

ПРОЕКТИРОВАНИЕ И СТРОИТЕЛЬСТВО ДОРОГ, МЕТРОПОЛИТЕНОВ
АЭРОДРОМОВ, МОСТОВ И ТРАНСПОРТНЫХ ТОННЕЛЕЙ

Научная статья

УДК 624.21.095.2

<http://doi.org/10.24866/2227-6858/2024-1/113-121>**Оценка работоспособности деревянных элементов
пролетных строений малых автодорожных мостов****Сергей Николаевич Томилов**

Тихоокеанский государственный университет, Хабаровск, Россия

✉ serg_tomilov@mail.ru

Аннотация. Древесина издавна используется как строительный материал, в том числе и при возведении транспортных сооружений. Доступность, простота обработки, а в отдельные исторические периоды и безальтернативность приводили к массовому строительству деревянных мостовых сооружений. В силу особенностей такого природного материала на фоне развития строительной индустрии и все возрастающим требованиям к транспортной инфраструктуре древесина вытесняется из транспортного строительства как материал, однако в настоящее время в эксплуатации находится достаточно заметное количество автодорожных мостов с деревянными несущими элементами, запроектированных и построенных в предшествующие периоды. Кроме того, действующие в настоящее время нормы допускают применение древесины в мостостроении, что в отдельных случаях целесообразно и находит свою реализацию. Таким образом, в процессе содержания существующих и вновь построенных мостов с деревянными конструктивными элементами актуальным является вопрос оценки их потребительских свойств, в частности грузоподъемности, что необходимо в назначении режимов эксплуатации, принятия решений о межремонтных периодах и назначении уровня ремонтного воздействия. Целью настоящего исследования является оценка работоспособности деревянных несущих элементов пролетных строений эксплуатируемых мостов на основе фактических данных о состоянии древесины, получаемых визуально при обследовании объектов.

Ключевые слова: мост, пролетное строение, прогоны, поперечины, древесина, класс прочности, временная нагрузка

Для цитирования: Томилов С.Н. Оценка работоспособности деревянных элементов пролетных строений малых автодорожных мостов // Вестник Инженерной школы Дальневосточного федерального университета. 2024. № 1(58). С. 113–121.

DESIGN AND CONSTRUCTION OF ROADS AND SUBWAYS,
AIRFIELDS, BRIDGES AND TRANSPORT TUNNELS

Original article

**Evaluation of wooden elements operabilit spans
of short length road bridges****Sergey N. Tomilov**

Pacific National University, Khabarovsk, Russia

✉ serg_tomilov@mail.ru

Abstract. Wood has long been used as a building material, including during the construction of transport structures. Accessibility, ease of processing, and in certain historical periods and lack of alternatives led to the mass construction of wooden bridge structures. Due to the peculiarities of such natural material, against the background of the development of the construction industry and the increasing requirements for transport infrastructure, wood is being displaced from transport construction as a material, but at present there are a

fairly noticeable number of road bridges with wooden load-bearing elements designed and built in previous periods. In addition, the current norms allow the use of wood in bridge construction, which in some cases is advisable and finds its implementation. Thus, in the process of maintaining existing and newly built bridges with wooden structural elements, the issue of assessing their consumer properties, in particular lifting capacity, is relevant, which is necessary in the purpose of operating modes, making decisions on inter-repair periods and the purpose of the level of repair impact. The purpose of this study is to assess the operability of the wooden load-carrying elements of the span structures of the bridges in operation based on the actual data on the state of wood, obtained visually during the inspection of objects.

Keywords: bridge, span, log beam, crossbeams, wood, strength class, time load

For citation: Tomilov S.N. Evaluation of wooden elements operability spans of short length road bridges. *FEFU: School of Engineering Bulletin*. 2024, no. 1(58), pp. 113–121. (In Russ.).

Введение

Древесина как природный возобновляемый ресурс [1, 2] в качестве строительного материала обладает как положительными, так и отрицательными качествами:

- являясь естественным природным материалом, несет минимальный вред экологии при строительстве, эксплуатации и утилизации [1, 3];
- относительно доступна обработке, транспортировке, монтажу и демонтажу;
- обладает достаточной прочностью для несущих элементов конструкций;
- цельные деревянные элементы ограничены по длине, что вызывает необходимость усложнять их конструкции для обеспечения размеров, превышающих естественные [4].
- как биологический материал древесина подвержена механическому воздействию насекомых, грибковым заболеваниям и загниванию [5, 6].

