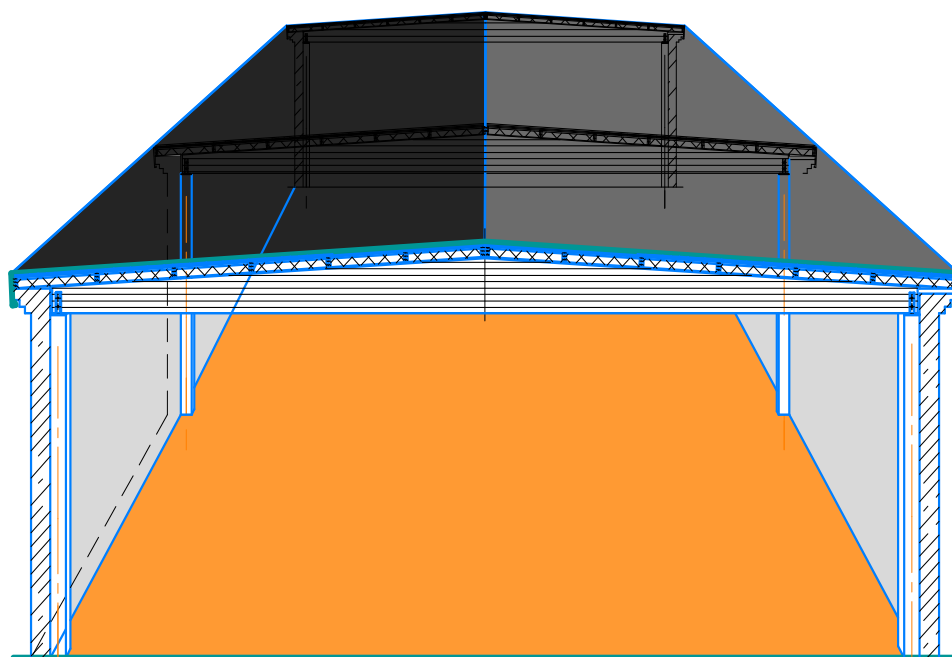


В. Г. Миронов, В. В. Ермолаев, Р. И. Молева

**ПРАКТИЧЕСКОЕ ПРИМЕНЕНИЕ ДЕСТВУЮЩИХ НОРМ
ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ
В ЗДАНИЯХ И СООРУЖЕНИЯХ**

*С ПРИМЕРОМ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ПОКРЫТИЯ ОДНОПРОЛЕТНОГО КАРКАСНОГО
ЗДАНИЯ ПО КЛЕЕНЫМ ДЕРЕВЯННЫМ БАЛКАМ, СПАРЕННЫМ ПРОГОНАМ И ДОЩАТОМУ
РАБОЧЕМУ НАСТИЛУ*



Нижний Новгород
2019

Министерство науки и высшего образования Российской Федерации
Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования
«Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет»

В. Г. Миронов, В. В. Ермолаев, Р. И. Молева

ПРАКТИЧЕСКОЕ ПРИМЕНЕНИЕ ДЕСТВУЮЩИХ НОРМ
ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ
В ЗДАНИЯХ И СООРУЖЕНИЯХ

*С ПРИМЕРОМ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ПОКРЫТИЯ ОДНОПРОЛЕТНОГО КАРКАСНОГО ЗДАНИЯ
ПО КЛЕЕНЫМ ДЕРЕВЯННЫМ БАЛКАМ, СПАРЕННЫМ ПРОГОНАМ И ДОЩАТОМУ РАБОЧЕМУ НАСТИЛУ*

Под общей редакцией профессора В. Г. Миронова

*Утверждено редакционно-издательским советом университета
в качестве учебно-методического пособия*

Нижегород
ННГАСУ
2019

Печатается в авторской редакции

Рецензенты:

- В. Г. Котлов* – к.т.н., доцент, директор института строительства и архитектуры, профессор кафедры строительных конструкций и водоснабжения
ФГБОУ ВО «Поволжский государственный технологический университет»
В. И. Жаданов – д.т.н., профессор, зав. кафедрой строительных конструкций,
ФГБОУ ВО «Оренбургский государственный университет»

Миронов В. Г. Практическое применение действующих норм при проектировании деревянных конструкций в зданиях и сооружениях с примером проектирования покрытия однопролетного каркасного здания по клееным деревянным балкам, спаренным прогонам и дощатому рабочему настилу [Текст]: учеб. - метод. пос. / В. Г. Миронов, В. В. Ермолаев, Р. И. Молева; Нижегород. гос. архитектур.-строит. ун-т.– Н. Новгород: ННГАСУ, 2020.– 59 с. ISBN 978-5-528-00371-9

Пособие разработано с целью оказания помощи в освоении теоретического материала по проектированию и расчету деревянных конструкций зданий различного назначения, а также в выполнении курсовых и дипломных проектов по дисциплинам «Конструкции из дерева и пластмасс» и «Деревянные конструкции в современном строительстве» для студентов, обучающихся по направлению «Строительство». Может быть полезным также для технических работников проектных и строительных организаций, занимающихся проектированием зданий с деревянными конструкциями.

Содержание

Введение	4
ИЗМЕНЕНИЯ В ДЕЙСТВУЮЩИХ СТРОИТЕЛЬНЫХ СТАНДАРТАХ	5
<i>О методе расчета по предельным состояниям и требования к сооружениям и конструкциям</i>	<i>5</i>
1. Определение параметров здания для проектирования	6
2. Назначение снеговой нагрузки на покрытие	12
3. Принятие параметров здания для проектирования	14
4. Назначение расчетных сопротивлений древесины в конструкциях.....	14
<i>по СП 64.13330.2017 с изменениями №1(нумерация пунктов по СП).....</i>	<i>14</i>
<i>О расчете соединений на цилиндрических нагелях</i>	<i>25</i>
1. Задание на проектирование	34
2. Принятые параметры здания	35
3. Выбор конструктивного решения.....	35
4. Расчет и проектирование конструкций покрытия.....	38
Снеговая нагрузка на покрытие.....	38
Расчет настила	39
Проверка прочности настила по нормальным напряжениям	42
Расчет рабочего настила при втором сочетании нагрузок.....	42
Расчет прогонов	43
Расчет стыка досок в прогоне	46
Расчет двускатной балки.....	48
Подбор сечения балки.....	50
Проверка прочности клееной балки по нормальным напряжениям.....	52
Повторная проверка прочности клееной балки.....	53
Проверка устойчивости плоской формы деформирования	54
Проверка прогиба балки	55
Анализ напряженного состояния балки	56
5. Защита деревянных конструкций от возгорания и гниения	57
Список использованной литературы	59

Введение

Необходимость этого учебно-методического пособия подсказана практической деятельностью авторов в условиях, когда одновременно и по несколько раз изменились почти все нормативные документы, регламентирующие проектирование и расчет строительных конструкций из железобетона, металла и дерева.

Особенное положение сложилось в политике и практике проектирования деревянных конструкций. Нормы изменились в течение двух последних лет несколько раз. А последний нормативный документ «СП 64.13330.2017. Деревянные конструкции» вступил в действие в сентябре 2017 года, а в декабре этого же года изданы «Изменения №1» на 17 страницах. Причем, изменения, произошедшие в нормах проектирования деревянных конструкций достаточно существенные. Принят новый подход к назначению расчетных сопротивлений древесины при разных напряженных состояниях. Изменился подход к деформационным характеристикам и их величина. Появились новые коэффициенты, учитывающие ответственность зданий и сооружений, а также нормируемый срок эксплуатации объекта. Расширен раздел соединений в деревянных конструкциях, особенно на клеенных стержнях, изменились формулы вычисления несущей способности цилиндрических нагелей. В 2014 году издан «ГОСТ 327751-2014. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения», регламентирующий надежность зданий и классифицирующий их на три класса ответственности. Снова сформулированы предельные состояния, возникающие в строительных конструкциях, и дано четкое их определение.

Кроме того, изменились и нормы, отвечающие за нагрузки и воздействия - СП 20.13330-2016. Нагрузки и воздействия». Изменились формы эпюр распределения снеговой нагрузки на некоторых видах покрытий и правила сбора нагрузок на них. Изменились формулы снижения нагрузки на малоуклонных кровлях за счет сдувания снега ветром, стали учитываться размеры и форма здания в плане.

Быстро освоить все эти изменения при решении задач и выполнении курсового и дипломного проектирования студентам, да и преподавателям, без специального материала достаточно сложно.

В предлагаемом учебно-методическом пособии сконцентрированы необходимые нормативные материалы по определению параметров зданий для проектирования, сбору постоянных и временных нагрузок, оценке ответственности и долговечности конструкций и зданий в целом, расчету соединений по измененным формулам. Пособие сопровождается конкретным примером проектирования элементов совмещенного покрытия по клееным деревянным балкам, спаренным прогонам и дощатому рабочему настилу. Оно должно сыграть роль помощника в деле освоения изменившихся требований нормативных документов.

Ниже изложены материалы из действующих нормативных документов, необходимые для решения задач по выбору конструктивного решения, расчету и проектированию строительных конструкций из древесины в составе зданий различного назначения.

ИЗМЕНЕНИЯ В ДЕЙСТВУЮЩИХ СТРОИТЕЛЬНЫХ СТАНДАРТАХ

О методе расчета по предельным состояниям и требования к сооружениям и конструкциям

Вступивший в силу в 2014 году стандарт, регламентирующий положения надежности строительных объектов и конструкций в отдельности (ГОСТ 27751-2014), снова закрепил метод расчета строительных конструкций по предельным состояниям как основной метод расчета и обозначил три группы предельных состояний. Ниже приведены в неизменной форме некоторые статьи этого документа.

5.1.1 Строительные объекты должны удовлетворять требованиям (критериям), соответствующим следующим предельным состояниям:

– первая группа предельных состояний - состояния строительных объектов, превышение которых ведет к потере несущей способности строительных конструкций и возникновению аварийной расчетной ситуации;

– вторая группа предельных состояний - состояния, при превышении которых нарушается нормальная эксплуатация строительных конструкций, исчерпывается ресурс их долговечности или нарушаются условия комфортности;

– особые предельные состояния – состояния, возникающие при особых воздействиях и ситуациях и превышение которых приводит к разрушению сооружений с катастрофическими последствиями.

5.1.2 К первой группе предельных состояний следует относить:

– разрушение любого характера (например, пластическое, хрупкое, усталостное);

– потерю устойчивости отдельных конструктивных элементов или сооружения в целом;

– условия, при которых возникает необходимость прекращения эксплуатации (например, чрезмерные деформации в результате деградации свойств материала, пластичности, сдвига в соединениях, а также чрезмерное раскрытие трещин).

5.1.3 Ко второй группе предельных состояний следует относить:

– достижение предельных деформаций конструкций (например, предельных прогибов, углов поворота) или предельных деформаций оснований, устанавливаемых исходя из технологических, конструктивных или эстетико-психологических требований;

– достижение предельных уровней колебаний конструкций или оснований, нарушающих нормальную работу оборудования или вызывающих вредные для здоровья людей физиологические воздействия;

- образование трещин, не нарушающих нормальную эксплуатацию строительного объекта;
- достижение предельной ширины раскрытия трещин;
- другие явления, при которых возникает необходимость ограничения во времени эксплуатации сооружения из-за нарушения работы оборудования, неприемлемого снижения эксплуатационных качеств или расчетного срока службы сооружения (например, коррозионные повреждения).

1. Определение параметров здания для проектирования

Согласно п. А.1 приложения А[1] клеёные деревянные конструкции всех зданий классифицируются по трем признакам:

- 1.1. *Функциональное назначение;*
- 1.2. *Условия эксплуатации;*
- 1.3. *Срок службы.*

- Классификация по **условиям эксплуатации** определяется по табл. 1, СП64.13330-2017 с изм. №1. Принадлежность конструкции к тому или иному классу эксплуатации определяет величину коэффициента условий работы m_e при проектировании конструкций для расчетных сопротивлений материала, который назначается по таблице А.2 приложения А(см. ниже).

Выкопировка таблицы 1 из СП 64.13330-2017

Классы условий эксплуатации	Эксплуатационная влажность древесины, %		Максимальная относительная влажность воздуха(φ)при температуре 20 °С, %
1 (сухой)	1а	Не более 8	$\varphi \leq 40$
	1б	Не более 10	$40 < \varphi \leq 50$
2 (нормальный)	Не более 12		$50 < \varphi \leq 65$
3 (влажный)	Не более 15		$65 < \varphi \leq 75$
4 (мокрый)	4а	Не более 20	$75 < \varphi \leq 85$
	4б	более 20	$\varphi > 85$

- Учет **условий эксплуатации** при проектировании осуществляется согласно табл. А.2, приложения А [1], изменение №1.

Выкопировка из таблицы А.2, приложения А[1]. Учет условий эксплуатации

Классы условий эксплуатации		Дополнительная характеристика условий эксплуатации конструкций	Особенности учета классов при расчете конструкций	Примечания
Основной класс	под-класс			
1	1a	-	<p>При сухом режиме помещений с относительной влажностью воздуха в отопительный сезон менее 40 %</p> <p>При сухом режиме помещений - относительная влажность воздуха в отопительный сезон от 40 до 50%</p>	<p>Применение КДК не допускается</p>
	1б	-		
2	2.1	При нормальном режиме помещений - влажность воздуха от 51 до 65 %	<p>Эксплуатационная влажность древесины не превышает 12%. $m_e = 1$</p>	
	2.2	Под навесом в сухой зоне влажности территории		
3	3.1	При влажном режиме отапливаемых помещений	<p>Эксплуатационная влажность древесины не превышает 15%. $m_e = 0,9$</p>	
	3.2	Под навесом в нормальной зоне влажности		
4	4a	4a.1	<p>При мокром режиме эксплуатации помещений</p> <p>При искусственных тепловыделениях в не отапливаемых помещениях</p> <p>Под навесом во влажной зоне влажности</p>	<p>Эксплуатационная влажность древесины не превышает 20%. $m_e = 0,85$</p>
		4a.2		
		4a.3		
		4a.4		
	4б	4б.1	При контакте с грунтом	<p>Эксплуатационная влажность древесины может превышать 20%: $m_e = 0,75$</p>

Например, если относительная влажность воздуха вокруг конструкции составляет 51 - 65%, то влажность древесины в конструкциях должна составлять не более 12%, а условия эксплуатации относятся к классу 2 (**нормальный**), и коэффициент $m_e = 1,0$.

А если Вы проектируете коровник (это не отапливаемое здание с искусственными тепловыделениями, класс 4а, подкласс 4а.2), то $m_e = 0,85$ (см. строка 4а.2).

По **функциональному назначению** согласно п. А.2 и табл. А.1[1] класс ДК определяют следующие показатели:

- уровень ответственности зданий и сооружений, для которых используются конструкции, по ГОСТ 27751;
- вид и пролет конструкции по СП 64.13330-2017.

Уровень ответственности определяется классом сооружения при его проектировании, а от класса по ответственности зависит величина коэффициента надежности сооружения по ответственности γ_n , минимальные значения которого приведена в таблице 2 ГОСТ 27751-2014.

Выкопировка из ГОСТ 27751-2014

- 3.1. Для каждого сооружения необходимо установить его класс (КС-1, КС-2 или КС-3) в зависимости от его назначения, а также социальных, экологических и экономических последствий их повреждений и разрушений.
- 3.2. Класс сооружений устанавливается в задании на проектирование генпроектировщиком по согласованию с заказчиком в соответствии с классификацией, по приложению А (заказчиком в соответствии с классификацией, по приложению А).

Приложение А:

- Настоящий стандарт устанавливает следующую классификацию сооружений:

Класс сооружений КС-1:

а) теплицы, парники, мобильные здания (сборно-разборные и контейнерного типа), склады временного содержания, в которых не предусматривается постоянного пребывания людей;

б) сооружения с ограниченными сроками службы и пребыванием в них людей.

Класс сооружений КС-2:

здания и сооружения, не вошедшие в классы КС-1 и КС-3.

Класс сооружений КС-3:

а) здания и сооружения особо опасных и технически сложных объектов;

б) все сооружения, при проектировании и строительстве которых используются принципиально новые конструктивные решения и технологии, которые не прошли проверку в практике строительства и эксплу-

атации;

в) объекты жизнеобеспечения городов и населенных пунктов;
г) тоннели, трубопроводы на дорогах высшей категории или имеющие протяженность более 500 м;

д) строительные объекты высотой более 100 метров;

е) пролетные строения мостов с пролетом более 200 метров;

ж) большепролетные покрытия строительных объектов с пролетом более 100 метров;

и) строительные объекты с консольными конструкциями более 20 метров;

к) строительные объекты с заглублением подземной части более чем на 15 метров.

