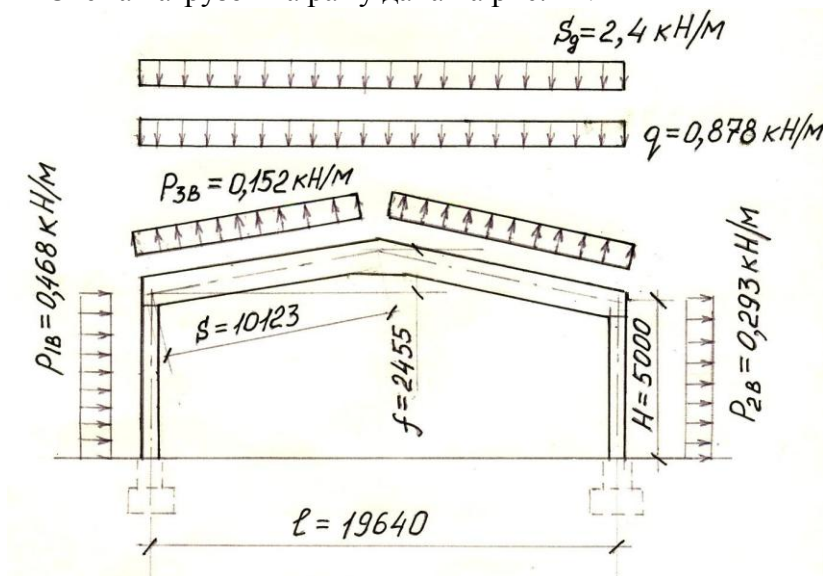


Рис.22. Схема рамы с нагрузками.

3.2. Геометрические размеры элементов рамы.

Сечение стоек принимаем $160 \cdot 363 \text{ мм}$, их гибкость в плоскости рамы:

$$\lambda_x = \frac{\ell_0}{0,289 \cdot h_k} = \frac{500 \cdot 2,2}{0,289 \cdot 36,3} = 104,85 < [\lambda] = 120,$$

а отношение $h_k / b = 36,3 / 16 = 2,27 \approx 2,5$,

что удовлетворяет рекомендациям по деревянным клееным колоннам.

Сечение ригеля (рис. 23) подбираем по методике расчета гнутоклееных балок переменной высоты:

$$\text{угол } \gamma = \arctg i = \arctg 0,25 = 14^\circ.$$

Средняя часть ригеля длиной $\ell_1 = 0,21\ell = 0,21(20,0 - 0,36) = 4,124 \approx 4,12\text{ м}$ имеет криволинейный участок. Радиус кривизны равен:

$$r_0 = \frac{\ell_1}{2 \sin \gamma} = \frac{4,12}{2 \cdot 0,2419} = 8,516\text{ м},$$

$$r_0 / \delta = 8,516 / 0,033 = 258 > 250, \text{ то есть } m_{\text{эн}} = 1.$$

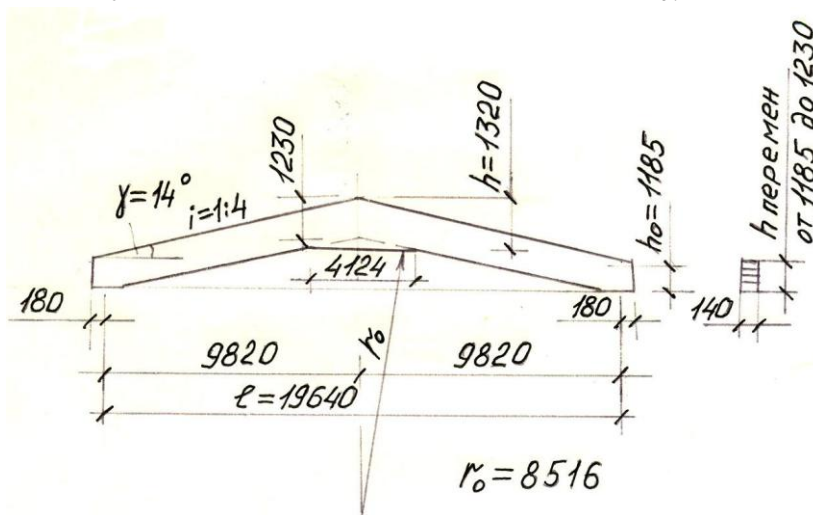


Рис.23. Гнутоклееный ригель рамы.

Ширину ригеля принимаем равной ширине стойки

$$b = 160\text{ мм}, \text{ а высоту } h = 1320\text{ мм}, \text{ что составляет } \frac{1}{15} \cdot \ell,$$

$$h_1 = 1230\text{ мм}, f = 2455\text{ мм}, h_{\text{он}} = 1185\text{ мм}.$$

3.3. Статический расчет рамы.

Расчетная схема рамы дана на рис. 22. Ввиду ломаного очертания ригеля приведенную изгибную жесткость сечения ригеля, нормального к его продольной оси, подсчитываем по формуле:

$$EI_{np} = E \cdot I \cdot \cos^2 \gamma \cdot k,$$

где E - модуль упругости древесины, $\text{кН}/\text{м}^2$;
 I - момент инерции сечения ригеля в середине пролета, м^4 ;

γ - угол наклона оси ригеля;

$k = 0,15 + 0,85\beta$ - коэффициент, учитывающий переменность сечения по длине элемента согласно приложению Е, табл. Е.3[1].

$$k = 0,15 + 0,85 \cdot \frac{1185}{1320} = 0,91.$$

В результате статического расчета рамы методом сил получаем следующие формулы для определения опорных реакций и изгибающих моментов в опорных сечениях и коньке рамы (рис.23):

- от равномерно распределенной нагрузки по ригелю

$$V_A = V_D = \frac{q\ell}{2};$$

$$H_A = H_D = 5qS^2 f \cdot \cos^2 \gamma \cdot k_c / [8(H^2 k + f^2 k_c)];$$

$$M_A = M_D = \frac{5qS^2 H \cdot f \cdot \cos^2 \gamma \cdot k_c}{8(H^2 k + f^2 k_c)};$$

$$M_E = \frac{q\ell^2}{8} - \frac{5qS^2 \cdot f^2 \cdot \cos^2 \gamma \cdot k_c}{8(H^2 k + f^2 k_c)};$$

где $k_c = \frac{E_h \cdot I_h \cdot S}{E \cdot I_{np} \cdot H} = \frac{0,638 \cdot 10^{-3} \cdot 10,12}{27,988 \cdot 10^{-3} \cdot 5} = 0,046$;

$$\text{где } I_h = \frac{0,16 \cdot 0,363^3}{12} = 0,000637 \text{ м}^4 = 0,638 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4;$$

$$E_h = E;$$

$$I_{np} = \frac{0,16 \cdot 1,32^3}{12} \cos^3 14^\circ \cdot 1 = 0,027988 \text{ м}^4 = 27,988 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4;$$

- от ветровых нагрузок P_{1b} , P_{2b} , P_{3b} (ветер слева направо):

$$V_A = V_D = \frac{P_{3b} \cdot \ell}{2 \cos \gamma};$$

$$H_A = P_{1b} \cdot H - (P_{1b} - P_{2b}) H^3 k / [8(H^2 k + f^2 k_c)] +$$

$$+ 5P_{3b} \cdot S^2 \cdot f \cdot \cos \gamma \cdot k_c / [8(H^2 k + f^2 k_c)];$$

$$H_D = P_{2b} \cdot H + (P_{1b} - P_{2b}) H^3 k / [8(H^2 k + f^2 k_c)] -$$

$$- 5P_{3b} \cdot S^2 \cdot f \cdot \cos \gamma \cdot k_c / [8(H^2 k + f^2 k_c)];$$

$$M_A = P_{1b} H^2 / 2 - (P_{1b} - P_{2b}) H^4 k / [8(H^2 k + f^2 k_c)] +$$

$$+ 5P_{3b} \cdot S^2 \cdot f \cdot H \cdot \cos \gamma \cdot k_c / [8(H^2 k + f^2 k_c)];$$

$$M_D = P_{2b} \cdot H^2 / 2 + (P_{1b} - P_{2b}) H^4 k / [8(H^2 k + f^2 k_c)] -$$

$$- 5P_{3b} \cdot S^2 \cdot f \cdot H \cdot \cos \gamma \cdot k_c / [8(H^2 k + f^2 k_c)];$$

$$M_E = P_{3b} \cdot \ell^2 / 8 + (P_{1b} - P_{2b}) \cdot H^3 \cdot f \cdot k / [8(H^2 k + f^2 k_c)] -$$

$$- 5P_{3b} \cdot S^2 \cdot f \cdot H \cdot \cos \gamma \cdot k_c / [8(H^2 k + f^2 k_c)].$$

Опорные реакции и изгибающие моменты в опорных сечениях и коньке рамы от постоянной равномерно распределенной нагрузки по ригелю будут:

$$V_A = V_D = \frac{0,878 \cdot 19,64}{2} = 8,622 \text{ кН};$$

$$H_A = H_D = \frac{5 \cdot 0,878 \cdot 10,12^2 \cdot 2,455 \cdot \cos^2 14^\circ \cdot 0,046}{8(5^2 \cdot 0,91 + 2,455^2 \cdot 0,046)} = 0,259 \text{ кН};$$

$$M_A = M_D = \frac{5 \cdot 2,4 \cdot 10,12^2 \cdot 5 \cdot 2,455 \cdot 0,97^2 \cdot 0,046}{8(5 \cdot 0,91 + 2,455 \cdot 0,046)} = 3,57 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

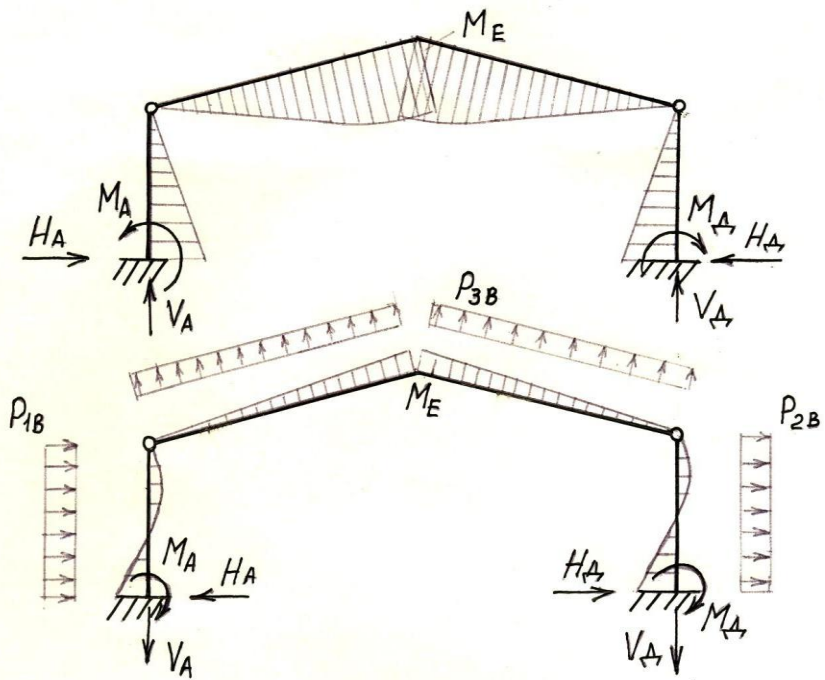
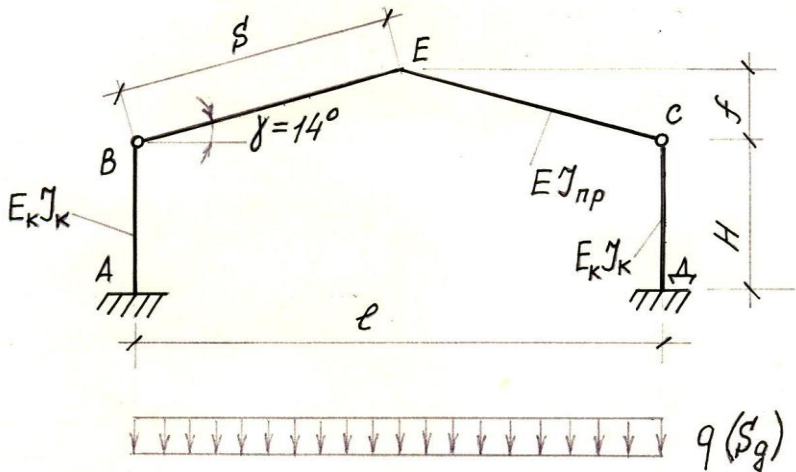