Сравнительный анализ свойств древесины в зависимости от конкретных мест и условий дает обоснование для ее применения в сравнении с более прочными и долговечными сталью и железобетоном. Отметим, что территории с недостаточно развитой транспортной и промышленной инфраструктурой, богатые лесом, находящиеся в суровых климатических условиях, способствующих большей сохранности древесины, являются конкурентными для использования древесины в транспортном строительстве.

Усиление позиций древесины как строительного материала производится путем химических методов ее консервации, создания композитных структур с применением эпоксидных компаундов [2, 7]. Но при очевидных преимуществах этих технологий увеличивается негативный экологический фактор, повышаются стоимость и трудоемкость, а в отдельных местах недоступность подобных технологий. В настоящей статье рассматриваем опыт применения природной, без каких-либо обработок древесины, более доступной и экологически приемлемой.

Конструктивные решения деревянных пролетных строений, обеспечивающих перекрытие расстояния между опорами, ограничиваются длиной отдельных бревен (прогонов) в пределах 6–9 м, да и прочность одинарные (разбросные) прогоны порой не обеспечивали, и приходилось конструировать многоярусные сложные и составные прогоны [4]. При необходимости перекрытия более значительных длин пролетов создавались сложные и трудоемкие ригельно-подкосные системы, дощато-гвоздевые и фермы Гау-Журавского, что на рубеже XIX–XX веков и двух третей XX века решало вопрос транспортного строительства при ограниченных возможностях использования стали и железобетона. В новейшей истории в главных несущих конструкциях для перекрытия пролетов мостов древесина уже не применяется, но зачастую актуальна в качестве поперечных элементов и поддерживаемых ими конструкций мостового полотна.

На дорогах территориального и местного значения в классе малых конструктивных форм экономически эффективной, технологически целесообразной оказалась конструкция пролетного строения, сочетающая стальные двутавровые главные балки, опирающиеся на них деревянные поперечные балки (поперечины), деревянные настилы и прочие элементы мостового полотна (рис. 1). Такая компоновка наиболее приемлема с прокатными двутавровыми балками, поставляемыми длиной до 12 м, деревянными поперечинами в виде брусьев или

окантованных бревен, длина лесоматериала для которых обеспечена. Далее рассмотрим и оценим именно поперечины как деревянные ответственные несущие элементы представленной компоновки пролетного строения.

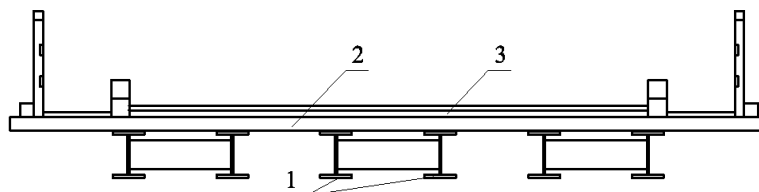


Рис. 1. Поперечное сечение дерево-металлического пролетного сечения:
1 – стальные главные балки; 2 – деревянные поперечины; 3 – деревянные настилы

Fig. 1. Cross-section of the span of the bridge made of wood and metal:

1 – steel main beams; 2 – cross wood beams; 3 – wood covering

Методика исследования

Особенностью рассматриваемого пролетного строения (рис. 1) является его состав из двух существенно различных материалов – стали и древесины. Так как долговечность стальных балок значительно превышает аналогичный показатель древесины, то, во-первых, следует отметить рациональную компоновку с верхним расположением менее долговечных элементов, а во-вторых, встает вопрос о первоочередной оценке работоспособности деревянных элементов.

Работоспособность эксплуатируемых деревянных элементов пролетных строений можно оценить, выполнив анализ соблюдения предельного неравенства в зависимости от свойств материала и параметров внешнего воздействия (нагрузки) [8, 9], которое для изгибаемого элемента может быть представлено условием прочности:

$$\frac{M}{I} y \leq R_{db}, \tag{1}$$

где M – расчетный изгибающий момент как параметр внешнего воздействия; I – осевой момент инерции как геометрическая характеристика сечения; y – ордината наиболее напряженной части сечения; R_{db} – расчетное сопротивление как параметр прочности материала.