10.1. В зависимости от класса сооружений (см. 3.1) при их проектировании необходимо использовать коэффициенты надежности по ответственности, минимальные значения которых приведены в таблице 2.

Таблица 2 - Минимальные значения коэффициента надежности по ответственности

Класс сооружений	Уровень ответственности	Минимальные значения коэффициента надежности по ответственности, γ_n
КС-3	Повышенный	1,1
КС-2	Нормальный	1,0
КС-1	Пониженный	0,8

Примечание - Для зданий высотой более 250 м и большепролетных сооружений (без промежуточных опор) с пролетом более 120 м коэффициент надежности по ответственности следует принимать не менее 1,2 ($\gamma_n=1,2$).

Вид и пролет конструкции определяют класс функционального назначения конструкции и классифицированы в таблице А.1, приложения А к СП 64.13330-2017.

Выкопировка из СП 64.13330-2017. Таблица А.1 – классы функционального назначения

Обозначение класса функционального назначения	Общая характеристика класса
I	1а Несущие конструкции с пролетами более 100 м; мачты и башни высотой более 60 м
	1б Несущие конструкции для зданий музеев, спортивно-зрелищных объектов и торговых предприятий с массовым нахождением людей, а также сооружений с пролетами бо-

		<i>более 60 м для конструкций из ДК и 40 м – из цельной древесины и древесных материалов; мачт и башен высотой более 40 м.</i>
2	2а	<i>Несущие конструкции любых форм, не вошедшие в классы 1а, 1б, 2б и 3.</i>
	2б	<i>Конструкции стен зданий и сооружений различного назначения, не вошедшие в 3 класс. Конструкции покрытий и перекрытий пролетами до 7,5 м</i>
3	<i>Временные здания</i>	<i>Конструкции теплиц, парников, мобильных зданий (сборно-разборные и контейнерного типа); складов временного содержания; бытовых вахтового персонала и других подобных сооружений с ограниченными сроками службы и пребывания в них людей.</i>

Срок эксплуатации проектируемого здания назначается согласно табл. А.3, а коэффициент срока службы m_{cc} из табл. 13, СП 64.13330-2017 . Они зависят от степени капитальности сооружения и его долговечности.

Выкопировка из таблицы А.3, СП 64.13330.2017 – срок службы

<i>Наименования объектов</i>	<i>Примерный срок службы, лет</i>
<i>Временные здания и сооружения (бытовки строительных рабочих и вахтового персонала, склады временные, летние павильоны и т.п.)</i>	<i>Не более 10(6...10)</i>
<i>Сооружения, эксплуатируемые в условиях сильноагрессивных сред (сосуды и резервуары, трубопроводы предприятий нефтеперерабатывающей, газовой и химической промышленности, сооружения в условиях морской среды и т.п.)</i>	<i>Не менее 25(25...49)</i>
<i>Здания и сооружения массового строительства в обычных условиях эксплуатации (здания жилищно-гражданского и производственного строительства)</i>	<i>Не менее 50(50...99)</i>
<i>Уникальные здания и сооружения (здания основных музеев, хранилищ национальных и культурных ценностей, произведения монументального искусства, стадионы, театры, здания высотой более 75 м, большепролетные сооружения и т.п.)</i>	<i>100 и более</i>

Выкопировка из СП 64.13330.2017. Табл. 13- коэффициент срока службы

t_{cc}

Вид напряженного состояния	Значения коэффициента t_{cc} при сроке службы сооружения		
	≤ 50 лет	75 лет	100 лет и более
Изгиб, сжатие, смятие вдоль и поперек волокон древесины	1,0	0,9	0,8
Растяжение и скалывание вдоль волокон древесины	1,0	0,85	0,7
Растяжение поперек волокон древесины	1,0	0,8	0,5

Примечание — Значение коэффициента t_{cc} для промежуточных сроков службы сооружения принимаются по линейной интерполяции

Для обеспечения **надежности расчетов** и учета возможных отклонений от принятых в расчетах параметров, используются **коэффициенты надежности**. Всего 4 типа коэффициентов надежности:

- 2.1. коэффициенты надежности по нагрузке, γ_f ,
- 2.2. коэффициенты надежности по материалу, γ_m ,
- 2.3. коэффициенты условий работы, γ_d для деревянных конструкций - m_i ,
- 2.4. коэффициенты надежности по ответственности сооружений, γ_n .

Значения первого (γ_f) определяет документ, регламентирующий нагрузки на конструкции – СП 20.13330-2016 «Нагрузки и воздействия». Например, для собственного веса почти всех материалов (в том числе древесины) он равен 1,1. Исключение составляют кровельные рулонные материалы, утеплители, стяжки и скорлупы, для которых он равен либо 1,2, если они изготавливаются в заводских условиях, либо 1,3, если они изготавливаются на стройке.

Выкопировка из СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия». Таблица 7.1

Конструкции сооружений и вид грунтов	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f
Конструкции	
Металлические, за исключением случаев, указан-	1,05

ных в 7.3	
Бетонные (со средней плотностью свыше 1600 кг/м ³), железобетонные, каменные, армокаменные, деревянные	1,1
Бетонные (со средней плотностью 1600 кг/м ³ и менее), изоляционные, выравнивающие и отделочные слои (плиты, материалы в рулонах, засыпки, стяжки и т.п.), выполняемые:	
в заводских условиях	1,2
на строительной площадке	1,3
Грунты	
В природном залегании	1,1
На строительной площадке	1,15
Примечание– При определении нагрузок от грунта следует учитывать нагрузки от складываемых материалов, оборудования и транспортных средств, передаваемые на грунт.	

2. Назначение снеговой нагрузки на покрытие

Коэффициент надежности для снеговой нагрузки γ_f нормы рекомендуют принимать равным **1,4** (п.10.12, СП 20.13330...).

Коэффициент надежности для основной нагрузки γ_f нормы рекомендуют принимать равным **1,4**, (п.11, СП 20.13330...).

Изменились значения нагрузки от снега в снеговых районах и количество снеговых районов. Теперь их стало восемь. Ниже приведена таблица 10.1 действующих на сегодня норм СП 20.13330-2016.

Выкопировка из СП20.13330.2016.Таблица 10.1

Снеговые районы (принимаются по карте 1 приложения E)	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
$S_{\text{сг}}, \text{кПа}$	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0

Изменился по величине коэффициент, определяющий сдуваемость снега с пологих покрытий.

Нормативное значение снеговой нагрузки, действующей на пологое покрытие здания S_0 определяется по формуле 10.1(пункта 10.1) СП 20.13330-2016. Например, для однопролетного здания шириной 13,4 м, длиной 55,0 м, высотой в коньке 10 м, с двускатным покрытием, строящегося в третьем снеговом районе, на городской территории, с уклоном покрытия 5% он равен:

$$S_0 = c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g = 0,743 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,5 = 1,11 \text{ кПа.}$$

Здесь c_e – коэффициент, учитывающий снос снега с покрытий зданий под действием ветра и иных факторов, определяемый согласно п.п. 10.5-10.9.

Для однопролетных и многопролетных зданий, проектируемых на местности типов А (открытые побережья морей, озер и водохранилищ, сельские местности, в том числе с постройками высотой менее 10 м, пустыни, степи, лесостепи, тундра) или В (городские территории, лесные массивы и другие местности, равномерно покрытые препятствиями высотой более 10 м) и имеющих характерный размер в плане l_c не более 100 м (для зданий с односкатными и двускатными покрытиями, одно-, двух- и многопролетных зданий со сводчатыми и близкими к ним по очертанию покрытиями, двух- и многопролетных зданий с двускатными покрытиями) с уклоном покрытия $< 12\%$ (или со стрелой подъема не более 0,05l) по формуле 10.2, но не менее 0,5:

$$c_e = (1,2 - 0,4\sqrt{k})(0,8 + 0,002l_c),$$

k – коэффициент, принимаемый по таблице 11.2 для типов местности А или В (как для местности типа «В» при высоте здания 10,0 м); учитывая, что участок строительства не защищен от ветровых воздействий; принимаем $k = 0,65$;

l_c – характерный размер покрытия, вычисляемый по формуле:

$$l_c = 2b - \frac{b^2}{l} = 2 \cdot 13,4 - \frac{13,4^2}{55} = 23,54,$$

где b – наименьший размер покрытия (ширина здания по заданию – 13,4 м);

l – наибольший размер покрытия (общая длина здания по заданию) – 55,0 м;

$$c_e = (1,2 - 0,4\sqrt{0,65})(0,8 + 0,002 \cdot 23,54) = 0,8775 \cdot 0,847 = 0,743;$$

c_t – термический коэффициент, принимаемый по п. 10.10[2]: $c_t = 1,0$;

μ – коэффициент перехода от веса снегового покрова на земле к снеговой нагрузке на покрытии, принимаемый по п. 10.4 и прил. Б.1[2]: $\mu = 1,0$.

Пониженное нормативное значение снеговой нагрузки, необходимое для вычисления прогиба конструкции, для районов со средней температурой января

минус 5°C и ниже, определяется умножением ее нормативного значения на 0,5.

В нашем случае $S_0 = \mu \cdot S_g \cdot 0,5 = 1,0 \cdot 1,5 \cdot 0,5 = 0,75 \text{кПа}$.

Для районов со средней температурой января выше минус 5°C пониженное значение снеговой нагрузки не учитывается.

3. Принятие параметров здания для проектирования

Таким образом, с учетом задания на проектирование и ГОСТ 27751 принимаем следующие параметры здания для проектирования:

- уровень ответственности – КС-2 - «нормальный» и коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 1,0$;
- по функциональному назначению класс конструкций – класс 2а;
- по условиям эксплуатации - в помещении имеем нормальный влажностный режим класс 2.1) $m_{в} = 1,0$;
- по сроку эксплуатации – 50 лет и коэффициент условий работы по сроку службы $m_{с.с.} = 1,0$.

4. Назначение расчетных сопротивлений древесины в конструкциях по СП 64.13330.2017 с изменениями №1 (нумерация пунктов по СП)

- 4.1. Расчетные сопротивления древесины сосны, ели и лиственницы европейской отсортированной по сортам следует определять по формуле

$$R_p = R^A \cdot m_{дл} \cdot \Pi m_i,$$

где R^A – расчётное сопротивление древесины, МПа, приведенное в таблице 4, влажностью 12 % для режима нагружения А, согласно таблице 3, в сооружениях 2-го класса функционального назначения, согласно **приложению А**, при сроке эксплуатации до 50 лет;

$m_{дл}$ – коэффициент длительной прочности, соответствующий режиму длительности загрузки (табл. 4);

Πm_i – произведение коэффициентов условия работы (п. 6.9).

- 4.2. Расчетные сопротивления для других пород древесины устанавливают путем умножения величин, приведенных в таблице 4, на переходные коэффициенты $m_{п}$, указанные в таблице 5.

Ниже приводятся таблицы минимальных вероятных **временных** расчетных сопротивлений древесины из табл. 3, СП 64.13330.2017, а также коэффициентов надежности и условий работы для вычисления значений расчетных сопротивлений древесины для реальных условий эксплуатации объекта.

Таблица 3. Расчетные сопротивления древесины сосны и ели для режима «А»

<i>Напряженное состояние и характеристика элементов</i>	<i>Расчетные сопротивления, МПа, для сортов древесины</i>			
	<i>обозначение</i>	<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>
<i>1. Изгиб, сжатие и смятие вдоль волокон</i>	$R^A_{из}, R^A_{с}, R^A_{см}$	21	19,5	13
<i>а) элементы прямоугольного сечения (за исключением указанных в б), в) высотой не более 50 см. При высоте сечения более 50 см (см. б.9в)</i>				
<i>б) элементы прямоугольного сечения шириной от 11 до 13 см при высоте сечения от 11 до 50 см</i>		22,5	21	15
<i>в) элементы прямоугольного сечения шириной более 13 см при высоте сечения от 13 до 50 см</i>		24	22,5	16,5
<i>г) элементы из круглых лесоматериалов без врезок в расчетном сечении</i>		—	24	15
<i>2. Растяжение вдоль волокон:</i>				
<i>а) элементы из цельной древесины</i>	R^A_p	15	10,5	—
<i>б) клееные элементы</i>		18	13,5	—
<i>3. Сжатие и смятие по всей площади поперек волокон</i>	$R^A_{с90}, R^A_{см90}$	2,7	2,7	2,7
<i>4. Смятие поперек волокон местное: а) в опорных частях конструкций, лобовых врубках и узловых примыканиях элементов</i>	$R^A_{см90}$	4,5	4,5	4,5
<i>б) под шайбами при углах смятия от 90° до 60°</i>	$R^A_{см90}$	6	6	6
<i>5 Скалывание вдоль волокон:</i>				
<i>а) при изгибе элементов из цельной древесины</i>	$R^A_{ск}$	2,7	2,4	2,4
<i>б) при изгибе клееных элементов</i>		2,4	2,25	2,25
<i>в) в лобовых врубках для максимального напряжения</i>		3,6	3,2	3,2
<i>г) местное в клеевых соединениях для максимального напряжения</i>		3,2	3,2	3,2

<i>б. Скалывание поперек волокон:</i>				
<i>а) в соединениях элементов из цельной древесины</i>	$R^A_{ск90}$	1,5	1,2	0,9
<i>б) в соединениях клееных элементов</i>		1,05	1,05	0,9
<i>7. Растяжение поперек волокон элементов из клееной древесины</i>	R^A_{p90}	0,23	0,15	0,12
<i>8. Срез под углом к волокнам 45° и 90°</i>	R^A_{cp45} R^A_{cp90}	9 16,5	7,5 13,5	6 12

Примечания

1. В конструкциях построечного изготовления величины расчетных сопротивлений на растяжение, принятые по пункту 2а настоящей таблицы, следует снижать на 30 %.

2. Расчетное сопротивление изгибу для элементов настила и обрешетки под кровлю из древесины 3-го сорта следует принимать равным 19,5 МПа.

4.3. При определении расчётного сопротивления сортной древесины в конкретных деревянных элементах и условиях их реальной работы значения, приведенные в таблице 3, следует умножать на *коэффициенты условий эксплуатации*:

4.3.1. в зависимости от режима нагружения – на коэффициент $m_{дл}$, указанный в таблице 4;

3.3.2. для элементов из пород, отличающихся от сосны, ели и лиственницы европейской – на коэффициент $m_{п}$, указанный в таблице 5;

3.3.3. для различных условий эксплуатации конструкций — на коэффициент $m_{в}$, указанный в таблице 9;

3.3.4. для конструкций, эксплуатируемых при установившейся температуре воздуха до +35°C, — на коэффициент $m_{т} = 1$; при температуре +50 °C — на коэффициент $m_{т} = 0,8$. Для промежуточных значений температуры коэффициент принимается по интерполяции;

3.3.5. для изгибаемых, внецентренно-сжатых, сжато-изгибаемых и сжатых клееных элементов прямоугольного сечения высотой более 50 см значения расчетных сопротивлений изгибу и сжатию вдоль волокон – на коэффициент $m_{б}$, указанный в таблице 10;

3.3.6. для растянутых элементов с ослаблением в расчетном сечении и изгибаемых элементов из круглых лесоматериалов с подрезкой в расчетном сечении – на коэффициент $m_{о} = 0,8$;

3.3.7. для элементов, подвергнутых глубокой пропитке антипиренами под давлением – на коэффициент $m_{а} = 0,9$;

3.3.8. для изгибаемых, внецентренно-сжатых, сжато-изгибаемых и сжатых клееных элементов, в зависимости от толщины слоев, значения расчетных сопро-

тивлений изгибу, скалыванию и сжатию вдоль волокон – на коэффициент $m_{сл}$, указанный в таблице 11;

3.3.9. для гнутых элементов конструкций значения расчетных сопротивлений растяжению, сжатию и изгибу – на коэффициент $m_{гн}$, указанный в таблице 12;

3.3.10. в зависимости от срока службы – на коэффициент $m_{с.с}$, указанный в таблице 13;

3.3.11. для смятия поперек волокон при режимах нагружения Г-К (таблица 4) – на коэффициент $m_{см} = 1,15$.