Рис.24. Расчетная схема рамы и эпюры изгибающих моментов.

$$M_E = \frac{0,878 \cdot 19,64^2}{8} - \frac{5 \cdot 0,878 \cdot 10,12^2 \cdot 5 \cdot 2,455^2 \cdot \cos^2 14^\circ \cdot 0,046}{8(5^2 \cdot 0,91 + 2,455^2 \cdot 0,046)} =$$

$$= 42,334 - 1,337 = 40,997 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$$M_A = M_D = \frac{5 \cdot 0,878 \cdot 10,12^2 \cdot 5 \cdot 2,455 \cdot \cos^2 14^\circ \cdot 0,046}{8(5^2 \cdot 0,91 + 2,455^2 \cdot 0,046)} =$$

$$= 1,337 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

Определяем усилия в сечениях стойки $0 \leq y \leq H$, считая расположение начала координат на уровне низа стойки, от равномерно распределенной нагрузки g :

$$M = M_A - H_A \cdot y;$$

$$Q_A = H_A; \quad N_A = V_A;$$

Таким образом имеем в точке A :

$$M_A = 1,337 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_A = H_A = 0,259 \text{ кН};$$

$$N_A = V_A = 8,622 \text{ кН};$$

в точке B :

$$M_B = 1,337 - 0,259 \cdot 5 = 0;$$

$$Q_B = 0,259 \text{ кН};$$

$$N_B = 8,622 \text{ кН}.$$

Опорные реакции и изгибающие моменты в опорных сечениях и коньке рамы от временной (снеговой) равномерно распределенной нагрузки по ригелю S будут:

$$V_A = V_D = \frac{2,4 \cdot 19,64}{2} = 23,568 \text{ кН};$$

$$H_A = H_D = \frac{5 \cdot 2,4 \cdot 10,12^2 \cdot 2,455 \cdot 0,97^2 \cdot 0,046}{8(5^2 \cdot 0,91 + 2,455 \cdot 0,046)} = 0,71 \text{ кН};$$

$$M_E = \frac{2,4 \cdot 19,64^2}{8} - \frac{5 \cdot 2,4 \cdot 10,12^2 \cdot 2,455^2 \cdot 0,97^2 \cdot 0,046}{8(5 \cdot 0,91 + 2,455 \cdot 0,046)} =$$

$$= 115,719 - 3,569 = 112,15 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Усилия в сечениях стойки от равномерно распределенной нагрузки S :

$$Q_A = 0,71 \text{кН}; \quad N_A = 23,568 \text{кН};$$

$$M_B = 0; \quad Q_B = Q_A = 0,71 \text{кН};$$

$$N_B = N_A = 23,568 \text{кН}.$$

Определяем опорные реакции и изгибающие моменты в опорных сечениях и коньке рамы от ветровых нагрузок P_{1b} , P_{2b} , P_{3b} (ветер слева направо):

$$V_A = V_D = \frac{0,152 \cdot 19,64}{2 \cos 14^\circ} = \frac{2,985}{2 \cdot 0,97} = 1,539 \text{кН};$$

$$H_A = 0,468 \cdot 5 - \frac{(0,648 - 0,293) \cdot 5^3 \cdot 0,91}{8(5^2 \cdot 0,91 + 2,455^2 \cdot 0,046)} +$$

$$+ \frac{5 \cdot 0,152 \cdot 10,12^2 \cdot \cos 14^\circ \cdot 0,046 \cdot 2,455}{8(5^2 \cdot 0,91 + 2,455^2 \cdot 0,046)} = 2,34 - 0,11 + 0,05 =$$

$$= 2,50 \text{кН};$$

$$H_D = 0,293 \cdot 5 + \frac{(0,468 - 0,293) \cdot 5^3 \cdot 0,91}{8(5^2 \cdot 0,91 + 2,455^2 \cdot 0,046)} -$$

$$- \frac{5 \cdot 0,152 \cdot 10,12^2 \cdot 2,455 \cdot 0,97 \cdot 0,046}{8(5^2 \cdot 0,91 + 2,455^2 \cdot 0,046)} = 1,465 + 0,11 - 0,050 =$$

$$= 1,52 \text{кН};$$

$$M_A = \frac{0,468 \cdot 5^2}{2} - \frac{(0,468 - 0,293) \cdot 5^4 \cdot 0,91}{184,218} +$$

$$+ \frac{5 \cdot 0,152 \cdot 10,12^2 \cdot 2,455 \cdot 5 \cdot 0,97 \cdot 0,046}{184,218} = 5,85 - 0,54 + 0,233 =$$

$$= 5,41 \text{кН} \cdot \text{м};$$

$$M_D = \frac{0,293 \cdot 5^2}{2} + \frac{0,175 \cdot 5^4 \cdot 0,91}{184,218} - \frac{5 \cdot 0,152 \cdot 10,12^2 \cdot 2,455 \cdot 5 \cdot 0,97 \cdot 0,046}{184,218} =$$

$$= 3,663 + 0,54 - 0,233 = 3,97 \text{кН} \cdot \text{м};$$

$$M_E = \frac{0,152 \cdot 19,64^2}{8} + \frac{(0,468 - 0,293) \cdot 5^3 \cdot 2,455 \cdot 0,91}{184,218} - \frac{5 \cdot 0,152 \cdot 10,12^2 \cdot 2,455 \cdot 5 \cdot 0,97 \cdot 0,046}{184,218} = 7,364 \kappa H \cdot m.$$

Усилия от ветровых нагрузок P_{1b} , P_{2b} , P_{3b} (ветер слева направо):

$$M_B = M_A - H_A \cdot y + \frac{P_{1b} \cdot y^2}{2} = 5,52 - 2,274 \cdot 5 + \frac{0,468 \cdot 5^2}{2} = 5,52 - 11,37 + 5,85 = 0;$$

$$Q_A = H_A = 2,50 \kappa H; \quad N_A = V_A = 1,539 \kappa H;$$

$$Q_B = H_A - P_{1b} \cdot y = 2,50 - 0,468 \cdot 5 = 0,16 \kappa H;$$

$$N_B = N_A = 1,539 \kappa H;$$

ветер справа налево:

$$M = M_D - H_D \cdot y + \frac{P_{2b} \cdot y^2}{2};$$

$$Q = H_D - P_{2b} \cdot y; \quad N = V_D;$$

$$M_A = M_D = 3,98 \kappa H \cdot m;$$

$$Q_A = H_D = 1,52 \kappa H;$$

$$N_A = V_D = -1,539 \kappa H.$$

Определяем усилия в сечениях ригеля $0 \leq x \leq \ell/2$, считая расположение начала координат на левой опоре от: равномерно распределенной нагрузки q :

$$M = V_A \cdot x - q \cdot x^2 / 2 - 2H_A \cdot f \cdot x / \ell;$$

$$Q = (V_A - q \cdot x) \cos \gamma - H_A \cdot \sin \gamma;$$

$$N = (V_A - q \cdot x) \sin \gamma + H_A \cdot \cos \gamma;$$

ветровых нагрузок P_{1b} , P_{2b} , P_{3b} :

$$M = V_A \cdot x - P_{3b} \cdot x^2 / 2 \cos \gamma - 2f \cdot x (H_A - P_{1b} \cdot H) / \ell;$$

$$Q = (V_A - P_{3b} \cdot x / \cos \gamma) \cos \gamma - (H_A - P_{1b} \cdot H) \sin \gamma;$$

$$N = (V_A - P_{3b} \cdot x / \cos \gamma) \sin \gamma + (H_A - P_{1b} \cdot H) \cos \gamma.$$

Положение расчетного сечения x в двускатном ригеле определяем по формуле:

$$x = \frac{\ell h_0}{2h_1} = \frac{19,64 \cdot 1,185}{2 \cdot 1,32} = 8,82 \text{ м} - \text{середина пролета ригеля,}$$

точка E .

Усилия от постоянной нагрузки g :

$$M_B = 0;$$

$$M_E = 8,622 \cdot 8,82 - \frac{0,878 \cdot 8,82^2}{2} - \frac{2 \cdot 0,236 \cdot 2,455 \cdot 8,82}{19,64} =$$

$$= 76,05 - 34,12 - 0,52 = 41,41 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_B = (8,622 - 0,878 \cdot 0) \cos 14^\circ - 0,236 \cdot \sin 14^\circ =$$

$$= 8,622 \cdot 0,97 - 0,236 \cdot 0,242 = 8,306 \text{ кН};$$

$$Q_E = (8,622 - 0,878 \cdot 8,82) \cdot 0,97 - 0,236 \cdot 0,242 = 0,795 \text{ кН};$$

$$N_E = (8,622 - 0,878 \cdot 8,82) \cdot 0,242 + 0,236 \cdot 0,97 = +0,441 \text{ кН};$$

$$N_B = (8,622 - 0,878 \cdot 0) \cdot 0,242 + 0,236 \cdot 0,97 = +2,315 \text{ кН};$$

Усилия от временной нагрузки S :

$$M_B = 0;$$

$$M_E = 23,568 \cdot 8,82 - \frac{2,4 \cdot 8,82^2}{2} - \frac{2 \cdot 0,645 \cdot 2,455 \cdot 8,82}{19,64} =$$

$$= 207,87 - 93,35 - 1,42 = 113,10 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_E = (23,568 - 2,4 \cdot 8,82) \cdot 0,97 - 0,645 \cdot 0,242 = 2,17 \text{ кН};$$

$$Q_B = (23,568 - 2,4 \cdot 0) \cdot 0,97 - 0,156 = +22,705 \text{ кН};$$

$$N_E = (23,568 - 2,4 \cdot 8,82) \cdot 0,242 + 0,645 \cdot 0,97 = +1,21 \text{ кН};$$

$$N_B = (23,568 - 2,4 \cdot 0) \cdot 0,242 + 0,626 = 6,329 \text{ кН}.$$

Усилия в сечениях ригеля от ветровых нагрузок P_{1b} , P_{2b} , P_{3b} (ветер слева направо):

$$M_B = 0;$$

$$\begin{aligned}
 M_E &= 1,539 \cdot 8,82 - \frac{0,152 \cdot 8,82^2}{2 \cos 14^\circ} - \frac{2 \cdot 2,455 \cdot 8,82(2,274 - 0,468 \cdot 5)}{19,64} = \\
 &= 13,57 - 6,095 - 0,353 = 7,12 \text{кН} \cdot \text{м}; \\
 Q_B &= 1,539 \cdot 0,97 - (2,50 - 0,468 \cdot 5) \cdot 0,242 = 1,454 \text{кН}; \\
 Q_E &= \left(1,539 - \frac{0,152 \cdot 8,82}{0,97} \right) \cdot 0,97 - (2,50 - 0,468 \cdot 5) \cdot 0,242 = +0,134 \text{кН}; \\
 N_B &= \left(1,539 - \frac{0,152 \cdot 0}{0,97} \right) \cdot 0,242 + (2,274 - 0,468 \cdot 5) \cdot 0,97 = +0,308 \text{кН}; \\
 N_E &= \left(1,539 - \frac{0,152 \cdot 8,82}{0,97} \right) \cdot 0,242 - 0,064 = -0,026 \text{кН}.
 \end{aligned}$$

Эпюры изгибающих моментов показаны на рис. 24.