Расчетный изгибающий момент M как фактор внешнего воздействия пропорционален величине нагрузки и содержит коэффициенты запаса, обеспечивающие нижний предел неравенства (1), в то время как расчетное сопротивление материала R_{db} по отношению к его нормативному значению определит верхний предел данного неравенства.

Вначале рассмотрим обеспеченность выполнения неравенства (1) его левой частью, а именно проектными временными вертикальными нагрузками. В конструкции дерево-металлического пролетного строения (рис. 1) наиболее ответственными деревянными несущими элементами являются поперечины, опирающиеся на стальные главные балки и перекрывающие расстояние между ними, при этом воздействие внешней нагрузки представляется локальным давлением колес транспортных средств. Для временных вертикальных нагрузок коэффициентами запаса в разные годы проектирования являлись: коэффициент перегрузки n (впоследствии коэффициент надежности по нагрузке γ_f), динамический коэффициент $(1+\mu)$, коэффициент надежности по ответственности γ_n . Для малых мостов $\gamma_n=1$, а значения коэффициентов $(1+\mu)$, n или γ_f применительно к расчету поперечин как части мостового полотна принимались по нормам различных периодов (табл. 1).

Давать оценку нижнего предела работоспособности деревянного конструктивного элемента по (1) можно относительно расчетных коэффициентов года проектирования и строительства моста (см. табл. 1), однако текущие параметры грузоподъемности более корректно будет оценивать, опираясь на актуальный норматив, которым в настоящее время является

ОДМ 218.4.025-2016⁴. Например, запас по локальному осевому воздействию временной нагрузки характеризуется произведением коэффициентов γ_f и $(1+\mu)$, что численно выразится как $k_{AK} = 1,5$ для тележки АК и эталонного автомобиля ЭНз и $k_{HK} = 1,3$ для тележки НК (см. табл. 1).

Для верхней границы предельного неравенства (1) определяющим фактором будет показатель прочности материала, установленный на момент обследования по отношению к проектному. По нормам ОДМ 218.4.025-2016¹ расчетное сопротивление древесины лиственницы при изгибе брусьев и окантованных бревен принято как $R_{db} = 16,4$ МПа, что будем считать отправным показателем в сравнении с прочностью, устанавливаемой при обследовании эксплуатируемых конструкций.

При невозможности лабораторного или полевого инструментального определения прочности древесины в эксплуатируемых конструкциях нормами СП 35.13330.2011⁵ допускается визуальная оценка с установлением класса прочности [10] по ГОСТ 33080-2014⁶.

Таблица / Table 1

Расчетные коэффициенты к временным нагрузкам для деревянных мостов по нормам разных периодов

Design factors to time loads for wooden bridges according to the norms of different periods

Норматив, период действия	Временная вертикальная нагрузка		Коэффициенты $(1+\mu)$, n или γ_f
	Наименование нагрузки	Нормативная нагрузка на ось	
СН 200-62 ⁷ 1962–1985	Н-10, Н-13	9,5 тс = 93,2 кН	$n = 1,4; (1+\mu)=1,0$
	НГ-60	-	$n = 1,1; (1+\mu)=1,0$
СНиП 2.05.03-84* ⁸ 1986–2011	А11 (тележка)	11 тс = 107,9 кН	$\gamma_f = 1,5; (1+\mu)=1,0$
	НК-80	20 тс = 196,2 кН	$\gamma_f = 1,0; (1+\mu)=1,3$
СП 35.13330.2011 ² с 2011	А11 (тележка)	110 кН	$\gamma_f = 1,5; (1+\mu)=1,0$
	Н11	198 кН	$\gamma_f = 1,1; (1+\mu)=1,0$
ОДМ 218.4.025–2016 ¹ с 2016	АК (тележка), ЭНз НК	По расчету грузоподъемности	$\gamma_f = 1,5; (1+\mu)=1,0$
			$\gamma_f = 1,0; (1+\mu)=1,3$

В соответствии с ГОСТ 8486-86⁹ древесина подразделяется на четыре сорта, для строительных конструкций допускаются только первые три. ГОСТ 33080-2014³ увязывает класс прочности и сорт, соответствующий определенной степени развития пороков древесины, устанавливаемой при обследовании сооружения (табл. 2).