Т а б л и ц а 4 из СП 64.... Режимы нагружения конструкций (сочетание нагрузок)

<i>Обозначение режимов нагружения</i>	<i>Характеристика режимов нагружения</i>	<i>Приведенное расчетное время действия нагрузки, с</i>	<i>Коэффициент длительной прочности, $m_{дл}$</i>
<i>А</i>	<i>Линейно возрастающая нагрузка при стандартных машинных испытаниях</i>	<i>1—10</i>	<i>1,0</i>
<i>Б</i>	<i>Совместное действие постоянной и длительной временной нагрузок, напряжение от которых превышает 80 % от полного напряжения в элементах конструкций от всех нагрузок</i>	<i>10⁸—10⁹</i>	<i>0,53</i>
<i>В</i>	<i>Совместное действие постоянной и кратковременной снеговой нагрузок</i>	<i>10⁶—10⁷</i>	<i>0,66</i>
<i>Г</i>	<i>Совместное действие постоянной и кратковременной ветровой и (или) монтажной нагрузок</i>	<i>10³—10⁴</i>	<i>0,8</i>
<i>Д</i>	<i>Совместное действие постоянной и сейсмической нагрузок</i>	<i>10—10²</i>	<i>0,92</i>

<i>Е</i>	<i>Действие импульсивных и ударных нагрузок</i>	$10^{-1}—10^{-8}$	<i>1,1—1,35</i>
<i>Ж</i>	<i>Совместное действие постоянной и кратковременной снеговой нагрузок в условиях пожара</i>	$10^3—10^4$	<i>0,8</i>
<i>И</i>	<i>Для опор воздушных линий электропередачи - гололедная, монтажная, ветровая при гололеде, от натяжения проводов при температуре ниже среднегодовой</i>	$10^4—10^5$	<i>0,85</i>
<i>К</i>	<i>Для опор воздушных линий электропередачи - при обрыве проводов и тросов</i>	$10^{-1}—10^{-2}$	<i>1,1</i>

Таблица 5 из СП 64... Коэффициенты для пород, отличающихся от сосны и ели

<i>Древесные породы</i>	<i>Коэффициент t_n для расчетных сопротивлений</i>		
	<i>растяжению, изгибу, сжатию и смятию вдоль волокон $R_p, R_{из}, R_c, R_{см}$</i>	<i>сжатию и смятию поперек волокон $R_{с90}, R_{см90}$</i>	<i>скалыванию $R_{ск}$</i>
<i>Хвойные</i>			
<i>1 Лиственница, кроме европейской</i>	<i>1,2</i>	<i>1,2</i>	<i>1</i>
<i>2 Кедр сибирский, кроме кедра Красноярского края</i>	<i>0,9</i>	<i>0,9</i>	<i>0,9</i>
<i>3 Кедр Красноярского края</i>	<i>0,65</i>	<i>0,65</i>	<i>0,65</i>
<i>4 Пихта</i>	<i>0,8</i>	<i>0,8</i>	<i>0,8</i>

Твердые лиственные			
5 Дуб	1,3	2	1,3
6 Ясень, клен, граб	1,3	2	1,6
7 Акация	1,5	2,2	1,8
8 Береза, бук	1,1	1,6	1,3
9 Вяз, ильм	1	1,6	1
Мягкие лиственные			
10 Ольха, липа, осина, тополь	0,8	1	0,8

Таблица 9 из СП 64... Коэффициент t_{ϕ} , зависящий от класса условий эксплуатации

Условия эксплуатации (по таблице 1)	1 (сухой)– $\phi \leq 50\%$ 2 (нормальный)– $50 < \phi \leq 65\%$	3 (влажный)– $65 < \phi \leq 75\%$	4а (мокрый) $75 < \phi \leq 85\%$	4б (мокрый) $\phi > 85\%$
Коэффициент t_{ϕ}	1	0,9	0,85	0,75

Таблица 10 из СП 64... Коэффициент t_{δ}

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

Таблица 11 из СП 64... Коэффициент t_{σ}

Толщина слоя, мм	10 и менее	19	26	33	42
Коэффициент t_{σ}	1,2	1,1	1,05	1,0	0,95

Таблица 12 из СП 64... Коэффициент $t_{\sigma H}$

Напряженное состояние	Обозначение расчетных сопротивлений	Коэффициент $m_{гн}$ при отношении r_k/a			
		150	200	250	500 и более
Сжатие и изгиб	$R_c, R_{и}$	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 13 из СП 64... Коэффициент $m_{с.с}$

Вид напряженного состояния	Значения коэффициента $m_{с.с}$ при сроке службы сооружения		
	50 лет	75 лет	100 лет и более
Изгиб, сжатие, смятие вдоль и поперек волокон древесины	1,0	0,9	0,8
Растяжение и скалывание вдоль волокон древесины	1,0	0,85	0,7
Растяжение поперек волокон древесины	1,0	0,8	0,5

Примечание: значение коэффициента $m_{с.с}$ для промежуточных сроков службы сооружения принимаются по линейной интерполяции.

Таким образом, расчетные сопротивления древесины для разных конструкций равны:

4.1. Расчетное сопротивление изгибу досок рабочего настила, выполняемого из досок третьего сорта, согласно примечанию 2 к табл. 3 принимается как для второго сорта пиломатериала, указанного в задании (у нас сосна, 2го сорта):

$$R_{и} = R_{и}^A \cdot m_{дл} \cdot m_{в} \cdot m_{п} \cdot m_{с.с.} = 19,5 \cdot 0,66 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 12,87 \text{ МПа.}$$

4.2. Расчетное сопротивление изгибу досок рабочего настила при расчете по второй схеме загрузки с монтажной нагрузкой:

$$R_u = R_{и}^A \cdot m_{дл} \cdot m_{в} \cdot m_{п} = 19,5 \cdot 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 15,6 \text{ МПа.}$$

Здесь $m_{дл}=0,8$ – так, как расчет ведется на совместное действие постоянной и кратковременной монтажной нагрузок (режим Г в табл. 4).

4.3. Расчетное сопротивление изгибу досок прогонов толщиной до 11 см:

$$R_u = R_{и}^A \cdot m_{дл} \cdot m_{в} \cdot m_{п} \cdot m_{с.с.} = 19,5 \cdot 0,66 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 12,87 \text{ МПа.}$$

4.3. Расчетное сопротивление изгибу клееной древесины балок с шириной сечения более 13 см (меньшую ширину балок принимать не рекомендуется):

$$R_u = R_{и}^A \cdot m_{дл} \cdot m_{б} \cdot m_{сл} \cdot m_{в} \cdot m_{п} \cdot m_{с.с.} = 22,5 \cdot 0,66 \cdot 0,85 \cdot 1,05 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \\ = 13,25 \text{ МПа.}$$

Здесь $R_{и}^A = 22,5$ - согласно п.1в, табл. 3 -для 2-го сорта древесины элементов прямоугольного сечения шириной более 13 см;

$m_{б} = 0,85$ – принят, исходя из того, что балка пролетом 13,0 м будет иметь высоту примерно 1,0 метр;

$m_{дл}=0,66$ – так, как расчет ведется на совместное действие постоянной и кратковременной снеговой нагрузок (режим В, в табл. 4);

$m_{сл} = 1,05$, так как толщина фрезерованного слоя балок принята 26 мм (*толщину склеиваемых слоев в элементах следует принимать не более 33 мм*);

$m_{в} \cdot m_{п} \cdot m_{с.с.}$ - коэффициенты равны единице, потому что условия эксплуатации «нормальные», порода из таблицы 3, срок службы равен 50-ти годам.

4.4. Расчетное сопротивление клееной древесины балки скалыванию вдоль волокон:

$$R_{ск} = R_{ск}^A \cdot m_{дл} \cdot m_{б} \cdot m_{сл} \cdot m_{в} \cdot m_{п} \cdot m_{с.с.} \\ = 2,25 \cdot 0,66 \cdot 0,85 \cdot 1,05 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 1,325 \text{ МПа.}$$

$R_{ск}^A = 2,25 \text{ МПа}$ – для досок 2-го сорта при изгибе клееных элементов (п.5б, табл. 3).

Внимание: при назначении расчетных сопротивлений материала по п. 1, табл. 3 СП 64... необходимо понимать. Что предложение, касающееся вы-

соты сечения более 50 см, относится ко всем подпунктам этого пункта. Поэтому при назначении расчетного сопротивления для балок шириной более 13 см необходимо пользоваться подпунктом «в» пункта 1.

4.5. Предельно допустимый прогиб для балок покрытия ограничивается эстетико-психологическими требованиями и зависит от пролета, а также высотой помещения (в нашем случае высотой расположения низа балок от пола).

4.6. Например, если балка пролетом 24 м расположена ниже 6,0 м от пола, то допустимый прогиб ее составляет не $\frac{1}{250}$, а $\frac{1}{300}$ часть пролета.

4.7. Предельно допустимый прогиб для балки пролетом 24,0 м, в нашем примере, согласно примечанию 3, к табл. Д.1 и п. 2.а, этой таблицы (СП 20.13330.2016) составляет

$$l = \frac{24,0}{250} = 0,096 \text{ м. (если низ балки выше, чем 6,0 метров от пола)}$$

$$\text{и } l = \frac{24,0}{300} = 0,080 \text{ м. (если низ балки ниже, чем 6,0 метров от пола)}$$

Выкопировка из СП 20.13330.2016. Таблица Д.1. Предельно допустимые прогибы

Элементы конструкций	Предъявляемые требования	Вертикальные предельные прогибы $f_{\text{л}}$	Нагрузки для определения вертикальных прогибов
1 Балки крановых путей подмостовые и подвесные краны, управляемые: с пола, в том числе тельферы (тали) из кабины при группах режимов работы:	Технологические Физиологические и технологические	$l/250$	От одного крана
1К-6К		$l/400$	То же

7К		$l/500$	"
8К		$l/600$	"
2 Балки, фермы, ригели, прогоны, плиты, настилы (включая поперечные ребра плит и настилов):			
а) покрытий и перекрытий, открытых для обзора, при пролете l , м:	Эстетико-психологические		Постоянные и длительные
$l \leq 1$		$l/120$	
$l = 3$		$l/150$	
$l = 6$		$l/200$	
$l = 24$ (12)		$l/250$	
$l \geq 36$ (24)		$l/300$	
б) покрытий и перекрытий при наличии перегородок под ними	Конструктивные	Принимаются в соответствии с приложением Д.1	Приводящие к уменьшению зазора между несущими элементами конструкций и перегородками, расположенными под элементами
в) покрытий и перекрытий при наличии тельферов (талей), подвесных кранов, управляемых:			
с пола	Технологические	$l/300$ или $\alpha/150$ (меньшее из двух)	Кратковременные с учетом нагрузки от одного крана или тельфера (тали) на одном пути
из кабины	Физиологические	$l/400$ или $\alpha/200$ (меньшее из двух)	От одного крана или тельфера (тали) на одном пути
г) перекрытий, подверженных действию:	Физиологические и технологические		Наиболее неблагоприятное из следующих двух значений:

<p>перемещаемых грузов, материалов, узлов и элементов оборудования и других подвижных нагрузок (в том числе при безрельсовом напольном транспорте)</p> <p>нагрузок от рельсового транспорта:</p> <p>узкоколейного</p> <p>ширококолейного</p>		$l / 350$	0,7 полных нормативных значений кратковременных нагрузок на перекрытие или нагрузки от одного транспортного средства
		$l / 400$	От одного состава вагонов (или одной напольной машины) на одном пути
		$l / 500$	То же
д) покрытий и перекрытий автостоянок в зданиях, при пролете l , м:	Физиологические и технологические		Постоянные и длительные
$l = 6$		$l / 200$	
$l = 12$		$l / 250$	
$l \geq 24$		$l / 300$	
3 Элементы лестниц (марши, площадки, косяки), балконов, лоджий	Эстетико-психологические	Те же, что в позиции 2, а	
	Физиологические	Определяются в соответствии с Д.2.2	
4 Плиты перекрытий, лестничные марши и площадки, прогибу которых не препятствуют смежные элементы	То же	0,7 мм	Сосредоточенная нагрузка 1 кН в середине пролета
5 Перемычки и навесные стеновые панели над оконными и дверными проемами (ригели и прогоны остекления)	Конструктивные	$l / 200$	Приводящие к уменьшению зазора между несущими элементами и оконным или дверным заполнением, расположенным под элементами
	Эстетико-психологические	Те же, что в позиции 2, а	

Обозначения, принятые в таблице Д.1:

l - расчетный пролет элемента конструкции;

a - шаг балок или ферм, к которым крепятся подвесные крановые пути.

Примечания:

1. Для консоли вместо l следует принимать удвоенный ее вылет.

2. Для промежуточных значений l в позиции 2, а предельные прогибы следует определять линейной интерполяцией, учитывая требования Д.1.7 приложения Д.

3. В позиции 2, а - цифры, указанные в скобках, следует принимать при высоте помещений до 6 м включительно.

4. Особенности вычисления прогибов по позиции 2, g указаны в Д.1.8 приложения Д.

5. При ограничении прогибов эстетико-психологическими требованиями допускается пролет l принимать равным расстоянию между внутренними поверхностями несущих стен (или колонн).

О расчете соединений на цилиндрических нагелях

В расчете некоторых соединений в деревянных конструкциях тоже произошли изменения.

Изменения №1 к СП 64.13330-2017 предлагают увеличить эмпирические коэффициенты в формулах для вычисления несущей способности цилиндриче-

ских нагелей в несимметричных соединениях. Ниже приведена таблица с измененными формулами. Изменения подчеркнуты.

Следует отметить, что в действующем СП 64.13330.2017, как и в изменениях к нему, допущена ошибка в рисунке 9а, который классифицирует соединения на симметричные и несимметричные. Например, соединение на гвоздях, изображенное в верхнем ряду, не может быть симметричным соединением по определению, а является несимметричным.

Необходимо также особо отметить, что все размеры a , c , d , в формулах таблицы необходимо подставлять в сантиметрах, получая при этом значения расчётной несущей способности T , в кН. Это отражено и в примечаниях к таблице.

Таблица 18 из СП 64.13330.2017

Схема 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 (рисунок 9, а)	а) Смятие в средних элементах	<u>$0,75cd$</u>	<u>$0,45cd$</u>
	б) Смятие в крайних элементах	<u>$1,2ad$</u>	<u>$0,75ad$</u>
2 Несимметричные соединения (рисунок 9, б)	а) Смятие во всех элементах равной толщины, а также в более толстых элементах односрезных соединений	<u>$0,55cd$</u>	<u>$0,3cd$</u>
	б) Смятие в более толстых средних элементах двухсрезных соединений при $a \leq 0,5c$	<u>$0,4cd$</u>	<u>$0,2cd$</u>
	в) Смятие в более тонких крайних элементах при $a \leq 0,35c$	<u>$1,2ad$</u>	<u>$0,75ad$</u>
	г) Смятие в более тонких элементах односрезных соединений и в крайних элементах при $c > a > 0,35c$	<u>$1,5k_{н}ad$</u>	<u>$1,5k_{н}ad$</u>

3 Симметричные и несимметричные соединения	а) Изгиб гвоздя	$\frac{3,1d^2 + 0,012a^2}{\text{но не более } 5d^2}$	-
	б) Изгиб нагеля из стали С235 и арматуры А240 ($R_n = 440$ МПа)	$\frac{2,2d^2 + 0,025a^2}{\text{но не более } 3,1d^2}$	-
	в) Изгиб нагеля из алюминиевого сплава Д16-Т	$\frac{2d^2 + 0,025a^2}{\text{но не более } 2,2d^2}$	-
	г) Изгиб нагеля из стеклопластика АГ-4С	$\frac{1,8d^2 + 0,025a^2}{\text{но не более } 2,2d^2}$	-
	д) Изгиб нагеля из древесно-слоистого пластика ДСПБ	$\frac{d^2 + 0,025a^2}{\text{но не более } 1,5d^2}$	-
	е) Изгиб дубового нагеля	-	$0,55d^2 + 0,025a^2$, но не более $0,8d^2$
4 Торцевые соединения с металлической накладкой с жестким креплением нагелей (рисунок 10, в, г)	Изгиб нагеля из стали С235 и арматуры А240 ($R_n = 440$ МПа)	$2d^2$	-

Примечания

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 приведены в сантиметрах.

2 Расчетную несущую способность нагеля в двухсрезных несимметричных соединениях при неодинаковой толщине элементов следует определять с учетом следующего:

а) расчетную несущую способность нагеля из условия смятия в среднем элементе толщиной c при промежуточных значениях a между c и $0,5c$ следует определять интерполяцией между значениями по пункту 2, а и 2, б настоящей таблицы;

б) при толщине крайних элементов $a > c$ расчетную несущую способность нагеля следует определять из условия смятия в крайних элементах по пункту 2,а настоящей таблицы с заменой c на a ;

в) при определении расчетной несущей способности из условий изгиба нагеля толщину крайнего элемента a в пункте 3 таблицы следует принимать не более $0,6c$.