Расчетные величины усилий определяем при следующих основных сочетаниях нагрузок: 1) собственный вес и снеговая нагрузка; 2) собственный вес, снеговая и ветровая нагрузки с учетом коэффициента сочетаний $\psi_c = 0,9$.

Для наиболее невыгодных сочетаний нагрузок производим проверку предварительно назначенных сечений элементов рамы по соответствующим формулам и указаниям [1] и [2].

Подсчитанные усилия представлены в таблице 3.2.

Таблица 3.2.

Наим.-е эл.-та рамы	Вид усилия	Усилия от нагрузок						Усилия от основных сочетаний нагрузок		
		Постоянной $g=0,878кН/м$	снегов. $S=2,4кН/м$	временных			Графы 3+4	Графы 3+5	Графы 3+4+6	
				слева направо	ветровой					
3	4	5	6		6	7	8	9		
Стойка	$M_A, кН * м$	1,337	3,57	5,41	3,98		+4,910	6,75	9,42	
	$Q_A, кН$	0,259	0,71	2,50	1,52		0,97	+2,76	-2,15	
	$N_A, кН$	-8,622	-23,568	1,539	-1,539		-32,190	-7,089	-30,356	
	$M_B, кН * м$	0	0	0	0		0	0	0	
	$Q_B, кН$	0,259	0,71	1,454	-3,965		0,97	-3,71	2,21	
	$N_B, кН$	-8,622	-23,568	1,539	1,539		-32,190	-7,089	-28,45	
Ригель	$M_B, кН * м$	0	0	0	0		0	0	0	
	$Q_B, кН$	8,306	22,705	0,16	-2,472		31,011	8,47	26,52	
	$N_B, кН$	-2,315	-6,329	0,16	0,16		-8,644	-2,48	-7,87	
	$M_E, кН * м$	40,997	113,10	7,364	41,41		154,10	48,21	180,06	
	$Q_E, кН$	0,795	2,17	0,134	0,134		2,97	0,93	2,87	
	$N_E, кН$	0,441	1,27	-0,026	-0,026		1,17	0,72	1,51	

3.4. **Расчет колонны.**
3.4.1. *В плоскости рамы.*

Наиболее напряженным является сечение, защемленное в фундаменте. Усилия в этом сечении равны:

$$M = 9,72 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad N = 30,356 \text{ кН}.$$

Геометрические характеристики расчетного сечения:

$$b = 160 \text{ мм}; \quad h = 363 \text{ мм};$$

$$F_{расч} = F_{бр} = 160 \cdot 363 = 5,808 \cdot 10^4 \text{ мм}^2;$$

$$W_{бр} = W_{расч} = \frac{160 \cdot 363^2}{6} = 3,5138 \cdot 10^6 \text{ мм}^3;$$

$$\ell_0 = \mu \cdot \ell = 2,2 \cdot 5 = 11 \text{ м}.$$

Для стойки принимаем пиломатериал 2-го сорта. Тогда согласно табл. 3 [1]:

$$R_c = R_c \cdot m_n / \gamma_n = 15 \cdot 1,2 / 1 = 18 \text{ МПа};$$

где $m_n = 1,2$ – коэффициент, учитывающий кратковременность действия нагрузки, т.к. расчётные значения получены путём суммирования с ветровой;

$$R_u = R_c = R_{см} = 15 \text{ МПа} - \text{из табл. 1 Приложение 3.}$$

$$\text{Определяем } \varphi_x = \frac{3000}{\lambda_x^2} = \frac{3000}{104,85^2} = 0,273;$$

$$\xi = 1 - \frac{N}{\varphi_x \cdot R_c \cdot F_{бр}} = 1 - \frac{30,356 \cdot 10^3}{0,273 \cdot 18 \cdot 5,808 \cdot 10^4} = 0,89;$$

$$k_n = \alpha_n + \xi(1 - \alpha_n) = 1,22 + 0,89(1 - 1,22) = 1,024,$$

здесь $\alpha_n = 1,22$, так как эпюра изгибающих моментов в стойке треугольного очертания.

$$M_D = \frac{M}{\xi \cdot k_n} = \frac{9,72}{0,89 \cdot 1,024} = 10,67 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Проверяем прочность сжато-изгибаемой стойки:

$$\sigma_c = \frac{N}{F_{расч}} + \frac{M_D}{W_{расч}} = \frac{30,356 \cdot 10^3}{5,808 \cdot 10^4} + \frac{10,67 \cdot 10^6}{3,5138 \cdot 10^6} = 0,523 + 3,035 = 3,56 < R_c = 18 \text{ МПа.}$$

Подбор сечения стойки осуществлён по предельной гибкости см стр.79.

3.4.2. Расчёт колонны из плоскости рамы.

Расчёт из плоскости действия момента производим на устойчивость колонны с шириной сечения $b = 160 \text{ мм}$; площадь поперечного сечения $F_{расч} = 5,808 \cdot 10^4 \text{ мм}^2$; усилие сжатия $N = 30,356 \text{ кН}$.

Расчётная длина в направлении оси Y: $\ell_{0,y} = \mu \cdot \ell = 1 \cdot 5 = 5 \text{ м}$.

$$\lambda_y = \frac{\ell_{0,y}}{0,289 \cdot b_k} = \frac{500}{0,289 \cdot 16} = 108,13 < [\lambda] = 120,$$

Коэффициент продольного изгиба:

$$\varphi_y = \frac{3000}{\lambda_y^2} = \frac{3000}{108,13^2} = 0,257 ;$$

Нормальные напряжения сжатия:

$$\sigma_c = \frac{N}{\varphi_y \cdot F_{расч}} = \frac{30,356 \cdot 10^3}{0,257 \cdot 5,808 \cdot 10^4} = 2,04 \text{ МПа} < R_c = 18 \text{ МПа}$$

условия выполнены.

3.5. Расчет ригеля.

3.5.1. Проверка принятого опорного сечения на скалывание:

$$Q_{\max} = 31,011 \text{ кН}; \quad h = (h_0 - h_k \cdot \text{tg} 14^\circ / 2) \cos 14^\circ = \left(1185 - \frac{363 \cdot 0,25}{2} \right) \cdot 0,97 = 1105 \text{ мм}; \quad b = 160 \text{ мм}.$$

Максимальные скалывающие напряжения:

$$\tau_{ск} = \frac{3Q_{макс}}{2 \cdot b \cdot h} = \frac{3 \cdot 31,011 \cdot 10^3}{2 \cdot 1105 \cdot 160} = 0,263 < \frac{R_{ск}}{\gamma_n} = \frac{1,5}{1} = 1,5 \text{ МПа.}$$

Требуемая длина опорной площадки из условия смятия древесины равна:

$$l_{см} = \frac{Q_{макс} \cdot \gamma_n}{b \cdot R_{см\alpha}} = \frac{31,011 \cdot 10^3 \cdot 1}{160 \cdot 3,22} = 60,19 \text{ мм.}$$

$$\text{где } R_{см\alpha} = \frac{R_{см}}{\left[1 + \left(\frac{R_{см}}{R_{см90}} - 1 \right) \sin^3 \alpha \right]} = \frac{15}{\left[1 + \left(\frac{15}{3} - 1 \right) \cdot \sin^3 76^\circ \right]} =$$

$$= \frac{15}{1 + 4 \cdot 0,9703^3} = 3,223 \text{ МПа; } \alpha = 90^\circ - \gamma = 90^\circ - 14^\circ = 76^\circ.$$

Длину опорной площадки принимаем 363 мм.

3.5.2. Расчетное сечение в балках с переменной высотой сечения по длине элемента находится на расстоянии x от опоры:

$$x = \frac{l_0 \cdot h_{он}}{2 \cdot h_k} = \frac{19,64 \cdot 1,185}{2 \cdot 1,320} = 8,82 \text{ м.}$$

Высота сечения на расстоянии x от опоры:

$$h_x = h_k + \frac{h_k - h_{он}}{0,5 \cdot l_0} \cdot x = 1,185 + \frac{1,32 - 1,185}{0,5 \cdot 19,64} \cdot 8,82 = 1,306 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Геометрические характеристики сечения:

$$F_{расч} = 160 \cdot 1306 = 20,90 \cdot 10^4 \text{ мм}^2;$$

$$W_{расч} = W_{бр} = \frac{160 \cdot 1306^2}{6} = 45,49 \cdot 10^6 \text{ мм}^4.$$

Изгибающий момент в расчётном сечении ригеля:

$$M_x = \frac{q \cdot x \cdot (l_0 - x)}{2} = \frac{3,278 \cdot 8,82 \cdot (19,64 - 8,82)}{2} = 156,41 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

$$N_x = 1,71 \text{ кН.}$$

Определяем гибкость:

$$\lambda_x = \frac{\ell_p}{0,289 \cdot h} = \frac{19640}{0,289 \cdot 1306} = 52,04;$$

Коэффициент, учитывающий переменность сечения:

$$k_{жн} = 0,07 + \frac{0,93h_0}{h} = 0,07 + \frac{0,93 \cdot 1185}{1320} = 0,905;$$

$$R_u = R_c = R_{см} = \frac{15 \cdot m_\sigma}{\gamma_n} = \frac{15 \cdot 0,8}{1} = 12 \text{ МПа};$$

где $m_\sigma = 0,8$ - для расчетного сечения с высотой $h = 130,6 \text{ см} > 120 \text{ см}$;

$$\xi = 1 - \frac{N}{\varphi_x \cdot R_c \cdot F_{оп} \cdot k_{жн}} = 1 - \frac{0,855 \cdot 10^3 \cdot 52,04^2}{3000 \cdot 12 \cdot 160 \cdot 1320 \cdot 0,905} = 0,999;$$

Момент с учётом дополнительного момента, возникающего из-за переменности сечения:

$$M_{д} = \frac{M}{\xi} = \frac{156,41}{0,999} = 156,57 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{N}{F_{расч}} + \frac{M_{д}}{W_{расч}} = \frac{1,71 \cdot 10^3}{20,90 \cdot 10^4} + \frac{156,57 \cdot 10^6}{45,49 \cdot 10^6} = \\ &= 0,008 + 3,442 = 3,45 < R_c = 12 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

3.5.3. Проверка устойчивости плоской формы деформирования.

Сжатая кромка ригеля раскреплена из плоскости изгиба прогонами кровли с шагом $2 \cdot 1 = 2 \text{ м}$; то есть

$$\ell_p = 2 < \frac{140b^2}{m_\sigma \cdot h} = \frac{140 \cdot 0,16^2}{0,8 \cdot 1,32} = 3,39 \text{ м}.$$

Поэтому проверка устойчивости плоской формы деформирования не требуется.