В дополнение к описанию допустимых пороков (см. табл. 2) отметим, что третьему сорту будут соответствовать и пластевые трещины развитием не более 1/3 глубины сечения деревянного элемента, а гниль любого вида (пестрая ситовая, бурая трещиноватая, белая волокнистая, твердая и мягкая заболонная, наружная трухлявая) даже для древесины третьего сорта не допускается.

⁴ Отраслевой дорожный методический документ. ОДМ 218.4.025-2016. Рекомендации по определению грузоподъемности эксплуатируемых мостовых сооружений на автомобильных дорогах общего пользования. Общая часть / Федеральное дорожное агентство (РОСАВТОДОР). М., 2016.

⁵ Свод правил. СП 35.13330.2011. Мосты и трубы. Актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84* (с Изменениями № 1, 2) / ОАО ЦНИИС. М.: Стандартинформ, 2019.

⁶ ГОСТ 33080-2014. Конструкции деревянные. Классы прочности конструкционных пиломатериалов и методы их определения / Межгосударственный стандарт. М.: Стандартинформ, 2015. 14 с.

⁷ Технические условия проектирования железнодорожных, автодорожных и городских мостов и труб. СН 200-62 / Государственный комитет Совета министров СССР по делам строительства. М.: Трансжелдориздат, 1962. 328 с.

⁸ Строительные нормы и правила. СНиП 2.05.03-84*. Мосты и трубы / Минстрой России. М.: ГП ЦПП, 1986. 214 с.

⁹ ГОСТ 8486-86. Пиломатериалы хвойных пород. Технические условия (с Изменениями № 1, 2, 3) / Межгосударственный стандарт. М.: Стандартинформ, 2007. 8 с.

Таблица / Table 2

Соотношение сорта, класса прочности и видимых пороков древесины
Ratio of grade, strength class and visible wood defects

Пороки по ГОСТ 8486-86 ⁶	Сорт и класс прочности по ГОСТ 33080-2014 ³		
	C27, 1 сорт	C24, 2 сорт	C16, 3 сорт
Грибные ядровые пятна	Допустимо площадью до		Допустимо
	10%	20%	
Заболонные грибные окраски и плесень	Допустимо площадью до		
	10%	20%	50%

При нормативном сопротивлении древесины класса прочности C16 $R^H = 16$ МПа и коэффициенте надежности по материалу при изгибе $\gamma_m = 1,2$ по СП 64.13330.2017¹⁰ расчетное сопротивление составит $R^P = R^H / \gamma_m = 16/1,2 = 13,3$ МПа, что несколько меньше нормируемого ОДМ 218.4.025-2016¹ для лиственницы $R_{db} = 16,4$ МПа. Если при визуальном обследовании будет установлено соответствие древесины третьему сорту, правая сторона предельного неравенства (1) будет иметь коэффициент запаса $k_m = 13,3/16,4 = 0,81$, а итоговый диапазон работоспособности деревянных поперечин в пролетном строении определится произведением коэффициентов запаса по нагрузке и материалу (табл. 3).

Таблица / Table 3

Резерв сохранения работоспособности деревянных поперечин с повреждениями, допустимыми для класса прочности C16

Reserve of cross wood beams serviceability with damages, permissible for strength class S16

Норматив, период действия	Временная нагрузка	Общий коэффициент запаса по нагрузке	Коэффициент запаса по материалу k_m	Итоговый коэффициент запаса $k_{итог}$
СН 200-62 ⁴ 1962–1985	Н-10, Н-13 НГ-60	1,4·1,0 = 1,4	0,81	1,4·0,81 = 1,13
		1,1·1,0 = 1,1		1,1·0,81 = 0,89
СНиП 2.05.03-84* ⁵ 1986–2011	А11 (тележка) НК-80	1,5·1,0 = 1,5		1,5·0,81 = 1,22
		1,0·1,3 = 1,3		1,3·0,81 = 1,05
СП 35.13330.2011 ² с 2011	А11 (тележка) Н11	1,5·1,0 = 1,5		1,5·0,81 = 1,22
		1,1·1,0 = 1,1		1,1·0,81 = 0,89
ОДМ 218.4.025-2016 ¹ с 2016	АК (тележка), ЭН ₃	1,5·1,0 = 1,5		1,5·0,81 = 1,22
		1,0·1,3 = 1,3		1,3·0,81 = 1,05

Таким образом, при сохранении целостности, обеспеченности геометрических форм деревянных элементов и при $k_{итог} \geq 1$ следует вывод об обеспеченности несущей способности на соответствующую нагрузку относительно норм периода строительства моста с запасом $(k_{итог} - 1) \cdot 100$ %. При необходимости оценки конструкций относительно современных норм следует принимать параметры запаса и правила расчета грузоподъемности в соответствии с положениями ОДМ 218.4.025-2016¹ (см. табл. 3).