3 Значения коэффициента k_n для определения расчетной несущей способности при смятии в более тонких элементах односрезных соединениях при $c \geq a \geq 0,35c$ приведены в таблице 20.

4 Расчетную несущую способность нагеля в рассматриваемом шве следует принимать равной меньшему из всех значений, полученных по формулам данной таблицы.

5 Расчет нагельных соединений на скалывание производить не следует, если выполнены условия расстановки нагелей в соответствии с 8.18 и 8.22.

6 Диаметр нагеля d следует назначать из условия наиболее полного использования его несущей способности по изгибу.

7 Число нагелей n_n в соединении следует определять по формуле

$$n_{\text{н}} = \frac{N}{T n_{\text{ш}}} \geq 2 \quad (66)$$

где N - расчетное усилие;

T - наименьшая расчетная несущая способность, найденная по формулам настоящей таблицы;

$n_{\text{ш}}$ - число расчетных швов одного нагеля.

8 В соединениях число нагелей должно быть не менее 2. Исключение составляют нагели, устанавливаемые конструктивно (например, на период сборки и монтажа).

9 Для гвоздей, установленных в предварительно рассверленные отверстия диаметром, равным диаметру гвоздя, несущая способность по изгибу определяется как для нагеля из стали С235.

8.20 Расстояние между осями цилиндрических нагелей вдоль волокон древесины S_1 , поперек волокон S_2 и от кромки элемента S_3 (рисунок 13 в СП) следует принимать не менее:

- для стальных нагелей $S_1 = 7d$; $S_2 = 3,5d$; $S_3 = 3d$;

- алюминиевых и стеклопластиковых нагелей $S_1 = 6d$; $S_2 = 3,5d$; $S_3 = 3d$;

- дубовых нагелей $S_1 = 5d$; $S_2 = 3d$; $S_3 = 2,5d$.

При толщине пакета b менее $10d$ (рисунок 12 в СП) и для клееных элементов, включая LVL, с расположением нагелей перпендикулярно клеевым швам следует принимать:

- для стальных, алюминиевых и стеклопластиковых нагелей $S_1 = 6d$; $S_2 = 3d$; $S_3 = 2,5d$;

- дубовых нагелей $S_1 = 4d$; $S_2 = S_3 = 2,5d$.

8.25 Расстояние между осями гвоздей вдоль волокон древесины следует принимать не менее:

- $S_1 = 15d$ - при толщине пробиваемого элемента $s \geq 10d$;

- $S_1 = 25d$ - при толщине пробиваемого элемента $s = 4d$.

Для промежуточных значений толщины s наименьшее расстояние следует определять по интерполяции.

Для элементов, не пробиваемых гвоздями насквозь, независимо от их толщины, расстояние между осями гвоздей следует принимать равным $S_1 \geq 15d$.

Расстояние вдоль волокон древесины от оси гвоздя

- до загруженного торца элемента следует принимать не менее $S_1 = 15d$,
- до незагруженного – не менее $S_1 = 10d$.

Расстояние между осями гвоздей поперек волокон древесины при прямой расстановке гвоздей следует принимать не менее $S_2 = 4d$; при шахматной расстановке или расстановке их косыми рядами под углом $\alpha \leq 45^\circ$ (рисунок 15) расстояние может быть уменьшено до $3d$.

8.26 Гвозди диаметром более 6 мм, а также гвозди, устанавливаемые в древесину лиственницы и замороженную древесину, а также при толщине деревянного элемента менее $7d$, забивают в предварительно рассверленные

отверстия диаметром $0,9d$.

Гвозди, забитые в предварительно рассверленные отверстия диаметром, равным диаметру гвоздя, рассчитывают как нагели (имеются в виду болты, шпильки и винты, а также гладкие нагели – примечание авторов); минимальные расстояния между осями гвоздей принимаются как для нагелей.

8.28 Сопротивление гладких гвоздей выдергиванию допускается учитывать во второстепенных элементах (настилы, подшивка потолков и т.д.) или в тех конструкциях, в которых выдергивание гвоздей сопровождается их одновременной работой как нагелей.

Не допускается учитывать работу на выдергивание гвоздей, забитых в заранее просверленные отверстия, забитых в торец (вдоль волокон), а также при динамических воздействиях на конструкцию.

Что касается модуля упругости древесины при расчете деревянных элементов по прогибам, то в новой редакции пункта В.2 предлагается за среднее значение модуля упругости вдоль волокон принимать $E_{0,ср} = 10$ ГПа, а за нормативное значение $E_{0,н} = 7$ ГПа.

Поскольку расчет на прогибы ведется на нормативные значения нагрузок, то и модуль упругости при вычислении прогиба следует принимать нормативный, то есть $E_{0,н} = 7,0$ ГПа – примечание авторов.

Теперь, когда все особенности нагрузок и конструкций учтены, принимают окончательное конструктивное решение объекта и приступают к сбору временных нагрузок и статическому расчету отдельных элементов здания или сооружения.

О кровлях из рулонных материалов

Выкопировка из СП 17.13330-2017. Кровли

Таблица Б.2 - Водоизоляционный ковер из рулонных материалов, наклеиваемых на мастиках

Рулонный материал, приклеивающая мастика и ее показатели	Число слоев в основном водозащитном ковре при уклоне кровли, %		Число слоев в дополнительном водозащитном ковре		Защитный слой
	Менее 1,5	1,5 и более	Парапет (стена) и	Конек, ендова	

			т.п.	(воронка)	
Рулонные материалы, наклеиваемые на холодных или горячих мастиках с гибкостью от 0°С до 5°С и теплостойкостью в соответствии с 5.1.26	4	3	2	2	Из гравия, наклеенного на мастике, - в соответствии с 5.2.2 либо из крупнозернистой посыпки или металлической фольги на верхнем слое рулонного материала; для эксплуатируемых кровель - в соответствии с 5.3.3
Рулонные материалы, наклеиваемые на холодных или горячих мастиках с гибкостью при температуре от минус 15°С до 0°С и теплостойкостью в соответствии с 5.1.26	3	2*-3	2	1	
<i>Рулонные материалы, наклеиваемые на холодных или горячих мастиках с гибкостью при температуре не выше минус 15°С и теплостойкостью в соответствии с 5.1.26</i>	2	1**-2	1**-2	1	

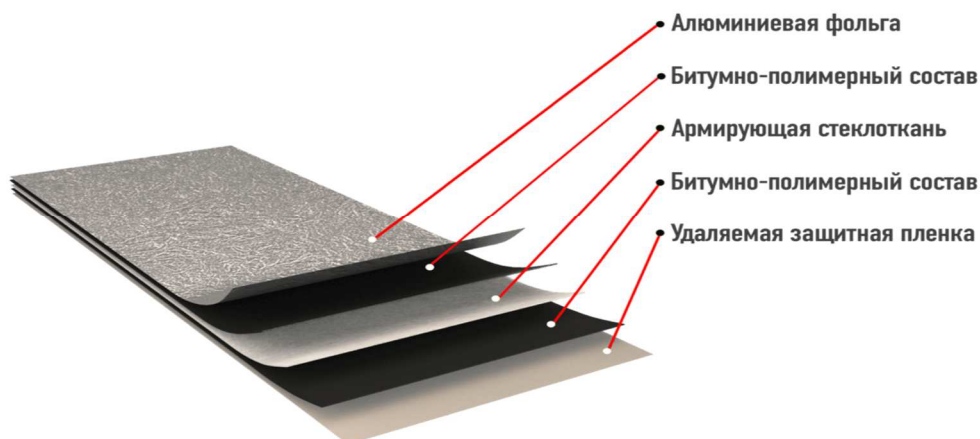
* При суммарной прочности на разрыв двухслойного ковра не менее 900/700 (Н/5 см).

** При применении материала толщиной не менее 5 мм с относительным удлинением не менее 30% и прочностью вдоль/поперек полотна не менее 900/700 (Н/5 см) по [ГОСТ 31899-1](#).
Примечание : Не допускается применение битумных наклеиваемых рулонных материалов с армирующей основой из стеклохолста для нижнего слоя водоизоляционного ковра по выравнивающим стяжкам и сборным железобетонным плитам.

Основные физико-механические характеристики материала РИЗОЛИН ФСа

Наименование показателя	ФСa-2.5	ФСa-1.7
Толщина, мм	2,5 ± 0,15	1,7 ± 0,15
Разрывная сила при растяжении в продольном/поперечном направлении, не менее, Н/5 см	800/890	400/600

Адгезионная прочность, кН/м, не менее		
— от стальной поверхности	1,5	1,5
— от бетонной поверхности	1,0	1,0
— от деревянной поверхности	0,5	0,5
Теплостойкость 2 ч. в вертикальном положении, °С не менее	+60	+60
Температура гибкости на брусе радиусом (25±2) мм, °С, не выше	-25	-25
Водопоглощение, не более %	1	1
Температура эксплуатации, °С	-50...+60	-50...+60
Сопротивление паропрооницанию, не менее, (м ² *ч*Па)/мг	20	20
Водонепроницаемость при давлении не менее 0,2 МПа в течении 2 часов	абсолютная	абсолютная
Верхний слой	алюминиевая фольга (30 мкм)	алюминиевая фольга (20 мкм)
Армирующий слой	стеклоткань	стеклоткань
Нижний слой	временная удаляемая пленка	временная удаляемая пленка
Масса рулона, кг	25	19,5
Длина/ширина, м	10x1	10x1



Описание

В основе материала используется армирующая стеклоткань, пропитанная с двух сторон битумно-полимерным составом с защитным слоем из алюминиевой фольги. Материал абсолютно водонепроницаем, устойчив к резким перепадам температур и механическим воздействиям, биостоек. Благодаря защитному слою из алюминиевой фольги, материал устойчив к воздействиям ультрафиолета и агрессивных сред, что позволяет надолго сохранять его гидроизоляционные свойства.

Может применяться во всех климатических зонах (согласно СНиП 23-01-99).

Уникальные противопожарные характеристики: В1, РП1, Г3, Broof (Т3).

Устройство и ремонт кровли: мягкой плоской кровли, металлической фальцевой, шиферной, кровли из профнастила, ОСП, дерева, бетонных плит и т.д. Гидроизоляция кровли и стен в сочетании с различными теплоизоляционными материалами; гидро-, шумоизоляция воздуховодов; гидроизоляция утеплителя надземных трубопроводов; защита металлических емкостей от коррозии; противорадоновая защита зданий.

Ризолин ФСа — 2,5:

В качестве одно-, двухслойного устройства и ремонта всех видов кровель.

Ризолин ФСа — 1,7:

При двухслойном устройстве и ремонте мягких, плоских кровель в качестве верхнего слоя; при однослойном устройстве скатных кровель по металлу, шиферу, ОСБ, дереву, бетону и т.д.

Гвозди

Гвозди круглые принимаются по ГОСТ 4028-63 с изм.1-3.

Выкопировка из таблицы 2 этого ГОСТ'а с размерами гвоздей приводится ниже.

Таблица 2. Размеры гвоздей, в миллиметрах

Условный диаметр стержня	Длина гвоздя	Размер	Наименьший диаметр головки
1,8	32	-	3,5
	40		
	50		
	60		

2,0	40 50	1,75	4,0
2,5	50 60	2,20	5,0
3,0	70 80	2,65	6,0
3,5	90	3,10	7,0
4,0	100 120	3,55	7,5
5,0	120 150	4,45	9,0
6,0	150 200	5,30	11,0
8,0	250	7,13	14,0

Примечание. По требованию потребителя гвозди круглые размером 1,8х32 изготавливают с плоской головкой.

Условное обозначение строительных гвоздей с конической головкой, круглых, диаметром 2,5 мм и длиной 60 мм: *Гвозди К 2,5х60 ГОСТ 4028-63*

ПРИМЕР ПРОЕКТИРОВАНИЯ КОНСТРУКЦИЙ ПОКРЫТИЯ ОТАПЛИВАЕМОГО ЗДАНИЯ

1. Задание на проектирование

Выполнить расчет и конструирование ограждающей и несущей конструкции покрытия построечной сборки над отапливаемым зданием склада готовой продукции.

Участок строительства здания находится на окраине города Нижний Новгород и не защищен от прямого воздействия ветра.

Исходные данные:

Температура в помещении – $t = 22^{\circ}\text{C}$, влажность воздуха в помещении – $\varphi = 65\%$.

Здание каркасное однопролетное, шириной (по разбивочным осям) – $L = 24,0\text{ м}$.

Колонны каркаса – железобетонные, сечением 400×400 мм.

Расчетный пролет балок покрытия по осям колонн – $l_{\text{расч}} = 23,6$ м.

Высота балки – ориентировочно $1/14$ от пролета L .

Шаг несущих конструкций вдоль здания (колонн и балок покрытия) – $B = 5,2\text{ м}$.

Длина здания – $A = 11 \times B$ ($57,2$ м).

Шаг прогонов покрытия по балкам – $b_{\text{пр}} = 2,2$ м.

Высота помещения от пола до низа несущих конструкций – $H = 5,8$ м.

Пиломатериал несущих (балок и прогонов) конструкций покрытия – сосна, сорт 2.

Настил в покрытиях всегда выполняется из соснового (елового) пиломатериала третьего сорта. Однако, учитывая взаимную поддержку досок, так как доски укладываются вплотную, или имеют распределительный брус, их прочность, как бы, возрастает до прочности второго сорта.

В качестве кровельного материала для малоуклонной (с уклоном $1:20$, то есть 5%) кровли можно порекомендовать сравнительно новый рулонный материал - Ризолин ФСa-2,5.

Определение параметров здания для проектирования

Как было показано выше, ГОСТ'ом 27751-2014 вводится 4 типа коэффициентов надежности (они учитывают возможные отклонения нагрузок, характеристик материалов и уровень ответственности зданий: коэффициенты надежности по нагрузке γ_f ; коэффициенты надежности по материалу γ_m ; коэффициенты условий работы γ_d ; коэффициенты надежности по ответственности сооружений γ_n .

Согласно п. А.1, приложения А[1] деревянные конструкции всех зданий и сооружений классифицируются по трем признакам:

- функциональное назначение (от него зависит коэффициент γ_n к нагрузкам);
- условия эксплуатации (от них зависит коэффициент m_b к расчетным характеристикам);
- срок службы (от него зависит коэффициент $m_{c.c.}$ к расчетным характеристикам).

По функциональному назначению согласно п. А.2 и табл. А.1[1] класс ДК определяют следующие показатели:

- уровень ответственности зданий и сооружений по ГОСТ 27751, для которых используются конструкции;
- вид и пролет конструкции.

Классификация по условиям эксплуатации определяется по табл. 1[1], учет условий эксплуатации при проектировании должен осуществляться согласно табл. А.2 приложения А [1].

Срок эксплуатации проектируемого здания назначаем согласно табл. А.3[1], а уровень ответственности – согласно п.10.1 и табл. 2, ГОСТ 27751-2014.

2. Принятые параметры здания

Таким образом, с учетом задания на проектирование и ГОСТ 27751 принимаем следующие параметры для проектирования:

- *уровень ответственности*–КС-2 -«нормальный» с коэффициентом надежности по ответственности $\gamma_n = 1,0$.
- *По функциональному назначению* –класс конструкций 2а;
- *по условиям эксплуатации с нормальным режимом в помещении* – класс 2.1и коэффициент условий работы $m_e = 1,0$;
- *по сроку эксплуатации* – 50 лет *коэффициент условий работы*– $m_{c.c.} = 1,0$.

3. Выбор конструктивного решения

В качестве несущих конструкций покрытия принимаем двускатные клееные балки из пакета досок. Балки опираются на железобетонные колонны сечением 400×400. По балкам укладываются неразрезные спаренные прогоны из

двух досок, поставленных на ребро, со стыками в разбежку и скрепленных между собой по всей длине гвоздями через 500мм (см. рисунок).

В многопролетных неразрезных прогонах при наличии равномерно распределенной нагрузки необходимо назначать крайний пролет $l_{кр} = 0,8 \cdot l = 5,2 \cdot 0,8 = 4,16$ м, тогда изгибающий момент и опорное давление на вторую опору становятся равными изгибающим моментам и давлениям на средние опоры.

По прогонам укладывается сплошной рабочий настил из сосновых досок сечением 32×150 согласно ГОСТ 24454-80. К рабочему настилу сверху пришиваются доски сплошного защитного настила толщиной 25 мм и шириной 100мм, который является основанием под кровлю из рулонного кровельного гидроизоляционного самоклеящегося материала «Ризолин ФСа-2,5.