3.5.4. Проверяем радиальные растягивающие напряжения в середине пролета:

$$\sigma_{rp} = k_r \cdot M_D / W_{расч} = \frac{0,0312 \cdot 180,04 \cdot 10^6}{46,46 \cdot 10^6} = 0,121 \text{ МПа} < R_{p90} = 0,3 \text{ МПа};$$

где момент в коньковом сечении с учётом дополнительно-

$$\text{го момента: } M_D = \frac{M_E}{\xi} = \frac{180,06}{0,999} = 180,04 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

Момент сопротивления конькового сечения:

$$W_{расч} = \frac{bh^2}{6} = \frac{160 \cdot 1320^2}{6} = 46,46 \cdot 10^6 \text{ мм}^3;$$

$R_{p90} = 0,3 \text{ МПа}$ - расчётное сопротивление растяжению клееной древесины поперёк волокон, см табл. 1

Приложение 3;

k_r определяется по графику: а)

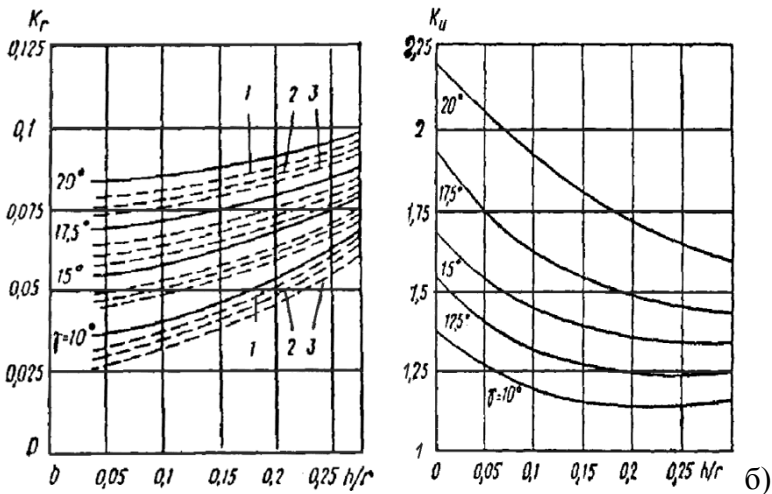


Рис. 25. Значение коэффициентов: а) k_r и б) k_u

для расчёта гнутоклееных балок переменного сечения.

1 – при $h/r = 1/16$; 2 - $h/r = 1/13$; 3 - $h/r = 1/10$; . - - - - чистый изгиб; - - - - равномерно распределенная нагрузка.

$$r = r_0 + \frac{h}{2} = 8,516 + \frac{1,32}{2} = 9,176 \text{ м};$$

$$k_r = 0,25h/r - 0,083(h/\ell - 0,034) = \frac{0,25 \cdot 1,32}{9,176} - 0,083 \left(\frac{1,23}{19,64} - 0,034 \right) = 0,0336 - 0,0024 = 0,0312.$$

3.5.5. Проверка прогиба ригеля.

Прогиб ригеля в середине пролета балки определяем согласно п. 6.35[1].

Предварительно находим коэффициенты, учитывающие деформации сдвига и переменность сечения:

$$c = 15,4 + 3,8\beta = 15,4 + 3,8 \cdot \frac{1185}{1320} = 18,8;$$

$$k = 0,15 + 0,85\beta = 0,15 + 0,85 \cdot \frac{1185}{1320} = 0,91;$$

Момент инерции сечения:

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{160 \cdot 1320^3}{12} = 306,66 \cdot 10^8 \text{ мм}^4;$$

Нормативная погонная равномерно распределённая нагрузка:

$$q^n = (g^n + g_{св}^n + S^n) \cdot 3 = (0,134 + 0,132 + 0,560) \cdot 3 = 2,496 \text{ кН/м};$$

Прогиб балки постоянного сечения h без учета деформаций сдвига:

$$f_0 = \frac{5q^n \cdot \ell^4}{384EI} = \frac{5 \cdot 2,496 \cdot 19,64^4 \cdot 10^{12}}{384 \cdot 10^4 \cdot 306,66 \cdot 10^8} = 15,77 \text{ мм};$$

где $E = 10^4 \text{ МПа}$ - модуль упругости древесины.

Полный прогиб будет равен:

$$f = f_0 \left[1 + c(h/\ell)^2 \right] / k = 15,77 \cdot \left[1 + 18,8 \left(\frac{1320}{19640} \right)^2 \right] / 0,91 = 18,80 \text{ мм}.$$

Относительный прогиб:

$$\frac{f}{l} = \frac{18,80}{19640} = \frac{1}{1045} < \left[\frac{f}{l} \right] = \left[\frac{1}{300} \right],$$

где $\left[\frac{f}{l} \right] = \left[\frac{1}{300} \right]$ - предельное значение прогиба,

определяемое по табл.19[1].

Таким образом, требуемая жесткость ригеля обеспечена.

3.5.6. Расчет узлов рамы.

- 1) *Карнизный узел* – узел сопряжения ригеля со стойкой. Для 2-хшарнирной рамы может быть решён в разных вариантах (см листы 59, 60 и 61[11] – с однорядным, двухрядным расположением болтов и усилением оголовка колонны вклеенными стержнями и с деревянными накладками и болтами, расположенными симметрично относительно оси колонны соответственно).

Соединение ригеля со стойкой осуществляем с помощью уголков на болтах (рис. 26). Конструктивно принимаем уголки $63 \times 63 \times 5$ мм и болты диаметром 16 мм, обеспечивающие боковую жесткость в узле и передающие на стойки распор от ригеля рамы $Q_B = 3,71$ кН (из табл. усилий).

При наличии двух боковых уголков болты крепления их к стойке и к ригелю являются двусрезными. Усилие, действующее на каждый болт крепления, определяем из условия равновесия моментов от распора Q_B и усилия болта относительно условной оси вращения, за которую принимается болт, наиболее удаленный от линии приложения распора Q_B :

$$Q_B \cdot e_1 - N_2 \cdot e_2 = 0;$$

$$\text{отсюда } N_2 = \frac{Q_B \cdot e_1}{e_2} = \frac{3,71 \cdot 91}{35} = 9,65 \text{ кН};$$

$$N_1 = N_2 - Q_B = 9,65 - 3,71 = 5,94 \text{ кН};$$

Усилие в болте крепления уголков к ригелю равно распору Q_B .

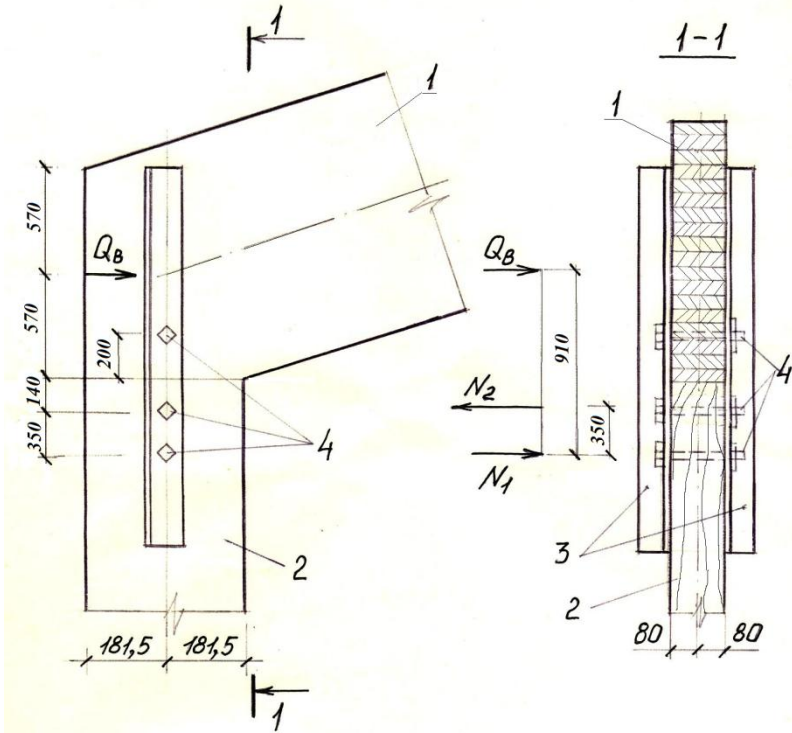


Рис.26. Карнизный узел рамы.

1 – гнутоклееный ригель; 2 – стойка; 3 – уголки 63*63*5; 4 – болты М16.

Несущая способность одного срезу болта $d = 16 \text{ мм}$ крепления уголков к стойке согласно табл.20 [1]:

-из условия смятия древесины

$$T_1 = 0,5 \cdot c \cdot d \cdot k_\alpha = 0,5 \cdot 16 \cdot 1,6 \cdot 0,675 = 8,64 \text{ кН},$$

где $c = b = 16\text{см}$ - ширина стойки,
 $k_\alpha = 0,675$ - по табл. 21 [1];

-из условия изгиба болта

$$T_2' = 2,5d^2 \sqrt{k_\alpha} = 2,5 \cdot 1,6^2 \sqrt{0,675} = 5,258\text{кН};$$

$$T_{\text{мин}} = 5,258\text{кН} > \frac{N_2}{2} = \frac{9,65}{2} = 4,83\text{кН}.$$

2) Узел сопряжения стойки с фундаментом.

Согласно расчетной схеме рамы, сопряжение стойки с фундаментом жесткое. Защемление обеспечивается двумя металлическими пластинами, которые крепятся к стойке посредством наклонно вклеенных стержней, приваренных к пластинам (рис. 27).

Для соединения пластин с анкерными болтами, замоноличенными в фундамент, к ним приварены также траверсы из профилированной листовой стали. К пяте стойки крепится оголовок (стальной (см лист 89[11]), железобетонный, из полимербетона). Между оголовком и торцом стойки размещается гидроизоляционный и выравнивающий слой из клеевой эпоксидной шпатлевки ЭП-00-10. Для обеспечения плотного примыкания вкладыша по всей плоскости его соприкосновения с торцом стойки на заводе-изготовителе производится притяжка вкладыша к стойке при помощи временных траверс и стяжных болтов.

После подтяжки болтов производится приварка пластин стойки к вкладышу и демонтаж временной оснастки, которая затем используется для изготовления других стоек рамы.

При расчете соединения стойки в пяте с фундаментом используем наиболее невыгодное сочетание нагрузок:

$$M_d = 10,67\text{кН} \cdot \text{м}; \quad Q = 2,76\text{кН}; \quad N = 30,356\text{кН}.$$

Торец стойки имеет размеры:

$$b = 160 \text{ мм}; \quad h_k = 363 \text{ мм}.$$

Эксцентриситет приложения продольной силы:

$$e = \frac{M_D}{N} = \frac{10,67 \cdot 10^6}{30356} = 351,5 \text{ мм} > \frac{h_k}{6} = \frac{363}{6} = 60,5 \text{ мм}.$$

Следовательно, имеет место частичное сжатие (смятие) торца стойки. Высоту сжатой зоны стойки и усилие, приходящееся на пластину, в первом приближении определяем по формулам:

$$x = h_k \left(1 + \frac{h_k}{6e} \right) / 2 = 363 \left(1 + \frac{363}{6 \cdot 351,5} \right) / 2 = 212,74 \text{ мм};$$

$$N_a = \frac{N(e - h_k / 2 + x / 3)}{(h_k + a - x / 3)} = \frac{30,356(351,5 - 363 / 2 + 212,74 / 3)}{363 + 5 - 212,74 / 3} =$$

$= 24,62 \text{ кН}$; где $a = 5 \text{ мм}$ - расстояние от центра тяжести пластины до ближайшей грани стойки.

Требуемое сопротивление пластины из стали ВстЗпсб-1:

$$F_a^{TP} = \frac{N_a \cdot \gamma_n}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{24620 \cdot 1}{240 \cdot 0,9} = 113,96 \text{ мм}^2 \approx 114 \text{ мм}^2.$$

Принимаем пластину размером $50 \cdot 10 \text{ мм}$.

$$F_a = 50 \cdot 10 = 500 \text{ мм}^2.$$

Определяем крайвые напряжения смятия в древесине и напряжения растяжения в пластине:

$$\sigma_{см} = \frac{2N(e + h_k / 2 + a)}{b \cdot x \cdot (h_k + a - x / 3)} = \frac{2 \cdot 30,356 \cdot 10^3 (351,5 + \frac{363}{2} + 5)}{212,74 \cdot (363 + 5 - \frac{212,74}{3})} =$$

$$= 9,02 \text{ МПа} < R_{см} = 15 \text{ МПа}.$$

$$\sigma_a = \frac{N \cdot (e - h_k / 2 + x / 3)}{F_a \cdot (h_k + a - x / 3)} = \frac{30356 \cdot (351,5 - \frac{363}{2} + \frac{212,74}{3})}{500 \cdot (363 + 5 - \frac{212,74}{3})} =$$

$$= 49,23 \text{ МПа} < R_Y \cdot \gamma_c / \gamma_n = \frac{240 \cdot 0,9}{1} = 216 \text{ МПа},$$

где $R_Y = 240 \text{ МПа}$ - расчетное сопротивление материала пластины – стали ВстЗпсб-1 по пределу текучести.