Общие коэффициенты запаса по нагрузке (см. табл. 3) представлены как произведение коэффициентов γ_f и $(1+\mu)$, соответствующие нормам проектирования разных лет (см. табл. 1), а в итоговом коэффициенте запаса $k_{итог}$ учтен коэффициент запаса по материалу k_m . При итоговом коэффициенте менее единицы, следует вывод о необеспеченности прочности древесины класса C16 и необходимости введения эксплуатационных ограничений. Если состояние древесины исследуемого элемента позволит отнести ее ко второму сорту и классу прочности C24 (см. табл. 2), то в соответствии с СП 64.13330.2017⁷ $R^P = R^H / \gamma_m = 24/1,2 = 20,0$ МПа, что превышает нормируемое ОДМ 218.4.025-2016¹ расчетное сопротивление лиственницы

¹⁰Свод правил. СП 64.13330.2017. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80 (с Изменениями № 1, 2) / ОАО ЦНИИС. М.: Стандартинформ, 2017. 97 с.

$R_{db} = 16,4$ МПа. Учитывая, что назначать большее, чем определено нормами расчета грузоподъемности, не следует, принимаем $R^p = R_{db}$ и коэффициент запаса по материалу $k_m = 1,0$.

Что касается наличия очагов загнивания деревянного элемента, которые недопустимы даже для третьего сорта, при оценке работоспособности таких элементов следует из расчетного сечения исключать пораженную часть. В таком случае необходима оценка допустимого снижения «живого» сечения изгибаемого деревянного элемента в пределах, установленных коэффициентами запаса (см. табл. 3). Основным критерием при этом можно считать осевой момент инерции, как пропорционально влияющий на предельное неравенство первого предельного состояния (1). Характерными сечениями для деревянных поперечин являются прямоугольное (брус) и окантованное бревно (рис. 2).

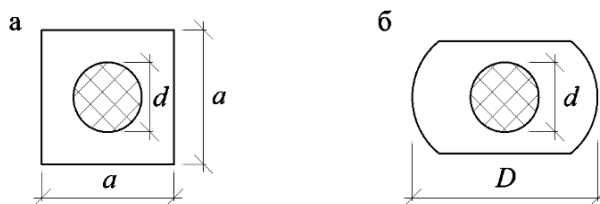


Рис. 2. Характерное поражение загниванием ядровой части деревянных поперечин: а – брус; б – окантованное бревно

Fig. 2. Characteristic damage by decay of the central part of wooden cross beams: а – bar; б – edged log

При симметричном расположении пораженной части сечения (рис. 2) момент инерции оставшейся части $I_{\text{нетто}}$ определится как разница между моментами инерции начальной $I_{\text{брутто}}$ и пораженной $I_{\text{пор}}$: $I_{\text{нетто}} = I_{\text{брутто}} - I_{\text{пор}}$ частей. Определим допустимую величину $I_{\text{пор}}$ в пределах установленного (см. табл. 3) запаса и увяжем результат с размером площади пораженной части сечения, как параметром, измеряемым при обследовании.

При итоговом коэффициенте запаса $k_{\text{итог}}$ (табл. 3) больше единицы и представлении его как $k = k_{\text{итог}} - 1$, $I_{\text{пор}} = k \cdot I_{\text{брутто}}$, а для сечения бруса (рис. 2, а) $I_{\text{брутто}} = a^4/12 = 0,0833 \cdot a^4$ и момент инерции пораженной части сечения

$$I_{\text{пор}} = k \cdot 0,0833 \cdot a^4 = \frac{\pi \cdot d^4}{64}, \tag{2}$$

откуда диаметр пораженной части

$$d = \sqrt[4]{\frac{k \cdot 0,0833 \cdot 64 \cdot a^4}{\pi}} = 1,141 \cdot a \cdot k^{0,25} \tag{3}$$