Доски защитного настила располагаются под углом 45° к рабочему.

Снизу к прогонам подшивается потолок из шпунтованных досок толщиной 20 мм. По ним приклеивается пленочная пароизоляция и укладывается утеплитель из минераловатных плит плотностью 50 кг/м³ и толщиной 200 мм.

Доски настилов и подшивки антипирированы и антисептированы.

Схема поперечного разреза проектируемого здания с принятым конструктивным решением показана на рис. 4.1,а монтажного плана покрытия– на рис. 4.2.

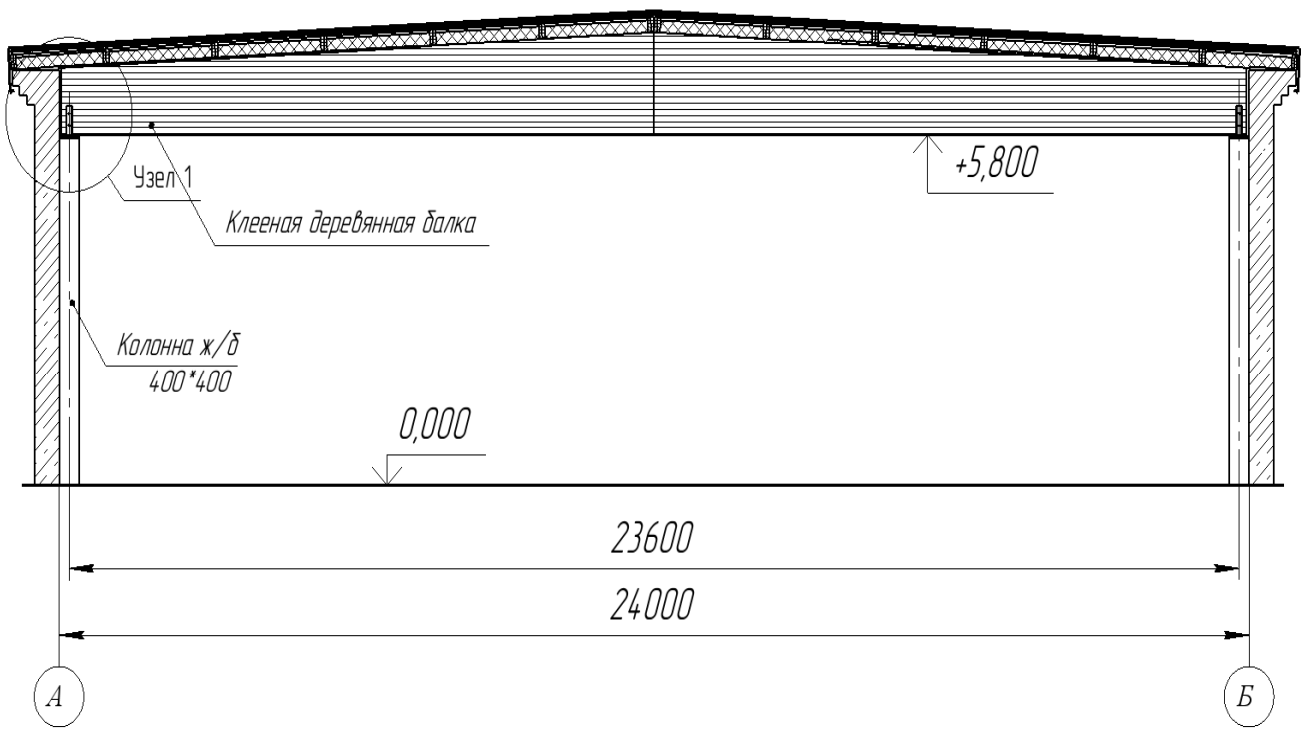


Рис. 4.1. Схема поперечного разреза здания

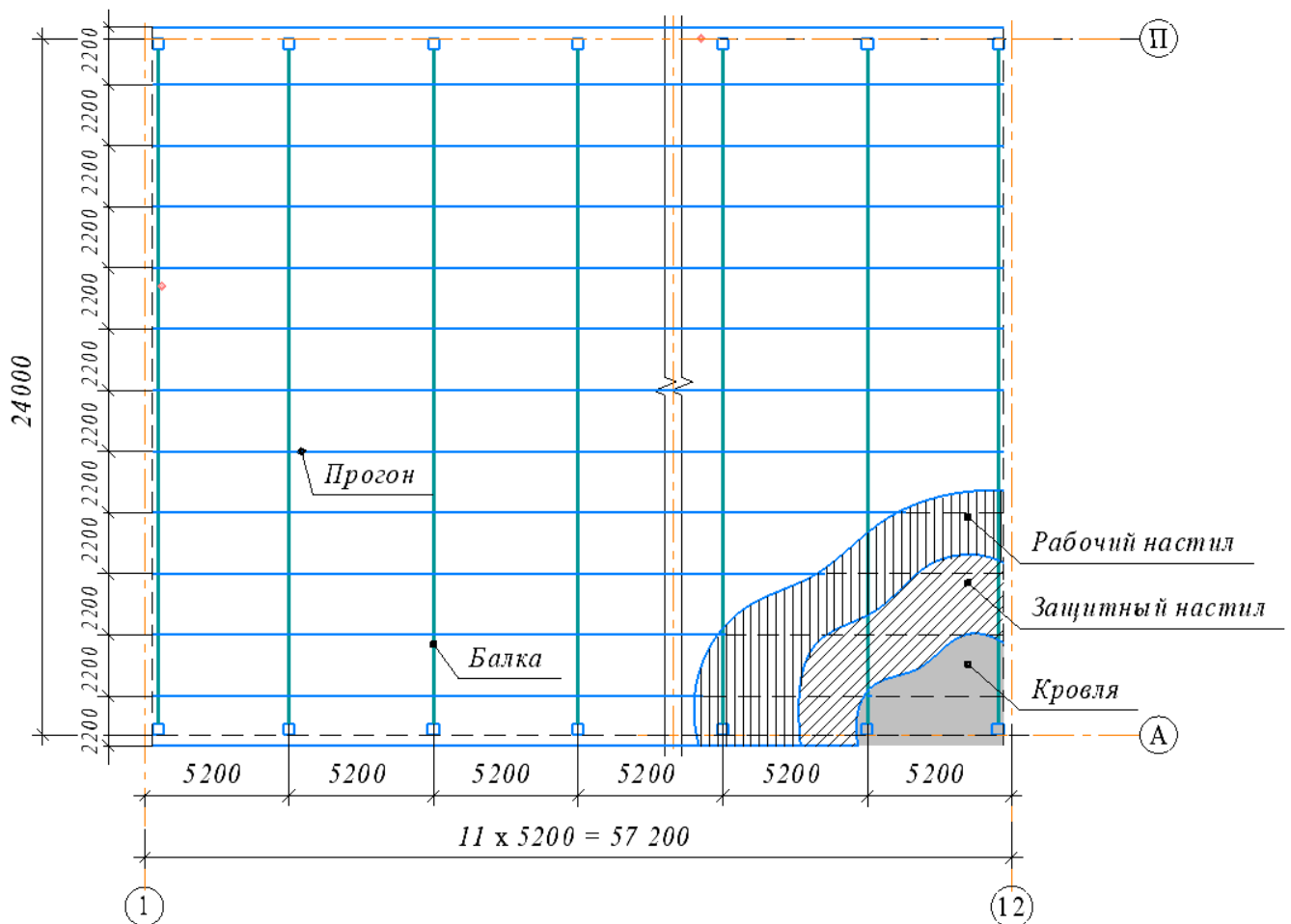
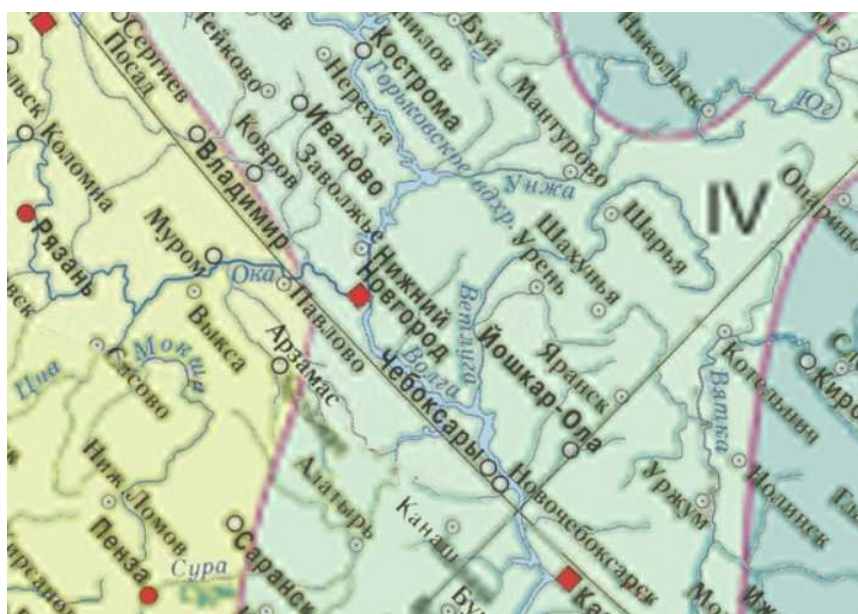


Рис.4.2. Монтажный план покрытия

4. Расчет и проектирование конструкций покрытия

Снеговая нагрузка на покрытия

Нормативное значение веса снегового покрова S_g на 1 м² горизонтальной поверхности земли принимается в зависимости от принадлежности к тому или иному снеговому району территории Российской Федерации.



Выкопировка из карты 1, приложения Е, СП 20.13330.2016

Нижний Новгород согласно этой карте находится в IV снеговом районе. Вес снегового покрова S_g по табл. 10.1 [2] в этом районе составляет 2 кПа.

Таблица 10.1 (Выкопировка из СП20...)

Снеговые районы (принимаются по карте 1 приложения Е)	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
S_g , кПа	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0

Нормативное значение снеговой нагрузки S_0 , действующей на покрытие здания, определяется по формуле 10.1(п.10.1)[2]:

$$S_0 = c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g = 0,783 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 2,0 = 1,566 \text{ кПа.}$$

Здесь c_e – коэффициент, учитывающий снос снега с покрытий зданий под действием ветра и иных факторов, определяемый согласно п.п. 10.5-10.9. Для зданий незащищенных от воздействия ветра с уклоном покрытия <12% по формуле 10.2[2]:

$$c_e = (1,2 - 0,4\sqrt{k})(0,8 + 0,002l_c),$$

k – высотный коэффициент, принимаемый по таблице 11.2 п.11.1.6 (как для местности типа «В» при высоте здания от 5,0 до 10,0 м).

Ориентировочная высота балки по рекомендуемой относительной высоте составляет от 1/10 до 1/15 части пролета. Предварительно зададим высоту балки $1/14 \cdot 23,6 = 1,69$ м.

Оптимальная высота сечения прогонов составляет примерно 1/20 часть от пролета, предварительно зададим высоту прогона $1/20 \cdot 5,2 = 0,26$ м. С учетом заданной высоты до низа несущих конструкций, толщин рабочего и защитного настилов, предварительно принятых высот балки и прогонов, получим высоту здания $z_e \approx 5,8 + 1,69 + 0,26 + 0,032 + 0,025 \approx 7,8$ м.

По интерполяции принимаем $k = 0,584$.

l_c – характерный размер покрытия, вычисляемый по формуле:

$$l_c = 2b - \frac{b^2}{l} = 2 \cdot 24 - \frac{24^2}{57,2} = 37,93 \text{ м},$$

где b – наименьший размер покрытия (ширина здания 24 м);

l – наибольший размер покрытия (общая длина здания по заданию) – 57,2

м;

$$c_e = (1,2 - 0,4\sqrt{0,584})(0,8 + 0,002 \cdot 37,93) = 0,8775 \cdot 0,87586 = 0,783;$$

c_t – термический коэффициент, принимаемый по п. 10.10[2]: $c_t = 1,0$;

μ – коэффициент перехода от веса снегового покрова на земле к снеговой нагрузке на покрытие, принимаемый по п. 10.4 и прил. Б.1[2]: $\mu = 1,0$.

Таким образом, *нормативное значение* веса снегового покрова на покрытии (для расчета его элементов на прочность и устойчивость) равно:

$$S_0 = 1,566 \text{ кПа} = 1566 \text{ Па}.$$

Пониженное нормативное значение снеговой нагрузки (для расчета по второй группе предельных состояний) согласно п. 10.11, для районов со средней температурой января ниже -5°C (в Нижнем Новгороде согласно табл. 3.1* СП 131.13330.2012 она равна -31°C) определяется умножением нормативного значения снеговой нагрузки на понижающий коэффициент 0,5, при этом значения $c_e = 1,0$ и $c_t = 1,0$ и в нашем случае равно:

$$S_{0,п.} = 0,5 \cdot c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_0 = 0,5 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 2,0 = 1,0 \text{ кПа} = 1000 \text{ Па}.$$

Расчет настила

В двойном перекрестном настиле рассчитывается на изгиб только рабочий настил и только от нормальных составляющих нагрузок, поскольку скатные составляющие воспринимаются защитным настилом. Расчетная полоса настила принимается равной 1,0 м.

Сбор постоянных нагрузок на настил производим в табличной форме (см. табл. 5.1).

Таблица 5.1. Сбор нагрузок для расчета настила

№№ п/п	Конструктивные элементы и нагрузки	Нормативная нагрузка, Па (Н/м ²)	γ_f	Расчетная нагрузка Па, (Н/м ²)
1. Постоянные нагрузки				
1.1	Два* слоя «Ризолин ФСа-2,5» \times 2 \times 24,5**	49,0	1,3	63,7
1.2	Защитный настил из досок толщиной 25 мм $\delta_{зн} \cdot \rho \cdot g = 0,025 \cdot 500 \cdot 9,81$ **	122,6	1,1	134,9
1.3	Рабочий настил из досок толщиной 32 мм $\delta_{рн} \cdot \rho \cdot g = 0,032 \cdot 500 \cdot 9,81$ ***	157,0	1,1	172,7
	Итого постоянная нагрузка на рабочий настил	$g_n^п = 328,6$	-	$g^п = 371,3$
2. Временная нагрузка				
2.1	Снеговая нагрузка для расчета рабочего настила на прочность	$S_0 = 1566$	1,4	$S_1 = 2192,4$
2.2	Снеговая нагрузка для расчета рабочего настила по прогибам	$S_{0,п} = 1000$	-	-
3. Всего:				
3.1	Полная расчетная нагрузка для расчета настила на прочность от I-го сочетания нагрузок $g = g^п + S_1$	-	-	$g = 2563,7$
3.2	Полная нормативная нагрузка для расчета настила по прогибам $g^н = g_n^п + S_{0,п}$	$g^н = 1328,6$	-	-

Примечания:

*- в пункте 1.1 число слоев основного водоизоляционного ковра принимается по табл. Б2, приложения Б, СП 17.13330-2017 «Кровли»

** - в пункте 1.1 - 24,5 Па – вес одного слоя «Ризолин ФСа-2,5»;

*** - в пунктах 1.2 и 1.3 - $\rho = 500 \text{ кг/м}^3$ – плотность древесины сосны (табл.Г.1, приложения Г[1]); $\delta_{зн}$ – толщина досок защитного настила;

$\delta_{рн}$ – толщина досок рабочего настила;

$g = 9,81 \text{ м/с}^2$ – ускорение свободного падения.

Статическая расчетная схема настила показана на рис. 5.1.