Пластину крепим по каждой из двух граней к стойке двумя наклонными стержнями $d = 20 \text{ мм}^2$ из арматуры периодического профиля класса А-400, клееными под углом $\beta = 30^\circ$ к продольной оси стойки. Диаметр стержней был определен опытным путем.

Длина стержней принята $l = 35 \text{ см}$ и определена графически с учетом обеспечения зазора 2 см между встречными стержнями.

Усилие растяжения в пластине, предающееся на клеенные стержни, раскладываем на две составляющие: N_p , направленные вдоль оси стержней, и Q , направленные перпендикулярно оси стержней. Анкерное усилие, действующее на пластину с приваренными к ней наклонными стержнями, равно:

$$N_a = \sigma_a \cdot F_a = 49,23 \cdot 500 = 24615,93 \text{ Н};$$

усилие растяжения, действующее на один клеенный стержень,

$$N_p = N_a \cdot \cos \beta / n = \frac{24615,93 \cdot 0,866}{2} = 10658,70 \text{ Н};$$

коэффициент, учитывающий неравномерное распределение напряжений сдвига по длине клеенной части одного стержня,

$$k_c = 1,2 - \frac{0,02 \cdot l}{d} = 1,2 - \frac{0,02 \cdot 35}{1,6} = 0,76;$$

несущая способность клеенного стержня по сдвигу древесины

$$T = \pi \cdot (d + 5) \cdot l \cdot k_c \cdot m_H \cdot R_{CK} / \gamma_n = \\ = \frac{3,14 \cdot (20 + 5) \cdot 350 \cdot 0,76 \cdot 1,2 \cdot 2,1}{1} = 43148,5H > N_p = 10658,70H.$$

Проверяем прочность наклонно клеенных стержней, на которые действуют составляющие:

$$N_p = 10,66кН; Q = N_a \cdot \sin \beta / n = \frac{24,615 \cdot 0,5}{2} = 6,15кН;$$

$$N_a = 24,615кН.$$

Расчетная несущая способность стержня из арматуры класса А-400 при нагружении поперечной силой при сварном соединении клеенного стержня с пластиной составляет:

$$T_H = 7 \cdot d^2 = 7 \cdot 2^2 = 28кН.$$

Площадь сечения стержня

$$F = \pi \cdot d^2 / 4 = 3,14 \cdot 20^2 / 4 = 314мм^2.$$

Условие прочности стержня

$$\left[\frac{N}{(F \cdot R_a)^2} \right]^2 + \frac{Q}{T_H} = \left[\frac{10,66 \cdot 10^3}{314 \cdot 375} \right]^2 + \frac{6,15 \cdot 10^3}{28 \cdot 10^3} = 0,228 < 1,$$

т.е. прочность стержня обеспечена с большим запасом.

Проверяем прочность анкерной полосы, к которой привариваются клеенные стержни, работающей на растяжение с изгибом.

Изгибающий момент составляет

$$M_a = 24 \cdot d^3 = 24 \cdot 0,02^3 = 0,000192МН \cdot м = 192000Н \cdot мм.$$

Площадь сечения нетто полосы с отверстием 22 мм для пропуска стержней $d = 20$ мм

$$F_{HT} = 10 \cdot (50 - 22) = 280мм^2.$$

Пластический момент сопротивления полосы:

$$c \cdot W_{HT} = 1,47 \cdot (50 - 22) \cdot 10^2 / 6 = 686мм^3.$$

Условие прочности:

$$\left(\frac{N_a}{F_{HT} \cdot R_a} \right)^2 + \frac{M_a}{c \cdot W_{HT} \cdot R_a} = \frac{24615}{280 \cdot 227} + \frac{192000}{686 \cdot 227} = 1,62 > 1, \quad \text{т.е.}$$

условие прочности не выполняется.

Увеличиваем сечение анкерной полосы, принимая ее размером $80 \cdot 10$ мм, тогда

$$F_{HT} = 10 \cdot (80 - 22) = 580 \text{ мм}^2;$$

$$c \cdot W_{HT} = 1,47 \cdot (80 - 22) \cdot 10^2 / 6 = 1421 \text{ мм}^3.$$

Условие прочности для анкерной пластины

$$\left(\frac{24615}{580 \cdot 227} \right)^2 + \frac{192000}{1421 \cdot 227} = 0,63 < 1,$$

т.е. прочность анкерной пластины обеспечена.

Расчет анкерных болтов и траверс.

К пластинам ниже отметки $-0,05$ м приварены траверсы из профилированной листовой стали для пропуска анкерных болтов, замоноличенных в фундаменте. Ось двух анкерных болтов по одну сторону стойки находится на одной линии с осью боковой пластины стойки, поэтому усилие, воспринимаемое этими болтами, равно усилию растяжения пластины.

Требуемая площадь нетто сечения одного анкерного болта, выполненного из стали марки Вст3кп2, равна:

$$A_{bn} = \frac{N_a}{2 \cdot R_{ba} \cdot m} = \frac{24615}{2 \cdot 150 \cdot 0,85} = 96,53 \text{ мм}^2,$$

где $m = 0,85$ – коэффициент уменьшения расчетного сопротивления двойных болтов.

Принимаем анкерные болты $d = 16$ мм, $A_{bn} = 157 \text{ мм}^2$ согласно табл.7 Приложения 7. Из плоскости рамы анкерные болты размещаются на расстоянии 200 мм, а

плечо анкерного болта до грани боковой пластины составляет $e = 200/2 - 50/2 = 75 \text{ мм}$.

На каждую траверсу, приваренную к боковой пластине, действуют изгибающий момент и поперечная сила:

$$M = e \cdot N_a / 2 = \frac{0,075 \cdot 24,615}{2} = 0,923 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_a = \frac{N_a}{2} = \frac{24,615}{2} = 12,31 \text{ кН}.$$

Траверсы изготавливаются из листовой стали $100 \cdot 10 \text{ мм}$ марки С 235.

Геометрические характеристики сечения траверсы равны:

$$F = 2 \cdot 10 \cdot 100 = 2000 \text{ мм}^2;$$

$$W = 2 \cdot 10 \cdot 100^2 / 6 = 333,3 \cdot 10^2 \text{ мм}^2;$$

$$I = \frac{2 \cdot 10 \cdot 100^3}{12} = 1666,7 \cdot 10^3 \text{ мм}^4;$$

$$S = 2 \cdot 10 \cdot 100^2 / 8 = 25000 \text{ мм}^3;$$

$$t = 10 \text{ мм}.$$

$$\sigma_y = \frac{923000}{33333} = 27,69 \text{ МПа} < \frac{\gamma_c \cdot R_y}{\gamma_n} = \frac{0,9 \cdot 230}{1} = 207 \text{ МПа};$$

$$\tau_s = \frac{Q \cdot S}{I \cdot t} = \frac{12310 \cdot 25000}{1666,7 \cdot 10^3 \cdot 10} = 18,46 \text{ МПа} < R_s =$$

$$= 0,58 \cdot R_y \cdot \gamma_c / \gamma_n = 0,58 \cdot 207 = 120,06 \text{ МПа}.$$

Прочность сечения траверсы достаточна.

Траверсы привариваем к боковой пластине двумя угловыми швами с катетом $k_f = 8 \text{ мм}$, длиной $l_\omega = 100 \text{ мм}$.

Находим момент сопротивления швов

$$W_f = \frac{2 \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot l_\omega^2}{6} = \frac{2 \cdot 0,7 \cdot 8 \cdot 100^2}{6} = 18667 \text{ мм}^3.$$

Площадь поперечного сечения швов

$$F_f = 2 \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot l_\omega = 2 \cdot 0,7 \cdot 8 \cdot 100 = 1120 \text{ мм}^2.$$

Нормальные и касательные напряжения в швах

$$\sigma_f = \frac{M}{W_f} = \frac{923000}{18667} = 49,45 \text{ МПа};$$

$$\tau_{sf} = \frac{Q}{F_f} = \frac{12310}{1120} = 10,99 \text{ МПа}.$$

Равнодействующая нормальных и касательных напряжений

$$\begin{aligned} \sqrt{\sigma_f^2 + \tau_{sf}^2} &= \sqrt{49,45^2 + 10,99^2} = 50,66 \text{ МПа} < R_{of} \cdot \gamma_{of} \cdot \gamma_c / \gamma_n = \\ &= \frac{185 \cdot 1,1}{1} = 203,5 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

Определяем толщину шайбы анкерного болта, опирающейся на траверсу.

$$\text{Пролет шайбы } l = 50 + 10 \cdot \frac{2}{2} = 60 \text{ мм}, \text{ ширина шайбы}$$

$$b = 60 \text{ мм}.$$

Изгибающий момент от сосредоточенной силы, передаваемый на шайбу анкерным болтом,

$$M = \frac{N_a \cdot l}{2 \cdot 4} = \frac{24615 \cdot 60}{2 \cdot 4} = 184,61 \cdot 10^3 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

Требуемая толщина шайбы из стали марки ВстЗпсб-1

$$h_{ш} = \sqrt{\frac{6 \cdot M \cdot \gamma_n}{b \cdot R_Y \cdot \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 184,61 \cdot 10^3 \cdot 1}{60 \cdot 240 \cdot 0,85}} = 9,51 \text{ мм}.$$

Принимаем шайбу толщиной 10 мм.

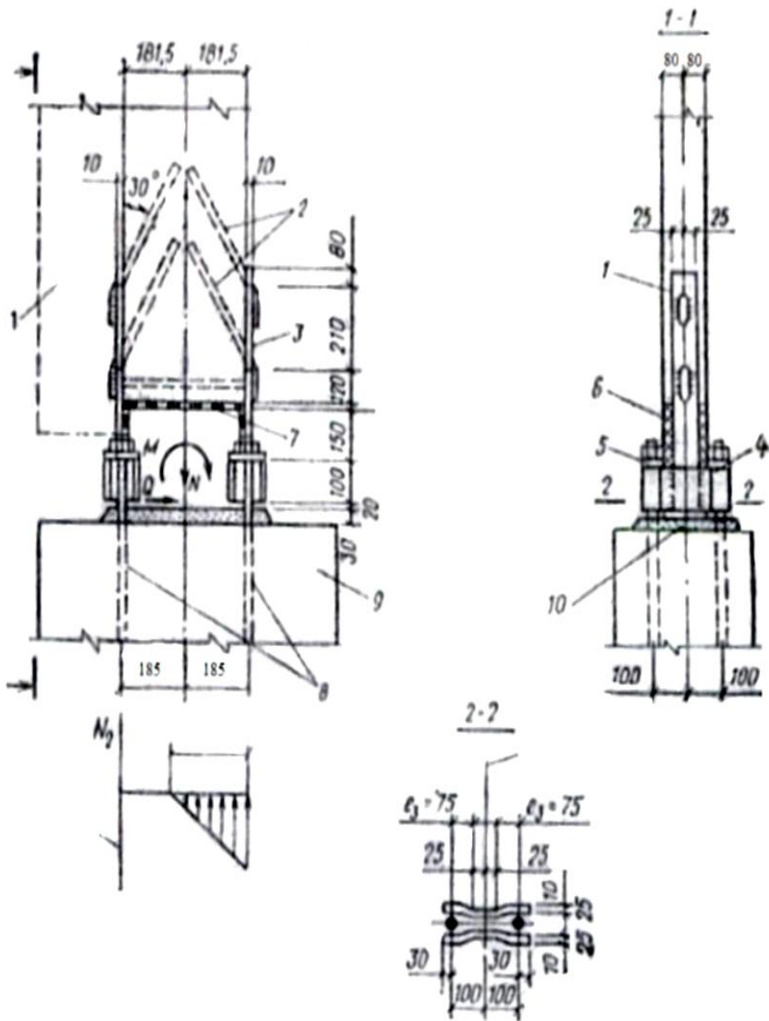


Рис. 27. Опорный узел рамы. 1 – стойка; 2 – наклонно вклеенные стержни; 3 – пластина 50*10; 4 – траверса из полосовой стали 100*10; 5 – шайба 60*60*18; 6 – вкладыш (стальной, железобетонный, из полимербетона); 7 – клеевая прослойка из эпоксидной шпатлевки ЭП-00-10; 8 – анкерные болты М24; 9 – железобетонный фундамент; 10 – подливка из цементного раствора (1:3); 11 – цокольная панель.

ПРИЛОЖЕНИЯ

Приложение 1

Таблица 1. Припуски на фрезерование по пласти с двух сторон, мм

Номинальная толщина заготовки, мм	Припуски при номинальной ширине заготовок, мм		
	90-95	95-195	Свыше 195
25	4	4,5	5
40	5	5,5	6

Примечание. В многослойных клееных элементах слои перед склеиванием по пласти фрезеруют с двух сторон без предварительного фугования по первой группе припусков.

Таблица 2. Припуски на фрезерование кромок заготовок с двух сторон,

мм

Номинальная ширина заготовки, мм	Припуски при номинальной толщине заготовок, мм	
	25	Свыше 40
До 95	4,5	5
95-195	5	5,5
Свыше 195	5,5	6

Толщина пиломатериалов должна приниматься для склеивания в блоки:

- для арок, балок, стержней ферм – 40 мм, с учетом фрезеровки получаются слои толщиной 34-35 мм;
- для прямолинейных элементов рам могут использоваться доски от 40 до 50 мм (по сортаменту);
- для гнутых фрагментов рам – доски толщиной от 16 до 25 мм, так чтобы толщина слоев не превышала 1/150 радиуса кривизны.

В досках толщиной больше 35мм с целью снижения коробления выполняются продольные прорези. Ширина пиломатериалов должна быть согласована с номинальной шириной клееного элемента с учетом суммарной величины припусков на механическую обработку и сушку. Эти припуски для пиломатериалов:

- при ширине от 75 до 100 мм равны 10 мм;
- при ширине от 125 до 175 мм равны 15 мм;
- при ширине от 200 до 250 мм равны 20 мм.

Таблица 1. Сортамент пиломатериалов (ГОСТ 8486-86*Е).

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

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

Таблица 2. Расчетное значение веса снегового покрова на 1 м² горизонтальной поверхности земли.

(Извлечение из таблицы 10.1 СП 20.13330.2011.)

Расчетное значение снегового покрова на 1 м ² горизонтальной поверхности	Снеговой район по СНиП 2.01.07-85*							
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
$S_g, \text{кПа} / \frac{\text{кгс}}{\text{м}^2}$	$\frac{0,8}{80}$	$\frac{1,2}{120}$	$\frac{1,8}{180}$	$\frac{2,4}{240}$	$\frac{3,2}{320}$	$\frac{4,0}{400}$	$\frac{4,8}{480}$	$\frac{5,6}{560}$

Примечание. Нормативное значение снеговой нагрузки следует определять умножением расчетного значения на коэффициент 0,7.

Таблица 1. Расчетные сопротивления древесины сосны (кроме веймутовой), ели, лиственницы европейской и японской.

(Извлечение из таблицы 3 СП 64.13330-2011)

Напряженное состояние и характеристика элементов	Обозначение	Расчетные сопротивления, $\frac{MPa}{кгс/см^2}$, для сортов древесины		
		1	2	3
1. Изгиб, сжатие и смятие вдоль волокон: а) элементы прямоугольного сечения (за исключением указанных в подпунктах «б» и «в») высотой до 50 см	R_{II}, R_C, R_{CM}	$\frac{14}{140}$	$\frac{13}{130}$	$\frac{8,5}{85}$
	R_{II}, R_C, R_{CM}	$\frac{15}{150}$	$\frac{14}{140}$	$\frac{10}{100}$
		$\frac{16}{160}$	$\frac{15}{150}$	$\frac{11}{110}$
	б) элементы прямоугольного сечения шириной свыше 11 до 13 см при высоте сечения свыше 11 до 50 см	R_{II}, R_C, R_{CM}	-	$\frac{16}{160}$
в) элементы прямоугольного сечения шириной свыше 13 см при высоте сечения свыше 13 до 50 см	R_{II}, R_C, R_{CM}	$\frac{10}{100}$	$\frac{7}{70}$	-
2. Растяжение вдоль волокон: а) неклееные элементы	R_P	$\frac{12}{120}$	$\frac{9}{90}$	-
	R_P	$\frac{12}{120}$	$\frac{9}{90}$	-
б) клееные элементы				
3. Сжатие и смятие по всей площади поперек волокон	R_{C90}, R_{CM90}	$\frac{1,8}{18}$	$\frac{1,8}{18}$	$\frac{1,8}{18}$
4. Смятие поперек волокон местное: а) в опорных частях конструкций, лобовых врубках и узловых примыканиях элементов	R_{CM90}	$\frac{3}{30}$	$\frac{3}{30}$	$\frac{3}{30}$
	R_{CM90}	$\frac{4}{40}$	$\frac{4}{40}$	$\frac{4}{40}$
б) под шайбами при углах смятия от 90° до 60°				

5. Скалывание вдоль волокон:				
а) при изгибе неклееных элементов	$R_{СК}$	$\frac{1,8}{18}$	$\frac{1,6}{16}$	$\frac{1,6}{16}$
б) при изгибе клееных элементов	$R_{СК}$	$\frac{1,6}{16}$	$\frac{1,5}{15}$	$\frac{1,5}{15}$
в) в лобовых врубках для максимального напряжения	$R_{СК}$	$\frac{2,4}{24}$	$\frac{2,1}{21}$	$\frac{2,1}{21}$
г) местное в клеевых соединениях для максимального напряжения	$R_{СК}$	$\frac{2,1}{21}$	$\frac{2,1}{21}$	$\frac{2,1}{21}$
6. Скалывание поперек волокон:				
а) в соединениях неклееных элементов	$R_{СК90}$	$\frac{1}{10}$	$\frac{0,8}{8}$	$\frac{0,6}{6}$
б) в соединениях клееных элементов	$R_{СК90}$	$\frac{0,7}{7}$	$\frac{0,7}{7}$	$\frac{0,6}{6}$
7. Растяжение поперек волокон элементов из клееной древесины	R_{P90}	$\frac{0,35}{3,5}$	$\frac{0,3}{3}$	$\frac{0,25}{2,5}$

Примечания:

1. Расчетное сопротивление древесины местному смятию поперек волокон на части длины (при длине незагруженных участков не менее длины площадки смятия и толщине элементов), за исключением случаев, оговоренных в п. 4 данной таблицы, определяется по формуле:

$$R_{CM90} = R_{C90} \cdot \left(1 + \frac{8}{l_{CM} + 1,2}\right),$$

где R_{C90} – расчетное сопротивление древесины сжатию и смятию по всей поверхности поперек волокон (п. 3 данной таблицы); l_{CM} – длина площадки смятия вдоль волокон, см.

2. Расчетное сопротивление древесины смятию под углом α к направлению волокон определяется по формуле:

$$R_{CM\alpha} = \frac{R_{CM}}{1 + \left(\frac{R_{CM}}{R_{CM90}} - 1\right) \cdot \sin^3 \alpha}.$$

3. Расчетное сопротивление древесины скалыванию под углом α к направлению волокон определяется по формуле:

$$R_{CK\alpha} = \frac{R_{CK}}{1 + \left(\frac{R_{CK}}{R_{CK90}} - 1\right) \cdot \sin^3 \alpha}.$$

4. В конструкциях построеночного изготовления величины расчетных сопротивлений на растяжение, принятые по п. 2а данной таблицы, следует снижать на 30%.

5. Расчетное сопротивление изгибу для элементов настила и обрешетки под кровлю из древесины 3-го сорта следует принимать равным 13 МПа (130 кгс/см²).

Таблица 2. Переходный коэффициент m_D для определения расчетных характеристик других пород древесины.

(Извлечение из таблицы 5 СП 64.13330-2011)

Древесные породы	Коэффициент m_D для расчетных сопротивлений		
	растяжению, изгибу, сжатию и смятию вдоль волокон R_P, R_D, R_C, R_{CM}	сжатию и смятию поперек волокон R_{C90}, R_{CM90}	скалыванию $R_{СК}$
Хвойные			
1. Лиственница, кроме европейской и японской	1,2	1,2	1
2. Кедр сибирский, кроме Красноярского края	0,9	0,9	0,9
3. Кедр Красноярского края, сосна веймутова	0,65	0,65	0,65
4. Пихта	0,8	0,8	0,8
Твердые лиственные			
5. Дуб	1,3	2	1,3
6. Ясень, граб, клен	1,3	2	1,6
7. Акация	1,5	2,2	1,8
8. Береза, бук	1,1	1,6	1,3
9. Вяз, ильм	1	1,6	1
Мягкие лиственные			
10. Ольха, липа, осина, тополь	0,8	1	0,8

Таблица 3. Предельные прогибы конструкций.

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

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

Таблица 1. (Извлечение из таблицы 7 СП 64.13330-2011)

Условия эксплуатации	1А и 1	2	3	4
Коэффициент m_e	1	0,9	0,85	0,75

Таблица 2. Коэффициенты условий работы m_o к расчетным сопротивлениям изгибу и сжатию вдоль волокон для изгибаемых, внецентренно-сжатых, сжато-изгибаемых и сжатых клееных элементов прямоугольного сечения. (Извлечение из таблицы 9 СП 64.13330-2011)

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

Таблица 3. Коэффициенты условий работы m_{cl} к расчетным сопротивлениям изгибу, скалыванию и сжатию вдоль волокон для изгибаемых, внецентренно-сжатых, сжато-изгибаемых и сжатых клееных элементов. (Извлечение из таблицы 10 СП 64.13330-2011)

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

Таблица 4. Коэффициенты условий работы m_{gn} к расчетным сопротивлениям растяжению, сжатию и изгибу для изгибаемых, гнутых элементов конструкций. (Извлечение из таблицы 11 СП 64.13330-2011)

Напряженное состояние	Обозначение расчетных сопротивлений	Коэффициент m_{gn} при отношении r_K / a			
		150	200	250	500 и более
Сжатие и изгиб	R_c, R_H	0,8	0,9	1	1
Растяжение	R_p	0,6	0,7	0,8	1

Примечание. r_K - радиус кривизны гнутой доски или бруска;
 a – толщина гнутой доски или бруска в радиальном направлении.

Таблица 5. Коэффициенты m_H для конструкций, рассчитываемых с учетом воздействия кратковременных (ветровой, монтажной или гололедной) нагрузок. (Извлечение из таблицы 8 СП 64.13330-2011)

Нагрузка	Коэффициент m_H	
	для всех видов сопротивлений, кроме смятия поперек волокон	для смятия поперек волокон
1. Ветровая, монтажная, кроме указанной в п. 3	1,2	1,4

Таблица 6. Плотность древесины, фанеры и LVL.