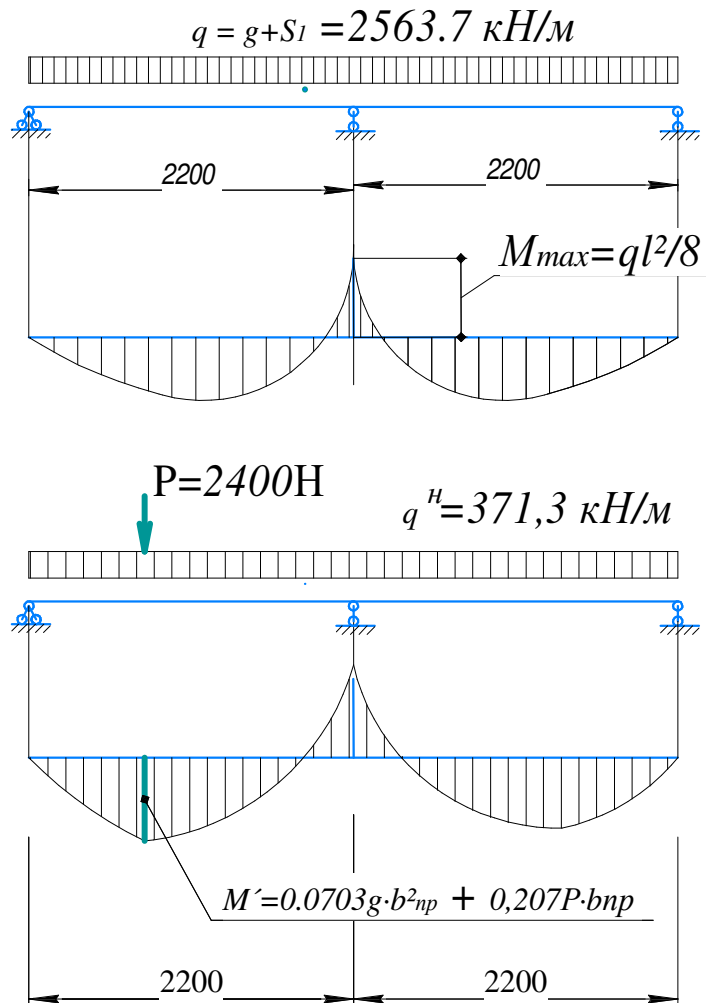


Рисунок 5.1. Расчетные схемы рабочего настила и схемы нагрузок.

$$q_1 = g \cdot b_H \cdot \gamma_n = 2563,7 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 2563,7 \text{ Н/м,}$$

где $b_H = 1 \text{ м}$ – ширина расчетной полосы;

$\gamma_n = 1$ – коэффициент надежности по ответственности.

Шаг прогонов $b_{пр} = 2,2 \text{ м}$.

$$M^1 = \frac{q_1 \cdot b_{пр}^2}{8} = \frac{2563,7 \cdot 2,2^2}{8} = 1551,0 \text{ Н} \cdot \text{м};$$

$$W = \frac{b_H \cdot \delta_{рн}^2}{6} = \frac{1,0 \cdot 0,032^2}{6} = 170,67 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3;$$

$$I = \frac{b_H \cdot \delta_{pH}^3}{12} = \frac{1,0 \cdot 0,032^3}{12} = 273,07 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4.$$

Проверка прочности настила по нормальным напряжениям

$$\frac{M^1}{W} = \frac{1551,0}{170,67 \cdot 10^{-6}} = 9,1 \cdot 10^6 \text{ Па} = 9,1 \text{ МПа} < R_u = R_{и}^A \cdot m_{дл} \cdot Pm_i \\ = 19,5 \cdot 0,66 \cdot 1,0 = 12,87 \text{ МПа},$$

где $m_{дл} = 0,66$ – режим нагружения В по табл. 4 [1];

$R_{и}^A$ - расчетное сопротивление досок настила, принимаемое равным 19,5 МПа как для сосновых досок второго сорта, несмотря на то, что настил, как правило, выполняется из материала третьего сорта (см. примечание 2 к табл. 3 с изм. №1 [СП 64.13330-71]);

$Pm_i = 1,0$ – произведение коэффициентов условий работы п. 6.9 [1] для древесины сосны.

Полная линейная нормативная нагрузка на рабочий настил

$$q^H = g^H \cdot b_H \cdot \gamma_n = 1328,6 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 1328,6 \text{ Н/м}.$$

Прогиб настила:

$$f = \frac{2,13}{384} \cdot \frac{q^H \cdot l^4}{E \cdot I} = \frac{2,13}{384} \cdot \frac{1328,60 \cdot 2,2^4}{1 \cdot 10^{10} \cdot 273,07 \cdot 10^{-8}} = 0,006 \text{ м}.$$

В соответствии с п. 6.34[1] прогибы конструкций не должны превышать предельных значений f_u , установленных таблицей Д.1 [2], для настила

$$f_u = \frac{l}{150} = \frac{2,2}{150} = 0,015 \text{ м}.$$

$$f = 0,006 \text{ м} < f_u = 0,015 \text{ м}.$$

Следовательно, прочность и жесткость рабочего настила обеспечены (запас прочности 29%, запас жесткости 60%).

Примечание: запас прочности и жесткости в процентах вычисляется как разница между результатом и базой, поделенная на базу и умноженная на 100%.

Расчет рабочего настила при втором сочетании нагрузок

При двойном настиле (рабочем и защитном, направленном под углом к рабочему) сосредоточенный груз следует распределять на ширину 500 мм рабочего настила (п.9.16 [1]), т.е.

$$P = \frac{P \cdot 1,2}{0,5} = \frac{1,0 \cdot 1,2}{0,5} = 2400 \text{ Н}$$

$$q_2 = g^H \cdot b_H \cdot \gamma_n = 371,3 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 371,3 \text{ Н/м}$$

$$M'' = 0,0703 \cdot q_2 \cdot B_{\text{пр}}^2 + 0,207 \cdot P \cdot B_{\text{пр}} = 0,0703 \cdot 371,3 \cdot 2,2^2 + \\ + 0,207 \cdot 2400 \cdot 2,2 = 1219,3 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

$$W'' = \frac{b_{\text{н}} \delta_{\text{р.н.}}^2}{6} = \frac{1,0 \cdot 0,032^2}{6} = 1,71 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3;$$

$$\frac{M''}{W''} = \frac{1219,3}{1,71 \cdot 10^{-4}} = 7,13 \cdot 10^6 \text{ Па} = 7,13 \text{ МПа} < R_{\text{и}} = R_{\text{и}}^{\text{А}} \cdot m_{\text{дл}} \cdot \text{П} m_i = \\ = 19,5 \cdot 0,8 \cdot 1,0 = 12,87 \text{ МПа} 15,4 \text{ МПа.}$$

Здесь $R_{\text{и}}^{\text{А}}$ - также равно 19,5 МПа;

$m_{\text{дл}} = 0,8$ – режим нагружения Г по табл.4 [1], учитывающий наличие монтажной нагрузки.

Прочность настила при втором сочетании нагрузок обеспечена.

Расчет прогонов

Задаемся сечением досок прогона, зная, что оптимальная высота его сечения должна составлять примерно 1/20 часть от пролета, а ширина – ориентировочно, не менее половины высоты.

Принимаем предварительное сечение прогона с размерами:

высота $h_{\text{пр}} = 250$ мм; ширина $b_{\text{пр}} = 2 \cdot 60 = 120$ мм;

Таблица 2. Сбор нагрузок на прогон (шаг прогонов – 2,2м).

№	Конструктивные элементы и нагрузки	Нормативная нагрузка, Н/м	γ_f	Расчетная нагрузка, Н/м
1. Постоянные нагрузки				
1.1	Двухслойный «Ризолин ФС а-2,5»: $2 \cdot 24,5 \cdot 2,2^*$	107,8	1,3	140,1
1.2	Защитный настил из досок толщиной 25 мм: $\delta_{\text{зн}} \cdot \rho \cdot g \cdot 2,2 = 0,025 \cdot 500 \cdot 9,81 \cdot 2,2^{**}$	270,0	1,1	297,0
1.3	Рабочий настил из досок толщиной 32 мм: $\delta_{\text{рн}} \cdot \rho \cdot g \cdot 2,2 = 0,032 \cdot 500 \cdot 9,81 \cdot 2,2^{**}$	345,3	1,1	379,8
1.3а	Подшивка из досок толщиной 20 мм: $\delta_{\text{рн}} \cdot \rho \cdot g \cdot 2,2 = 0,02 \cdot 500 \cdot 9,81 \cdot 2,2$	215,8	1,1	237,4

1.3б	Пароизоляция из пленки	-		-
1.3в	Минераловатная плита толщиной 200 мм, плотностью 50кг/м ³ : 50·0,20·9,81·2,2	215,8	1,3	280,5
1.4	Собственный вес прогона: $b_{пр} \cdot h_{пр} \cdot \rho \cdot g = 0,120 \cdot 0,25 \cdot 500 \cdot 9,81$	147,2	1,1	161,9
1.5	Итого постоянная нагрузка на прогон с его собств. весом	$g_n^п = 1301,9$	-	$g^п = 1496,7$
2. Временная нагрузка				
2.1	Снеговая нагрузка для расчета прогона на прочность $S_0 \cdot b_{пр} \cdot \mu$	$1566 \cdot 2,2 \cdot 1,1 = 3789,7$	1,4	$S_1 = 5305,6$
2.2	Снеговая нагрузка для расчета прогона по прогибам $S_{0,п} \cdot b_{пр} \cdot \mu$	$1000 \cdot 2,2 \cdot 1,1 = 2420,0$	-	-
3. Всего:				
3.1	Полная расчетная нагрузка для расчета прогона на прочность при I-м сочетании нагрузок $q_{пр} = g^п + S_1$	-	-	$q_{пр} = 6802,3$
3.2	Полная нормативная нагрузка для расчета прогона по прогибам $q_{пр}^н = g_n^п + S_{0,п}$	$q_{пр}^н = 3721,9$	-	-
Примечания:				
<p>*- в п. 1.1 - 24,5 Па – вес одного слоя «Ризолин ФСа-2,5»;</p> <p>** - п.п. 1.2 и 1.3 $\rho = 500 \text{ кг/м}^3$ – плотность древесины сосны (табл.Г.1, приложения Г [1]); $\delta_{зн}$ – толщина досок защитного настила; $\delta_{рн}$ – толщина досок рабочего настила;</p> <p>***- п.п. 2.1 и 2.2 – при расчете прогонов покрытий следует учесть локальную неравномерность снегоотложений введением дополнительного коэффициента $\mu = 1,1$ к нормативным значениям снеговой равномерно распределенной нагрузки п. 10.4 (примечание 4)[2].</p>				

Расчетный пролет прогона $l = B = 5,2 \text{ м}$.

Расчетный изгибающий момент:

$$M_{оп} = \frac{q_{пр} \cdot l^2}{12} = \frac{6802,3 \cdot 5,2^2}{12} = 15327,85 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

Момент сопротивления прогона:

$$W = \frac{b \cdot h_{\text{пр}}^2}{6} = \frac{0,12 \cdot 0,25^2}{6} = 1,25 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3.$$

Момент инерции сечения прогона:

$$I = \frac{b \cdot h_{\text{пр}}^3}{12} = \frac{0,12 \cdot 0,25^3}{12} \cdot 10^{-8} = 1,56 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4.$$

Проверка прочности прогона по нормальным напряжениям:

$$\begin{aligned} \frac{M_{\text{оп}}}{W} &= \frac{15327,85}{1,25 \cdot 10^{-3}} = 12,26 \cdot 10^6 \text{ Па} = 12,66 \text{ МПа} < R_u = R_{\text{и}}^{\text{А}} \cdot m_{\text{дл}} \cdot Pm_i \\ &= 19,5 \cdot 0,66 \cdot 1,0 = 13,86 \text{ МПа} \end{aligned}$$

где $R_{\text{и}}^{\text{А}} = 21,0$ МПа – для элементов прямоугольного сечения шириной от 11 до 13 см при высоте сечения от 11 до 50 см из древесины сосны 2-го сорта при изгибе (п.5б, табл. 3).

$Pm_i = 1,0$ – произведение коэффициентов условий работы п 6.9 [1] для древесины сосны.

Прочность прогона обеспечена с запасом 11,5%.

Прогиб прогона:

$$f = \frac{1}{384} \cdot \frac{q_{\text{пр}}^{\text{н}} \cdot l^4}{E \cdot I} = \frac{1}{384} \cdot \frac{3721,9 \cdot 5,2^4}{7 \cdot 10^9 \cdot 1,56 \cdot 10^{-4}} = 0,0065 \text{ м.}$$

Здесь E – среднее значение модуля упругости вдоль волокон по п. В.2 [1], принят как нормативное значение $E_{0,\text{н}} = 7$ ГПа = 7×10^9 Па

Для прогонов, в соответствии с таблицей Д2 [2] допустимая величина прогиба равна:

$$f_u = \frac{l}{200} = \frac{5,2}{200} = 0,026 \text{ м}$$

Так как $f = 0,0065 \text{ м} < f_u = 0,026 \text{ м}$.

Условие жесткости прогона обеспечено с запасом 75%.

Примечание: если запас по обоим показателям превышает 40%, сечение необходимо уменьшить, используя стандартные размеры сечения пиломатериалов по ГОСТ 24454.

Расчет стыка досок в прогоне

Принимаем для крепления стыков досок гвозди диаметром $d=5$ мм, длиной $l=120$ мм и однорядную расстановку: при этом толщина пробиваемых досок «с» должна быть больше 10 диаметров гвоздя:

$$c = 6,0 \text{ см} > 10 \cdot d = 5,0 \text{ см.}$$

Расстояние от опоры прогона до стыка досок:

$$x = 0,21 l = 0,21 \cdot 5,2 = 1,092 \text{ м;}$$

$$x_{\text{ГВ}} = x - 15 \cdot d_{\text{ГВ}} = 1,092 - 15 \cdot 0,005 = 1,017 \text{ м;}$$

$$Q_{\text{ГВ}} = \frac{M_{\text{оп}}}{2 \cdot x_{\text{ГВ}}} = \frac{15327,85}{2 \cdot 1,017} = 7535,8 \text{ Н.}$$

Если $l_{\text{ГВ}} = 120$ мм, и толщина прогона $2 \cdot c = 2 \cdot 60 = 120$ мм, то рабочая длина гвоздя во второй доске равна (п. 8.24 [1]):

$$a_{\text{ГВ}} = l_{\text{ГВ}} - c - 1,5 \cdot d_{\text{ГВ}} - 0,2 = 12,0 - 6,0 - 1,5 \cdot 0,5 - 0,2 = 5,05 \text{ см.}$$

Условие п. 8.24 $a_{\text{ГВ}} \geq 4 \cdot d_{\text{ГВ}}$ выполняется, так как $a_{\text{ГВ}} = 5,05 \text{ см} > 4 \cdot 0,5 = 2,0 \text{ см.}$

Несущая способность одного условного «среза» гвоздя, вычисленная по формулам таблицы 18 [1]:

Из условия изгиба гвоздя:

$$T_{\text{и}} = 3,1 \cdot d_{\text{ГВ}}^2 + 0,012 \cdot a_{\text{ГВ}}^2 = 3,1 \cdot 0,5^2 + 0,012 \cdot 5,05^2 = 0,775 + 0,306 = 1,081 \text{ кН} = 1081 \text{ Н.}$$

$$\text{С учетом условия } T_{\text{и}} \leq 5 \cdot d_{\text{ГВ}}^2 = 5 \cdot 0,5^2 = 1,25 \text{ кН} = 1250 \text{ Н.}$$

Из условия смятия древесины в более толстых элементах односрезных соединений:

$$T_{\text{см,1}} = 0,55 \cdot c \cdot d_{\text{ГВ}} = 0,55 \cdot 6,0 \cdot 0,5 = 1,65 \text{ кН} = \mathbf{1650 \text{ Н.}}$$

Из условия смятия древесины в более тонких элементах односрезных соединений при $c = 6,0 > a = 5,05 > 0,35 \cdot c = 0,35 \cdot 6,0 = 2,1$:

$$T_{\text{см,2}} = 1,5 \cdot k_{\text{н}} \cdot a_{\text{ГВ}} \cdot d_{\text{ГВ}} = 1,5 \cdot 0,38 \cdot 5,05 \cdot 0,5 = 1,44 \text{ кН} = \mathbf{1440,0 \text{ Н.}}$$

$k_{\text{н}} = 0,38$ – определяется линейной интерполяцией в зависимости от отношения $\frac{a_{\text{ГВ}}}{c} = \frac{5,05}{6,0} = 0,84$ по таблице 20 [1].

Расчетная несущая способность гвоздя, как минимальная из четырех значений, равна: $T_{\text{р}} = T_{\text{min}} = \mathbf{1081,0 \text{ Н.}}$

Требуемое количество гвоздей на одну сторону стыка

$$n = \frac{Q_{\text{ГВ}}}{T_{\text{р}}} = \frac{7535,8}{1081,0} = 6,97 \text{ шт.} - \text{принимаем } \mathbf{7 \text{ гвоздей.}}$$

Таблица 20

Вид нагеля	Значение коэффициента $k_{н}$ для односрезных соединений при a/c						
	0,35	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
Гвоздь, стальной, алюминиевый и стеклопластиковый нагель	0,8	0,58	0,48	0,43	0,39	0,37	0,35
Дубовый нагель	0,5	0,5	0,44	0,38	0,32	0,26	0,2

Принимаем 7 гвоздей в один ряд с расстоянием между осями гвоздей $S_2=31$ мм и расстоянием от крайнего ряда гвоздей до кромки доски $S_3 = 32$ мм, что больше $4 \cdot d_{гв} = 4 \cdot 5 = 20$ мм.