(Извлечение из Приложения Д СП 64.13330-2011)

Породы древесины	Плотность древесины, $кг/м^3$, в конструкциях для условий эксплуатации	
	1А, 1 и 2	3 и 4
Хвойные:		
Лиственница	650	800
Сосна, ель, кедр, пихта	500	600
Твердые лиственные:		
Дуб, береза, бук, ясень, клен, граб, акация, вяз и ильм	700	800
Мягкие лиственные:		
Осина, тополь, ольха, липа	500	600

Примечания:

1. Плотность свежесрубленной древесины хвойных и мягких лиственных пород следует принимать равной $850 кг/м^3$, твердых лиственных пород – $1000 кг/м^3$.
2. Плотность клееной древесины следует принимать как неклееной.
3. Плотность обычной фанеры следует принимать равной плотности древесины шпонов, а бакелизированной – $1000 кг/м^3$.
4. Плотность древесины из однонаправленного шпона 500-600 $кг/м^3$, в зависимости от породы древесных шпонов.

Таблица 7.

№ схемы	Схема	Пролет l	Высота H	h/l (h/H)	$K_{св}$	K_M %	Изготовление
		м					
1							

Таблица 1. Учет классов условий эксплуатации при проектировании и изготовлении конструкций.

(Извлечение из таблицы Г.2 СП 64.13330-2011).

Классы условий эксплуатации		Дополнительные характеристики условий эксплуатации конструкций	Особенности учета классов при:		Примечания
Основные	подклассы		расчете конструкций	изготовлении конструкций	
1	1.1	При сухом режиме помещений от 40 до 50% влажности в отопительный сезон	Учет влияния влажности на прочность древесины не требуется, т.к. ожидаемая эксплуатационная влажность не превышает значение 12%, для которого установлены нормативные величины прочности	Влажность древесины слоев клееных конструкций не превышает 9% для подкласса 1.1 и 12% для подкласса 1.2, а элементов из цельной древесины - 18-20% для обоих подклассов. Клеевые соединения не требуют аттестации по водостойкости, а показатель на расслаивание по ГОСТ27812 для несущих конструкций не превышает 10%. Защитные меры элементов конструкций назначаются согласно требованиям СНиП 2.03.11.	Соответствует требованиям класса I по EN 386 [4]
	1.2	При нормальном режиме помещений			Соответствует требованиям класса I по EN 386 [4]
2	2.1	При влажном режиме отапливаемых помещений	При расчете необходимо вводить коэффициент условий работы, т.к. эксплуатационная влажность превысит 12%	Влажность древесины слоев клееных конструкций не превышает 15%. Клеевые соединения должны быть аттестованы не ниже средней степени водостойкости по ГОСТ 17005, а показатель на расслаивание по ГОСТ 27812 для несущих конструкций не превышает 5%. Защитные меры элементов конструкций назначаются согласно требованиям СНиП2.03.11.	Соответствует требованиям класса II по EN 386 [4], а также классов 1, 2 по EN 335 [3] и классу D2 по EN 204 [2]
	2.2	В неотапливаемых помещениях в сухой и нормальных зонах влажности			
3	3.1	При мокром режиме эксплуатации помещений или под	То же, в связи с повышением влажности	Влажность древесины слоев клееных конструкций не превышает 15%. Клеевые соединения	Соответствует требованиям класса III по EN 386 [4], а

		навесом во влажной зоне влажности	до 20% и более	должны быть аттестованы не ниже повышенной степени водостойкости по ГОСТ 17005, а показатель на расслаивание по ГОСТ 27812 для несущих конструкций не превышает 3%. Защитные меры элементов конструкций назначаются согласно требованиям СНИП 2.03.11.	также классов 3.1, 3.2 по EN 335 [3] и классов D2, D4 по EN 204 [2]
	3.2	При мокром режиме эксплуатации отапливаемых помещений или при искусственных тепловыделениях в неотапливаемых помещениях			
	3.3	В открытых атмосферных условиях			
4	4.1	При контакте с грунтом	То же	То же	Соот-ет треб-ям класса 4.1 по EN 335
	4.2	В воде			Соот-ет треб-ям классов 4.2 и 5 по EN

Таблица 2. Синтетические клеи для склеивания древесины и древесины с фанерой в клееных деревянных конструкциях.

Материалы склеиваемых элементов и условия эксплуатации	Типы и марки клеев
1. Древесина и древесина с фанерой для всех условий эксплуатации, кроме 4	Резорциновые и фенольно-резорциновые (ФР-12, ТУ 6-05-1748-75; ФРФ-50, ТУ 6-05-281-14-77)
2. То же, кроме 1.1, 2.2 и 4	Алкилрезорциновые и фенольные (ФР-100, ТУ 6-05-1638-78; ДФК-1АМ, ТУ 6-05-281-7-75; СФЖ-3016, ГОСТ 20907-75*; СФХ, ТУ 6-05-281-12-76)
3. То же, для условий эксплуатации 1.2 и 3.3.	Карбамидно-меламиновые (КС-В-СК, ТУ 6-05-211-1006-75)
4. То же, для условий эксплуатации 1.2	Карбамидные (КФ-5, КФ-Ж, КФ-БЖ, ГОСТ 14231-78)

Примечание. Для клееных фанерных конструкций следует применять фанеру марки ФСФ по ГОСТ 3916-69, а также фанеру бакелизованную марки ФБС по ГОСТ 11539-73*.

Таблица 1. Расчетная несущая способность соединений.

(Извлечение из таблицы 20 СП 64.13330-2011).

Схемы соединений	Напряженное состояние соединения	Расчетная несущая способность T на один шов сплачивания (условный срез), кН	
		гвоздя, стального, алюминиевого, стеклопластикового нагеля	дубового нагеля
1. Симметричные соединения	а) смятие в средних элементах	$0,5cd$ ($50cd$)	$0,3cd$ ($30cd$)
	б) смятие в крайних элементах	$0,8cd$ ($80cd$)	$0,5cd$ ($50cd$)
2. Несимметричные соединения	а) смятие во всех элементах равной толщины, а также в более толстых элементах односрезных соединений	$0,35cd$ ($35cd$)	$0,2cd$ ($20cd$)
	б) смятие в более толстых средних элементах двухсрезных соединений при $a \leq 0,5c$	$0,25cd$ ($25cd$)	$0,14cd$ ($14cd$)
	в) смятие в более тонких крайних элементах при $a \leq 0,35c$	$0,8ad$ ($80ad$)	$0,5ad$ ($50ad$)
	г) смятие в более тонких элементах односрезных соединений и в крайних элементах при $c > a > 0,35c$	$k_n ad$	$k_n ad$
3. Симметричные и несимметричные соединения	а) изгиб гвоздя	$2,5d^2 + 0,01a^2$ ($250d^2 + a^2$), но не более $4d^2$ ($400d^2$)	–
	б) изгиб нагеля из стали С38/23	$1,8d^2 + 0,02a^2$ ($180d^2 + 2a^2$), но не более $2,5d^2$ ($250d^2$)	–

	в) изгиб нагеля из алюминиевого сплава Д16-Т	$1,6d^2 + 0,02a^2$ ($160d^2 + 2a^2$), но не более $2,2d^2$ ($220d^2$)	–
	г) изгиб нагеля из стеклопластика АГ-4С	$1,45d^2 + 0,02a^2$ ($145d^2 + 2a^2$), но не более $1,8d^2$ ($180d^2$)	–
	д) изгиб нагеля из древесностойкого пластика ДСПБ	$0,8d^2 + 0,02a^2$ ($80d^2 + 2a^2$), но не более d^2 ($100d^2$)	–
	е) изгиб дубового нагеля	–	$0,45d^2 + 0,02a^2$ ($45d^2 + 2a^2$), но не более $0,65d^2$ ($65d^2$)

Примечание: 1. В таблице: c – толщина средних элементов, а также равных по толщине или более толстых элементов односрезных соединений, a – толщина крайних элементов, а также более тонких элементов односрезных соединений; d – диаметр нагеля; все размеры в см.

Таблица 2. Расстояния между осями нагелей и от оси последнего ряда до торца элемента в зависимости от толщины пакета b или толщины элемента.

Минимальное расстояние	Стальные				Алюминиевые и стеклопластиковые		Дубовые	
	стержни, болты, винты		гвозди		стержни			
	$b > 10d$	$b \leq 10d$	$c \geq 10d$	$c = 4d$	$b > 10d$	$b \leq 10d$	$b > 10d$	$b \leq 10d$
S_1	$7d$	$6d$	$15d$	$25d$	$6d$	$6d$	$5d$	$4d$
S_2	$3.5d$	$3d$	$4d$ ($3d$)	$4d$ ($3d$)	$3.5d$	$3d$	$3d$	$2.5d$
S_3	$3d$	$2.5d$	$4d$	$4d$	$3d$	$2.5d$	$2.5d$	$2.5d$

Примечания: 1. Размеры в скобках относятся к расстановке гвоздей в шахматном порядке или косыми рядами под углом $\alpha \leq 45^\circ$.

2. Для промежуточных значений толщины пробиваемых гвоздем элементов с значение S_1 определяют по интерполяции.

3. Для элементов, не пробиваемых гвоздями насквозь, независимо от их толщины, расстояние между осями гвоздей, а также от гвоздя до торца элемента принимают не менее $15d_{гв}$.

4. Диаметр гвоздей не более $1/4$ толщины пробиваемых элементов.

5. Если при встречной забивке концы гвоздей входят в данный элемент с каждой стороны на глубину более $1/3$ толщины элемента, расстояние между осями гвоздей назначают без учета взаимного захода.

6. Для элементов из осины, ольхи и тополя табличное значение S_1 для гвоздей увеличивают в 1,5 раза.

7. При определении расчетной длины защемления конца гвоздя не учитывают его заостренную часть длиной $1,5 d_{гв}$, а также из длины гвоздя вычитают по 2мм на каждый шов между настроганными соединяемыми элементами.

8. Если гвоздь пробивает элемент насквозь, то длину его защемления в последнем элементе принимают на $1,5 d_{гв}$ меньше. Если расчетная длина защемления получается меньше $4 d_{гв}$, его работу в примыкающем шве не учитывают.

Таблица 3. Учёт направления усилия по отношению к направлению волокон древесины.

(Извлечение из таблицы 21 СП 64.13330-2011).

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

Примечания: 1. Значение k_{α} для промежуточных углов определяется интерполяцией.

2. При расчете односрезных соединений для более толстых элементов, работающих на смятие под углом, значение k_{α} следует умножать на дополнительный коэффициент 0,9 при $c/a < 1,5$ и на 0,75 при $c/a > 1,5$.

Приложение 7

Таблица 1. Нормативные и расчетные сопротивления при растяжении, сжатии и изгибе листового, широкополосного универсального и фасонного проката. (Извлечение из таблицы В.5 СП 16.13330.2011.)