Конструкция прогона показана на рисунке 7.

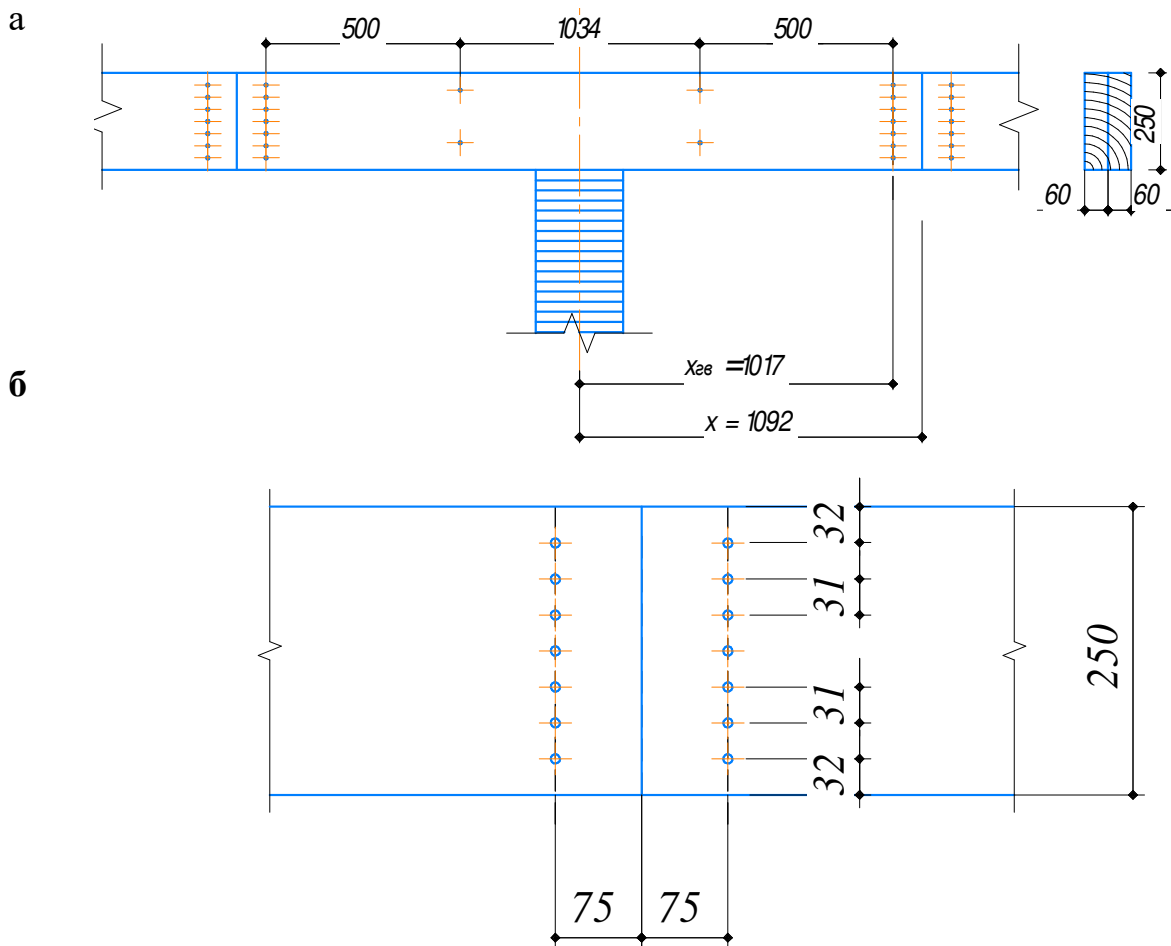


Рисунок 7. Стык досок в прогоне: а – опирание на балку; б – гвоздевой забой

Расчет двускатной балки

Нормативная нагрузка от собственного веса балки определяется по формуле:

$$g_b^H = \frac{g_n^H + S_0}{k_{св} \cdot L_p} = \frac{591,77 + 1566,0}{6 \cdot 23,6} = \frac{2157,77}{6,06} = 355,94 \text{ Па.}$$

Здесь число в числителе $591,77 = \frac{1301,9}{2,2}$ Па – нормативное значение постоянной нагрузки на балку, взятое из таблицы сбора нагрузок на прогон с учетом его собственного веса (табл. 2, п. 1.5) и поделенное на 2,2 – шаг прогонов;

$S_0 = 1566$ Па – нормативное значение снеговой нагрузки S_0 , действующей на покрытие здания.

$k_{св} = 6$ – показатель веса балки (коэффициент собственного веса);

$L_p = 23,6$ м – расчетный пролет балки.

Таблица 3. Сбор нагрузок для расчета балки (шаг балок 5,2 м)

№	Конструктивные элементы и нагрузки	Нормативная нагрузка, Н/м	γ_f	Расчетная нагрузка, Н/м
1. Постоянные нагрузки				
1.1	Двухслойный «Ризолин ФСа-2,5»: 2·24,5·5,2*	254,8	1,3	331,2
1.2	Защитный настил из досок толщиной 25 мм $\delta_{зн} \cdot \rho \cdot g = 0,025 \cdot 500 \cdot 9,81 \cdot 5,2 =$	637,7	1,1	701,4
1.3	Рабочий настил из досок толщиной 32 мм $\delta_{рн} \cdot \rho \cdot g = 0,032 \cdot 500 \cdot 9,81 \cdot 5,2 =$	816,2	1,1	897,8
1.4	Прогон из двух спаренных досок $2 \cdot (0,06 \cdot 0,250) \cdot 500 \cdot 9,81 \cdot 5,2 \cdot \frac{1,0}{2,2}$	347,8	1,1	382,6
1.5а	Подшивка из досок толщиной 20 мм; $\delta_{рн} \cdot \rho \cdot g \cdot 5,2 = 0,02 \cdot 500 \cdot 9,81 \cdot 5,2$	510,1	1,1	561,1
1.5б	Утеплитель 200 мм плотностью 50 кг/м ³ : $50 \cdot 0,20 \cdot 10 \cdot 5,2$	510,1	1,3	663,1
1.6	Итого постоянная нагрузка на балку без ее собственного веса g_n^H	3076,7	-	3537,2

1.7	Собственный вес балки g_6^H	$355,94 \cdot 5,2 = 1850,9$	1,1	2036
1.8	Всего постоянная нагрузка для расчета балки, Н/м	4927,6		5573,2
2. Временная нагрузка				
2.1	Снеговая нагрузка для расчета балки $S_0 \cdot 5,2 = 1566 \cdot 5,2 =$	8143,2	1,4	$S_1 = 11400,5$
2.2	Снеговая нагрузка для расчета балки на жесткость $S_{0,П} \cdot 5,2 =$ $= 1000 \cdot 5,2 =$	5200	-	-
3. Всего:				
3.1	Полная расчетная нагрузка для расчета балки на прочность от I-го сочетания нагрузок $q_6 = g_6 + S_1$	-	-	$q_6 = 16973,7$
3.2	Полная нормативная нагрузка для расчета балки по прогибам $q_6^H = g_6^H + S_{0,П}$	$q_6^H =$ 10127,6	-	-

Примечания:

- В п. 1.1 - 24,5 Па – вес одного квадратного метра «Ризолин ФСа-2,5»;
- В п. 1.2 и 1.3 $\rho = 500 \text{ кг/м}^3$ – плотность древесины сосны (табл.Г.1, приложения Г [1]); $\delta_{зн}$ – толщина досок защитного настила; $\delta_{рн}$ – толщина досок рабочего настила.

Проверка: Для проверки правильности сбора нагрузок в выше приведенной таблице можно оттолкнуться от распределенной нагрузки по покрытию из таблицы 2. Для этого распределенную нагрузку на 1 м^2 покрытия (от настила, утеплителя, собственного веса прогона и балки) приведем к линейной нагрузке на балку, умножив ее на шаг балок. В результате получим следующие значения: расчетная (суммарная) нагрузка на балку для проверки прочности будет равна:

$$q_{\text{полн}} = g_{\text{п}} \cdot \frac{B}{b_{\text{пр}}} + g_6^H \cdot \gamma_f \cdot B = 1496,7 \cdot \frac{5,2}{2,2} + 355,94 \cdot 1,1 \cdot 5,2 = 5573,6 \text{ Н/м};$$

нормативная (суммарная) нагрузка на балку для проверки жесткости (прогиба) равна:

$$q_{\text{полн}}^H = 1301,9 \cdot \frac{5,2}{2,2} + 355,94 \cdot 5,2 = 4928,1 \text{ Н/м}.$$

Сравнив величины нагрузок, полученных косвенным способом, с табличными, делаем вывод, что незначительное расхождение со значениями нормативной и расчетной нагрузок в таблице 3 возможно оправдать некоторым округлением цифр при сборе нагрузок.

Подбор сечения балки

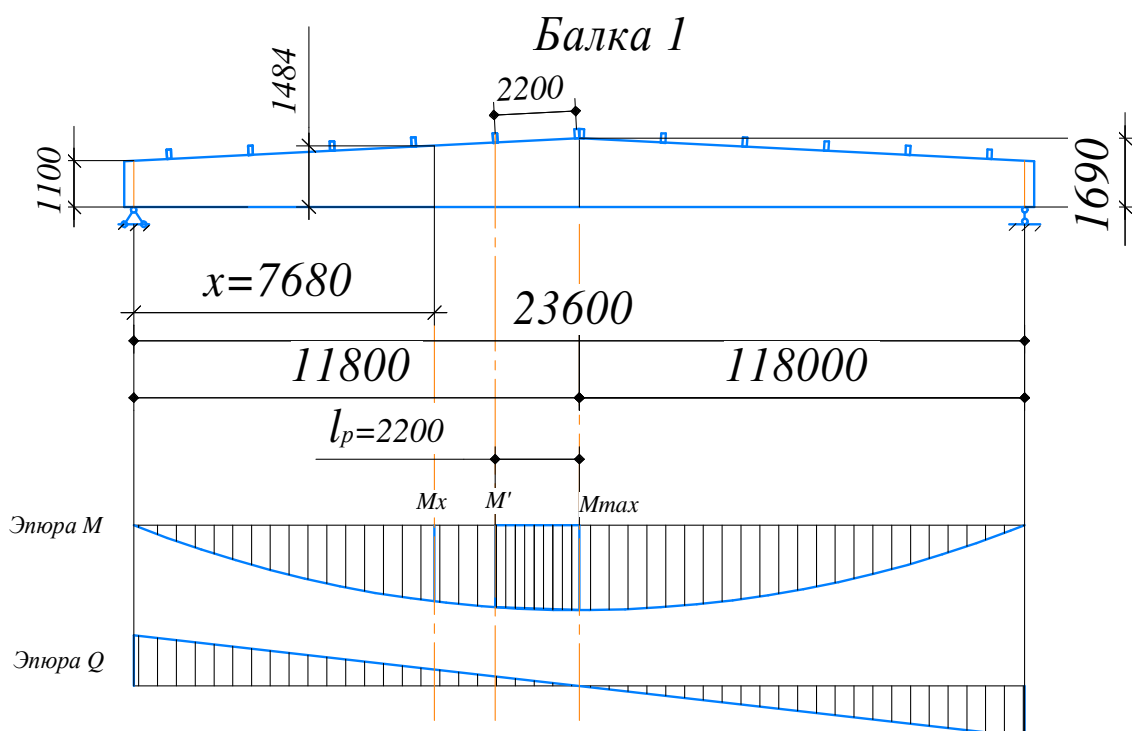


Рисунок 8. Схема к расчету двускатной балки

Ориентировочная высота балки по рекомендуемой относительной высоте (обычно в пределах от 1/10 до 1/15 части пролета):

$$h_{б.к.} = \frac{1}{14} \cdot 23600 = 1686 \text{ мм.}$$

Минимальная ширина сечения клееных балок принимается, как правило, не менее 0,1 от высоты:

$$b_{б.к.} = \frac{1}{10} \cdot h_{б.к.} = \frac{1}{10} \cdot 1686 = 170 \text{ мм.}$$

Сечение komponуем из досок 32×200 до острожки. С учетом припусков на фрезерование пластей досок до их склеивания 6 мм, толщина досок составит $\delta = 32 - 6 = 26$ мм. С учетом припусков на фрезерование боковых поверхностей клееных пакетов 20 мм определяем ширину сечения клееной балки в чистоте $b = 200 - 20 = 180$ мм.

Определяем количество слоев в сечении балки:

$$n = \frac{h_{б.к.}}{\delta} = \frac{1686}{26} = 64,85 \approx 65 \text{ слоев.}$$

Высота сечения балки в середине пролета будет равна:

$$h_{\delta} = n \cdot \delta = 65 \cdot 26 = 1690 \text{ мм.}$$

Принимаем уклон верхнего пояса двускатной клееной балки $i = \frac{1}{20}$, тогда высота балки на оси опоры составит:

$$h_{\text{оп}} = h_6 - i \cdot \frac{L_p}{2} = 1690 - \frac{1}{20} \cdot \frac{23600}{2} = 1100 \text{ мм.}$$

Определяем расстояние от опоры до расчетного сечения с максимальным нормальным напряжением по формуле:

$$x = \frac{h_{\text{оп}} \cdot L_p}{2 \cdot h_6} = \frac{1,1 \cdot 23,6}{2 \cdot 1,69} = 7,68 \text{ м.}$$

Высота балки в расчетном сечении:

$$h_x = h_{\text{оп}} + i \cdot x = 1,100 + \frac{1}{20} \cdot 7,68 = 1,484 \text{ м.}$$

Высота балки в торце, если длина балки равна $24000 - 100 = 23900$ мм:

$$h_{\text{тор}} = h_{\text{оп}} - i \cdot 0,150 = 1,100 - \frac{1}{20} \cdot 0,150 = 1,100 - 0,0075 = 1,093 \text{ м.}$$

Внутренние усилия и геометрические параметры сечения клееной балки покрытия

Внутренние усилия в балке:

Опорная реакция и максимальный изгибающий момент в балке составят:

$$Q_{\text{max}} = \frac{q_6 \cdot L_p}{2} = \frac{16973,7 \cdot 23,6}{2} = 200289,66 \text{ кН}$$

$$M_{\text{max}} = \frac{q_6 \cdot L_p^2}{8} = \frac{16973,7 \cdot 23,6^2}{8} = 1181708,99 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Значение расчетного изгибающего момента в расчетном сечении «Х» с максимальными нормальными напряжениями определяется по формуле:

$$M_x = \frac{q_6 \cdot x \cdot (L_p - x)}{2} = \frac{16973,7 \cdot 7,68 \cdot (23,6 - 7,68)}{2} = 1037649,81 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Геометрические характеристики поперечного сечения балки:

— Момент сопротивления в расчетном сечении

$$W_x = \frac{b \cdot h_x^2}{6} = \frac{0,18 \cdot 1,484^2}{6} = 66067,68 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3$$

— Момент сопротивления в середине пролета

$$W_{6p} = \frac{b \cdot h_6^2}{6} = \frac{0,18 \cdot 1,69^2}{6} = 85683 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3$$

— Момент инерции в середине пролета

$$I = \frac{b \cdot h_0^3}{12} = \frac{0,18 \cdot 1,69^3}{12} = 7240213,5 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4$$

— Момент инерции на опоре

$$I_{\text{оп}} = \frac{b \cdot h_{\text{оп}}^3}{12} = \frac{0,18 \cdot 1,1^3}{12} = 1996500 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4$$

— Статический момент сдвигаемой части сечения на опоре

$$S = \frac{b \cdot h_{\text{оп}}^2}{8} = \frac{0,18 \cdot 1,1^2}{8} = 27225 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3$$

Проверка прочности клееной балки по нормальным напряжениям

Проверка прочности по нормальным напряжениям в расчетном сечении:

$$\begin{aligned} \frac{M_x}{W_x} &= \frac{1037649,81}{66067,68 \cdot 10^{-6}} = 15,71 \cdot 10^6 \text{ Па} = 15,71 \text{ МПа} \\ &> R_{\text{и}}^A \cdot m_{\text{дл}} \cdot m_{\text{б}} \cdot m_{\text{сл}} \cdot m_{\text{в}} \cdot m_{\text{п}} \\ &= 22,5 \cdot 0,66 \cdot 0,80 \cdot 1,05 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 12,474 \text{ МПа.} \end{aligned}$$

Здесь: $R_{\text{и}}^A = 22,5 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление изгибу древесины 2-го сорта вдоль волокон клееных элементов прямоугольного сечения шириной более 13 см. и высотой менее 50 см, в соответствии с таблицей 3, п.1.в [1];

$m_{\text{б}} = 0,80$ – коэффициент, учитывающий высоту сечения клееной балки в расчетном сечении; в соответствии с таблицей 10 [1], для высоты сечения балки 148,4 см этот коэффициент по интерполяции равен 0,80;

$m_{\text{сл}} = 1,05$ – коэффициент, учитывающий толщину слоев клееной балки, в соответствии с таблицей 11 [1], для толщины слоя 26 мм.