Сталь по ГОСТ 27772	Толщина проката*, мм	Нормативное сопротивление** проката,		Расчетное сопротивление*** проката,	
		Н/мм		Н/мм	
C235	От 2 до 8	235	360	230/225	350/345
C245	" 2 " 20	245	370	240/235	360/350
	Св. 20 " 30	235	370	230/225	360/350
C255	От 2 " 20	245	370	240/235	360/350
	Св. 20 " 40	235	370	230/225	360/350
C285	От 2 " 10	275	390	270/260	380/370
	Св. 10 " 20	265	380	260/250	370/360
C345	От 2 " 20	325	470	320/310	460/450
	Св. 20 " 40	305	460	300/290	450/440
	" 40 " 80	285	450	280/270	440/430
	" 80 " 100	265	430	260/250	420/410
C345К	От 4 " 10	345	470	335/330	460/450
C375	" 2 " 20	355	490	345/340	480/465
	Св. 20 " 40	335	480	325/320	470/455
C390	От 4 " 50	390	540	380/370	525/515
C440	" 4 " 30	440	590	430/420	575/560
	Св. 30 " 50	410	570	400/390	555/540
C590	От 10" 40	590	685	575/560	670/650

C590K					
<p>* За толщину фасонного проката следует принимать толщину полки.</p> <p>** За нормативное сопротивление приняты гарантированные значения предела текучести и временного сопротивления, приводимые в государственных стандартах или технических условиях. В тех случаях, когда эти значения в государственных стандартах или технических условиях приведены только в одной системе единиц - (кгс/мм²), нормативные сопротивления (Н/мм²) вычислены умножением соответствующих величин на 9,81 с округлением до 5 Н/мм². По согласованию с организацией - составителем норм допускается применение значений нормативных сопротивлений, отличных от приведенных в настоящей таблице В.5.</p> <p>*** Значения расчетных сопротивлений получены делением нормативных сопротивлений на коэффициенты надежности по материалу γ_m, определенные в соответствии с 3.2, с округлением до 5 Н/мм. В числителе представлены значения расчетных сопротивлений проката, поставляемого по ГОСТ 27772</p>					

Таблица 2. Профили стальные листовые гнутые с трапециевидными гофрами для строительства (для настила покрытий) по ГОСТ 24045-95.

Марка профилированного листа	Высота гофра, мм	Ширина листа, мм	Толщина листа, мм	Масса 1м длины, кг	Масса 1 м ² , кг
H57-750-0,6	57	750	0,6	5,6	7,5
H57-750-0,7			0,7	6,5	8,7
H57-750-0,8			0,8	7,4	9,8
H60-845-0,7	60	845	0,7	7,4	8,8
H60-845-0,8			0,8	8,4	9,9
H60-845-0,9			0,9	9,3	11,1
H75-750-0,7	75	750	0,7	7,4	9,8
H75-750-0,8			0,8	8,4	11,2
H75-750-0,9			0,9	9,3	12,5
H114-600-0,8	114	600	0,8	8,4	14,0
H114-600-0,9			0,9	9,3	15,6
H114-600-1,0			1,0	10,3	17,2
H114-750-0,8	114	750	0,8	9,4	12,5
H114-750-0,9			0,9	10,5	14,0
H114-750-1,0			1,0	11,7	15,4
HC44-1000-0,7	44	1000	0,7	8,3	8,3
HC44-1000-0,8	44	1000	0,8	9,4	9,4

Примечание. Тип профилированного листа: Н - для настила покрытий; HC - для настила и стеновых ограждений.

Таблица 3. Предельная равномерно-распределенная нагрузка для различных марок и расчетных схем профилированных листов ГОСТ 24045-95.

Марка листа	Пролет, м	Нагрузка, кН/м ² , при расчетной схеме		
		однопролетная	двухпролетная	трехпролетная
HC44-1000-0,7	3	-	2,48	2,85 ^Д
H57-750-0,7	3	2,90 ^Д	2,62 ^У	3,10 ^У
H57-750-0,8	3	3,37 ^Д	3,69	4,27 ^У
H60-845-0,8	3	3,88	3,25 ^У	3,78 ^У

Н75-750-0,8	3	5,82	5,27	6,59
	4	-	-	3,71
Н75-750-0,9	3	6,46	6,17	7,71
	4	-	-	4,34
Н114-750-0,9	4	6,60	6,59	8,25
Н114-750-1,0	4	7,33	8,33	9,17
Н114-600-0,9	4	6,85	6,90	8,62
Н114-600-1,0	4	7,77	7,71	9,72
Н60-845-0,8	3	3,29 ^Д	3,05 ^У	3,24 ^У

Примечание. У – по условиям устойчивости стенки гофра на опоре; Д – по условиям деформативности, прочерк означает, что данный настил по указанной расчетной схеме не применяется.

Таблица 4. (Извлечение из таблицы 40 СП 16.13330.2011.).

Характеристика расстояния и предела текучести соединяемых элементов	Расстояние при размещении болтов
1. Расстояние между центрами отверстий для болтов в любом направлении: а) минимальное: при $R_{yn} \leq 375$ Н/мм при $R_{yn} > 375$ Н/мм б) максимальное в крайних рядах при отсутствии окаймляющих уголков при растяжении и сжатии в) максимальное в средних рядах, а также в крайних рядах при наличии окаймляющих уголков: при растяжении при сжатии	2,5d 3d 8d или 12t 1,6d или 2,4t 1,2d или 1,8t
2. Расстояние от центра отверстия для болта до края элемента а) минимальное вдоль усилия: при $R_{yn} \leq 375$ Н/мм при $R_{yn} > 375$ Н/мм б) то же, поперек усилия: при обрезных кромках при прокатных кромках в) максимальное г) минимальное во фрикционном соединении при любой кромке и любом направлении усилия	2d 2,5d 1,5d 1,2d 4d или 8t 1,3d
3. Расстояние минимальное между центрами отверстий вдоль усилия для болтов, размещаемых в шахматном порядке	$e + 1,5d$
Обозначения, принятые в таблице 40: d - диаметр отверстия для болта; t - толщина наиболее тонкого наружного элемента; u - расстояние поперек усилия между рядами отверстий.	

Примечания

1. Диаметр отверстий следует принимать: для болтов класса точности А $d = d_b$; для болтов класса точности В в конструкциях опор ВЛ, ОРУ и КС $d = d_b + 1$ мм, в остальных случаях $d = d_b + (1; 2 \text{ или } 3 \text{ мм})$, где d_b - диаметр болта.
2. В одноболтовых соединениях элементов решетки (раскосов и распорок), кроме постоянно работающих на растяжение, при толщине элементов до 6 мм из стали с пределом текучести до 375 Н/мм² расстояние от края элемента до центра отверстия вдоль усилия допускается принимать 1,35d (без допуска при изготовлении элементов в сторону уменьшения, о чем должно быть указано в проекте).
3. При размещении болтов в шахматном порядке на расстоянии, не менее указанного в поз.3, сечение элемента М следует определять с учетом ослабления его отверстиями, расположенными в одном сечении поперек усилия (не по зигзагу).

Таблица 5. Нормативные сопротивления стали болтов и расчетные сопротивления одноболтовых соединений срезу и растяжению, Н/мм².
(Извлечение из таблицы Г.5 СП 16.13330.2011.)

Класс прочности болтов ГОСТ Р 52627*	R_{bnp}	R_{byn}	R_{bs}	R_{bt}
5,6	500	300	210	225
5,8	500	400	210	-
8,8	830	665	330	450
10,9	1040	935	415	560
12,9	1220	1100	425	-

Таблица 6. Расчетные сопротивления растяжению фундаментных болтов.
(Извлечение из таблицы Г.7 СП 16.13330.2011.)

Номинальный диаметр болтов, мм	Расчетные сопротивления R_{bt} , Н/мм ² , болтов из стали марок	
	по ГОСТ 535*	по ГОСТ 19281*
	Ст3пс4, Ст3пс2, Ст3сп4, Ст3сп2	09Г2С-4, 09Г2С-6
12, 16, 20	200	265
24, 30	190	245
36	190	230
42, 48, 56	180	230
64, 72, 80	180	220
90, 100	180	210
110, 125, 140	165	210

* Расчетные сопротивления болтов из других марок сталей следует вычислять по формулам раздела 6 настоящих норм.

Примечания

- 1 Сталь по ГОСТ 535 должна поставляться по 1-й группе.
- 2 Значения расчетных сопротивлений, указанные в таблице, вычислены по формулам пункта 6.6 настоящих норм с округлением до 5 Н/мм².

Таблица 7. Площади сечения болтов.
(Извлечение из таблицы Г.9 СП 16.13330.2011.)

d, мм	16	(18)	20	(22)	24	(27)	30	36	42	48
A_b , см ²	2,01	2,54	3,14	3,80	4,52	5,72	7,06	10,17	13,85	18,09
A_{bn} , см ²	1,57	1,92	2,45	3,03	3,53	4,59	5,61	8,16	11,20	14,72

Примечания

- 1 Площади сечения болтов диаметром свыше 48 мм следует принимать по ГОСТ 24379.1.
- 2 Размеры, заключенные в скобки, не рекомендуется применять в конструкциях, кроме опор ВЛ и ОРУ.

СПИСОК РЕКОМЕНДУЕМОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. СП 64.13330.2011. Деревянные конструкции. Trimblestructures. Актуализированная версия СНиП II-25-80/ Минрегион России.- М.: ОАО «ЦПП», 2011- 100с.
2. СНиП II-25-80. Деревянные конструкции. М.: Стройиздат, 1982.-66 с.
3. СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07 -85*/Минрегион России, 2010.-95 с.
4. СП 16.13330.2011. Стальные конструкции. Trimblestructures. Актуализированная версия СНиП II-23-81*/ Минрегион России.- М.: ОАО «ЦПП», 2011- 171с.
5. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции. М.: 1990.-96 с.
6. [ГОСТ Р 54257-2010](#) "Надёжность строительных конструкций и оснований. Основные положения и требования", раздел 9.
7. Шишкин В.Е. Примеры расчёта конструкций из дерева и пластмасс. /г. Минск «Высшая школа» 2010 год.
8. Проектирование и расчет деревянных конструкций. Справочник под ред. И.М. Гриня. - Липецк, 2005.-239 с.: ил.
9. Конструкции из дерева и пластмасс: Учебник/ М.М. Гаппоев, И. М. Гуськов, Л.К. Ермоленко, В.И. Линьков, Е.Т.Серова, Б.А. Степанов, Э.В. Филимонов - М.: Издательство АСВ,2004,-440с.
10. Конструкции из дерева и пластмасс: Учебное пособие для студентов ВУЗов / Г.Н. Зубарев, Ф.А. Бойтемиров, В.М. Головина и др. / Под ред. Ю.Н. Хромца.- 3—изд., перераб. и доп.-М.: Издательский центр «Академия», 2004.-304 с.
11. Шмидт А.Б., Дмитриев П.А. Атлас строительных конструкций из клееной древесины и водостойкой фанеры; Учебное пособие. / М: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2001. - 292 с., ил.
12. Конструкции деревянных зданий: Учебник / В.И. Запруднов, В.В. Стриженко. - М.: НИЦ ИНФРА-М, 2013. - 304 с.: 60х90 1/16. - (Высшее образование: Бакалавриат) (переплет) ISBN 978-5-16-009229-4, 800 экз.<http://znanium.com/index.php>

СОДЕРЖАНИЕ

Введение	3
Виды деревянных рам	4
Конструкции трехшарнирных рам и их узлов	11
Особенности расчета трехшарнирных рам	16
Двухшарнирные рамы. Особенности расчета двухшарнирных рам	22
Пример 1 (для выполнения КП и РГР). Расчет гнутоклееной деревянной трехшарнирной рамы пролётом 20 м	27
Пример 2 (для выполнения КП и РГР). Расчет деревянной трехшарнирной рамы из прямолинейных элементов пролётом 20 м	46
Пример 3 (для выполнения КП и РГР). Расчет дощатоклееной деревянной двухшарнирной рамы пролётом 20 м	75
Приложения.....	106
Список рекомендуемой литературы.....	121

Отпечатано в Издательско-полиграфическом центре
Набережночелнинского института
Казанского (Приволжского) федерального университета.

Подписано в печать 13.09.16 г.

Формат 60x84/16. Печать ризографическая.
Бумага офсетная. Гарнитура «Times New Roman»
Уч.-изд. л.7,1. Усл.-печ.л.7,1
Тираж 50 экз. Заказ № 778.

423810, г. Набережные Челны, Новый город, проспект Мира, 68/19
тел./факс (8552) 39-65-99, e-mail: ic-nchi-kpfu@mail.ru