Поскольку напряжения в балке больше, чем расчетное сопротивление древесины изгибу, прочность не обеспечена. Необходимо увеличивать сечение.

Увеличиваем сечение и komponуем его из досок 32×250 до острожки. С учетом припусков на фрезерование боковых поверхностей клееных пакетов 20 мм определяем ширину сечения клееной балки в чистоте $b = 250 - 20 = 230 \text{ мм}$.

Геометрические характеристики поперечного сечения балки:

— Момент сопротивления в расчетном сечении

$$W_x = \frac{b \cdot h_x^2}{6} = \frac{0,23 \cdot 1,484^2}{6} = 84419,81 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3$$

— Момент сопротивления в середине пролета

$$W_{6p} = \frac{b \cdot h_6^2}{6} = \frac{0,23 \cdot 1,69^2}{6} = 109483,83 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3$$

— Момент инерции в середине пролета

$$I = \frac{b \cdot h_6^3}{12} = \frac{0,23 \cdot 1,69^3}{12} = 9251383,92 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4$$

— Момент инерции на опоре

$$I_{\text{оп}} = \frac{b \cdot h_{\text{оп}}^3}{12} = \frac{0,23 \cdot 1,1^3}{12} = 2551083,33 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4$$

— Статический момент сдвигаемой части сечения на опоре

$$S = \frac{b \cdot h_{\text{оп}}^2}{8} = \frac{0,23 \cdot 1,1^2}{8} \cdot 10^{-6} = 34787,5 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3$$

Повторная проверка прочности клееной балки

Проверка прочности по нормальным напряжениям в расчетном сечении:

$$\begin{aligned} \frac{M_x}{W_x} &= \frac{1037649,81}{84419,81 \cdot 10^{-6}} = 12,29 \cdot 10^6 \text{ Па} = 12,29 \text{ МПа} \\ &< R_{\text{и}}^A \cdot m_{\text{дл}} \cdot m_{\text{б}} \cdot m_{\text{сл}} \cdot m_{\text{в}} \cdot m_{\text{п}} = 22,5 \cdot 0,66 \cdot 0,80 \cdot 1,05 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \\ &= 12,47 \text{ МПа.} \end{aligned}$$

Прочность по нормальным напряжениям в расчетном сечении обеспечена с запасом 1,4%.

Проверка по касательным напряжениям на опоре:

$$\begin{aligned} \frac{Q_{\text{max}} \cdot S}{I_{\text{оп}} \cdot b} &= \frac{200289,66 \cdot 34787,5 \cdot 10^{-6}}{2551083,33 \cdot 10^{-8} \cdot 0,23} = 1,19 \cdot 10^6 \text{ Па} = 1,19 \text{ МПа} < \\ &< R_{\text{ск}} = 1,56 \text{ МПа,} \end{aligned}$$

где $R_{\text{ск}} = R_{\text{ск}}^A \cdot m_{\text{дл}} \cdot m_{\text{сл}} \cdot m_{\text{в}} \cdot m_{\text{п}} = 2,25 \cdot 0,66 \cdot 1,05 = 1,56 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление скалыванию вдоль волокон при изгибе клееных элементов, в соответствии с таблицей 3 [1] п. 5.б;

$m_{\text{дл}} = 0,66$ – режим нагружения В по табл. 4 [1].

Прочность по касательным напряжениям на опоре обеспечена с запасом 23,7%.

Проверка на смятие древесины поперек волокон на опоре:

$$\begin{aligned} \frac{Q_{\text{max}}}{A_{\text{оп}}} &= \frac{200289,66}{b \cdot l_{\text{оп}}} = \frac{200289,66}{0,23 \cdot 0,30} = 2,9 \cdot 10^6 \text{ Па} = 2,9 \text{ МПа} < R_{\text{см},90} = \\ &= R_{\text{см},90}^A \cdot m_{\text{дл}} \cdot m_{\text{сл}} \cdot m_{\text{в}} \cdot m_{\text{п}} = 4,5 \cdot 0,66 \cdot 1,05 = 3,12 \text{ МПа,} \end{aligned}$$

где $l_{\text{оп}} = 0,3 \text{ м}$ – принятая длина опорной площадки.

Прочность опорного узла по смятию древесины обеспечена с запасом 7,1%.

Проверка устойчивости плоской формы деформирования

Расчет на устойчивость плоской формы деформирования изгибаемых элементов с линейно меняющейся по длине высотой и постоянной шириной поперечного сечения, не имеющих закреплений из плоскости по растянутой от момента m кромке, следует производить в соответствии с п. 7.14 по формуле:

$$\frac{M_{max}}{\varphi_M \cdot K_{ЖМ} \cdot W_{бр}} < R_{и} \cdot m_{б} \cdot m_{сл} \cdot m_{в} \cdot m_{п},$$

где

$K_{ЖМ} = \beta^{1/2} = \sqrt{\beta}$ – коэффициент, учитывающий переменность сечения балки на длине l_p и отсутствие закреплений по растянутой кромке (см. табл. Е.3 для двускатной балки); здесь β – отношение оснований получившейся трапеции на шаге прогонов 2,2 м; у нас $\beta = \sqrt{\frac{1690 - 0,05 \cdot 2200}{1690}} = \sqrt{0,935} = 0,967$;

φ_M – коэффициент, определяемый по формуле:

$$\varphi_M = 140 \cdot \frac{b^2}{l_p \cdot h} \cdot k_{\phi},$$

где $l_p = 220$ см – расстояние между точками раскрепления сжатой кромки от смещения из плоскости изгиба, за которые приняты точки крепления прогонов (то есть, шаг прогонов);

$b = 23,0$ см – ширина поперечного сечения.

$h = 169,0$ см – максимальная высота поперечного сечения на участке l_p .

$k_{\phi} = 1,03$ – коэффициент, определяется по табл. Е.1 [1] в зависимости от формы эпюры изгибающих моментов на участке l_p . В данном случае на участке $l_p = 2,2$ м эпюра моментов имеет очертание близкое к трапеции:

тогда k_{ϕ} определяется по формуле:

$$k_{\phi} = 1,75 - 0,75\alpha = 1,75 - 0,75 \cdot 0,965 = 1,03,$$

где:

$$\alpha = \frac{M'}{M_{max}} = \frac{1140632,64}{1181708,99} = 0,965$$

M' – изгибающий момент на расстоянии 2,2 м от сечения, где находится M_{max} (то есть от середины балки) или на расстоянии $x_1 = \frac{23,6}{2} - 2,2 = 9,6$ м от опоры. Следовательно, сечение « x » и « x_1 » находятся практически в одном месте и

$$M' = \frac{q_6 \cdot x_1 \cdot (l - x_1)}{2} = \frac{16973,7 \cdot 9,6 \cdot (23,6 - 9,6)}{2} = 1140632,64 \text{ Нм.}$$

$$\varphi_M = 140 \cdot \frac{23,0^2}{220 \cdot 169,0} \cdot 1,03 = 2,05.$$

Поскольку $\varphi_M \cdot \kappa_{\text{ЖМ}} = 2,05 \cdot 0,967 = 1,98 \geq 1,0$ (больше единицы), то устойчивость балки проверять не требуется.

Проверка прогиба балки

Максимальный прогиб определяется по формуле:

$$f = \frac{f_0}{k} \cdot \left[1 + c \cdot \left(\frac{h_6}{L_p} \right)^2 \right],$$

где f_0 – прогиб балки постоянного сечения высотой $h_6 = 1,69$ м при загрузении линейной нагрузкой $q_6^H = 10127,6$ Н/м определяется из выражения:

$$f_0 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_6^H \cdot L_p^4}{E \cdot I} = \frac{5}{384} \cdot \frac{10127,6 \cdot 23,6^4}{10^{10} \cdot 9251383,92 \cdot 10^{-8}} = 0,044 \text{ м.}$$

Коэффициенты k и c принимаются по табл. Е.4 [1] и учитывают соответственно влияние переменной высоты сечения и влияние деформаций сдвига от поперечной силы, определяемые по формулам:

$$\beta = \frac{h_{\text{оп}}}{h_6} \frac{1,100}{1,690} = 0,65;$$

$$k = 0,15 + 0,85 \cdot \beta = 0,15 + 0,85 \cdot 0,65 = 0,7025$$

$$c = 15,4 + 3,8 \cdot \beta = 15,4 + 3,8 \cdot 0,65 = 17,87$$

Следовательно, прогиб балки

$$f = \frac{0,044}{0,7025} \cdot \left[1 + 17,87 \cdot \left(\frac{1,69}{23,6} \right)^2 \right] = 0,068 \text{ м}$$

не превышает предельно допустимого $f_u = \frac{1}{300} \cdot L_p = \frac{23,6}{300} = 0,079$ м, в соответствии с п.3.в, в таблице 19 [2] для клееных балок покрытия $f = 0,068 \text{ м} < f_u = 0,079 \text{ м}$. Таким образом, условие жесткости обеспечено.

Анализ напряженного состояния балки

Напряженное состояние	Коэффициент использования, (запас%)
По нормальным напряжениям:	12,29/12,47=0,986(1,4%)
По устойчивости плоской формы изгиба:	Не требуется
По скалыванию на опоре:	1,19/1,56=0,763(23,7%)
По смятию на опоре:	2,9/3,12= 0,929 (7,6%)
По прогибу:	0,068/0,079=0,86 (14,0%)

Проверки:

$$\frac{M_x}{W_x} = \frac{1037649,81}{84419,81 \cdot 10^{-6}} = 12,29 \cdot 10^6 \text{ Па} = 12,29 \text{ МПа}$$

$$< 12,47 \text{ МПа (Запас 1,5 \%)}.$$

$$\frac{Q_{max} \cdot S}{I_{оп} \cdot b} = \frac{200289,66 \cdot 34787,5 \cdot 10^{-6}}{2551083,33 \cdot 10^{-8} \cdot 0,23} = 1,19 \text{ МПа} < 1,56 \text{ МПа (Запас 1,5 \%)}.$$

$$\frac{Q_{max}}{A_{оп}} = \frac{200289,66}{0,23 \cdot 0,30} = 2,9 \text{ МПа} < 3,12 \text{ МПа (Запас 6\%)}.$$

$$f = \frac{0,044}{0,7025} \cdot \left[1 + 17,87 \cdot \left(\frac{1,69}{23,6} \right)^2 \right] = 0,068 \text{ м} < f_u = 0,09 \text{ м (Запас 24,4\%)}.$$

Такие запасы прочности и жесткости приемлемы. Сечение балки можно считать окончательно сформированным.

Окончательно принятые размеры балки:

длина – 23900 (24000-100)мм;

ширина сечения – 230 (250-20)мм;

высота в середине пролета – 1690 (26*65 слоев) мм;

высота в торцах – 1092,5≈1093мм (при уклоне 1:20);

строительный подъем - 118 мм (1/200).

5. Защита деревянных конструкций от возгорания и гниения

5.1. Общие положения

Для обеспечения длительного срока службы древесины необходимо, в первую очередь, создать такие условия эксплуатации, которые препятствовали бы развитию дереворазрушающих грибов. Этого можно добиться применением следующих конструктивных мероприятий:

- использование сухих лесоматериалов для изготовления конструкций;
- защита деревянных элементов от всех возможных видов воздействия влаги;
- создание условий для быстрого высыхания увлажненной древесины (проветривание, правильный термовлажностный режим хранения и эксплуатации конструкций);
- использование лесоматериалов, не пораженных гнилью.

Как правило, создание благоприятных влажностных условий эксплуатации бывает весьма затруднительным, поэтому требуется прибегать к химическим мерам защиты древесины от гниения, в первую очередь, пропитке антисептическими средствами.

На практике могут применяться водорастворимые антисептики (фтористый натрий, тетрафторборат аммония, кремнефтористый аммоний, комбинированные препараты ХМ-5, ББК-3, ХМБ-444); маслянистые антисептики (применимы ограничено – только для элементов, не контактирующих с эксплуатируемыми человеком помещениями); органорастворимые антисептики (пентахлорфенол, оксидифенил); антисептические пасты (ПАЛ-Ф, ПАФ-ПВА).

Способы антисептирования:

- 1) поверхностное (осуществляется нанесением вещества кистью, краскопультom в два-три приема с перерывом в 1-2 часа);
- 2) глубокая пропитка в горячехолодных ваннах;
- 3) глубокая пропитка автоклавным способом;
- 4) комбинированный способ.

Для защиты древесины от горения могут также применяться конструктивные и химические меры.

Химические меры сводятся к пропитке или окраске элементов специальными веществами, составами и красками – антипиренами. В качестве антипиренов применяют соли аммония или другие вещества, способные при возгорании или сильном нагревании расплавляться, создавая воздухонепроницаемую пленку. Эффективным антипиреном считается фосфорноокислый аммоний.

Поверхностная пропитка осуществляется атмосфероустойчивыми красками-антисептиками СК-Г, СК-ХЭМ.

Для клееных конструкций наиболее целесообразно использовать пентафталевые (ПФ-115), перхлорвиниловые (ХВ-124) эмали, защищающие от увлажнения, гниения и возгорания.

5.2. Защитная обработка принятых конструкций:

- 5.2.1. Доски защитного и рабочего настилов, а также доски прогонов обработать комбинированным составом КСД (ТУ _____), выполнив глубокую пропитку в автоклаве, с последующей сушкой до влажности 20 – 25%;
- 5.2.2. Клееную деревянную балку после тщательного фрезерования поверхностей окрасить в два слоя пентафталевой эмалью ПФ-115 желтого цвета;
- 5.2.3. Все металлические детали окрасить огнезащитной краской _____ по грунтовке _____

Список использованной литературы

1. СП 64.13330.2017 с изменениями №1. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80.
2. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*.
3. Миронов В.Г. Курс конструкций из дерева и пластмасс в рисунках с комментариями: учеб. пособие 2-е изд. переработанное и дополненное / В.Г. Миронов; Нижегород. гос. архитектур.-строит. ун-т. – Н. Новгород: ННГАСУ, 2018. – 143 с.
4. Миронов В.Г. Индустриальные деревянные конструкции: учеб. пособие для вузов / В.Г. Миронов; Нижегород. гос. архитектур.-строит. ун-т. – Н. Новгород: ННГАСУ, 2013. – 104 с.
5. Миронов В.Г. Деревянные конструкции в вопросах и ответах. Расчет элементов цельного, составного и клееного сечений: учеб. пособие / В.Г. Миронов; Нижегород. гос. архитектур.-строит. ун-т. – Н. Новгород: ННГАСУ, 2017. – 95 с.
6. СП 28.13330.2017 "Защита строительных конструкций от коррозии. Актуализированная редакция СНиП 2.03.11-85" (с Изменением № 1).
7. ГОСТ 4028-63 Гвозди строительные с изм. 1 – 3.

Миронов Валерий Геннадьевич
Ермолаев Виталий Викторович
Молева Раиса Ивановна

ПРАКТИЧЕСКОЕ ПРИМЕНЕНИЕ ДЕЙСТВУЮЩИХ НОРМ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ
ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ В ЗДАНИЯХ И СООРУЖЕНИЯХ
С ПРИМЕРОМ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ПОКРЫТИЯ ОДНОПРОЛЕТНОГО КАРКАСНОГО
ЗДАНИЯ ПО КЛЕЕНЫМ ДЕРЕВЯННЫМ БАЛКАМ, СПАРЕННЫМ ПРОГОНАМ
И ДОЩАТОМУ РАБОЧЕМУ НАСТИЛУ

Учебно-методическое пособие

Подписано в печать 19.12.2019г. Формат 60x90 1/8. Бумага газетная. Печать трафаретная.
Уч. изд. л. 3,3. Усл. печ. л. 3,6. Тираж 300 экз. Заказ № _____

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования
«Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет»
603950, Нижний Новгород, ул. Ильинская, 65.
Полиграфцентр ННГАСУ. 603950, Нижний Новгород, Ильинская, 65
<http://www.nngasu.ru>, srec@nngasu.ru