и площадь допустимой потери сечения

$$A_{\text{пор}} = \frac{\pi \cdot d^2}{4} = \frac{\pi \cdot 1,141^2 \cdot a^2 \cdot k^{0,5}}{4} = 1,022 \cdot a^2 \cdot k^{0,5}. \tag{4}$$

При начальной площади сечения $A_{\text{брутто}} = a^2$ допустимая площадь потери сечения как часть начальной составит

$$A_{\text{пор, \%}} = \frac{A_{\text{пор}}}{A_{\text{брутто}}} 100 = \frac{1,022 \cdot a^2 \cdot k^{0,5}}{a^2} 100 = 102,2 \cdot k^{0,5} \%. \tag{5}$$

Для сечения окантованного бревна (рис. 2, б) со стеской в половину диаметра начальный момент инерции $I_{\text{брутто}} = 0,0395 \cdot D^4$ и момент инерции пораженной части сечения

$$I_{\text{пор}} = k \cdot 0,0395 \cdot D^4 = \frac{\pi \cdot d^4}{64}, \tag{6}$$

откуда диаметр пораженной части

$$d = \sqrt[4]{\frac{k \cdot 0,0395 \cdot 64 \cdot D^4}{\pi}} = 0,947 \cdot D \cdot k^{0,25} \quad (7)$$

и площадь допустимой потери сечения

$$A_{\text{пор}} = \frac{\pi \cdot d^2}{4} = \frac{\pi \cdot 0,947^2 \cdot D^2 \cdot k^{0,5}}{4} = 0,704 \cdot D^2 \cdot k^{0,5} \quad (8)$$

При начальной площади сечения $A_{\text{брутто}} = 0,7401 \cdot D^2$ допустимая площадь потери сечения как часть начальной составит

$$A_{\text{пор, \%}} = \frac{A_{\text{пор}}}{A_{\text{брутто}}} 100 = \frac{0,704 \cdot D^2 \cdot k^{0,5}}{0,7401 \cdot D^2} 100 = 95,1 \cdot k^{0,5} \% \quad (9)$$

Выражения (5) и (9) позволяют оценить допустимую степень поражения загниванием площади сечения в пределах имеющегося запаса относительно норм и нагрузок года проектирования объекта.

Например, для мостового сооружения, запроектированного по СНиП 2.05.03-84*⁵ и древесиной поперечин, соответствующей классу прочности С16 (см. табл. 3) $k_{\text{итог, A11}} = 1,22$; $k_{\text{итог, НК-80}} = 1,05$; $k_{A11} = 0,22$; $k_{\text{НК-80}} = 0,05$ и для поперечин в виде окантованного бревна, допустимая площадь поражения загниванием относительно начальной для сохранения работоспособности на восприятие нагрузки от тележки А11 по (9) равна

$$A_{\text{пор, A11, \%}} = 95,1 \cdot k^{0,5} = 95,1 \cdot 0,22^{0,5} = 44,6 \% \quad (10)$$

а при воздействии осей тележки тяжелой единичной нагрузки НК-80 –

$$A_{\text{пор, A11, \%}} = 95,1 \cdot k^{0,5} = 95,1 \cdot 0,05^{0,5} = 21,3 \% \quad (11)$$

Уточним, что подсчитанная в (10) и (11) степень поражения сечения поперечины соответствует нижнему пределу работоспособности при полностью исчерпанном ее резерве.

Все изложенное выше ориентировано на оценку работоспособности несущих деревянных элементов, расположенных выше главных конструкций, перекрывающих пролет, т. е. поперечин, а также дощатых настилов, если их считать несущими. Такое замечание связано с тем, что для главных несущих конструкций в виде стальных балок применяются другие коэффициенты n , γ_f , $(1+\mu)$, отличные от принятых к расчету поперечин и прочих элементов мостового полотна (табл. 1). А то, что в малых конструктивных формах с применением деревянных элементов в настоящее время главные балки – стальные (см. рис. 1), подтверждает обзор автодорожных мостов, включающих деревянные элементы, обследованных автором в Северо-Восточном регионе России в период с 1993 по 2018 г. (табл. 4).

Таблица / Table 4

**Мосты с деревянными несущими элементами, обследованные автором
в период с 1993 по 2018 г.**

Bridges with wooden load-bearing elements, examined by the author between 1993 and 2018

Количество обследованных мостов, шт.	Главные несущие конструкции пролетных строений	Деревянные элементы, поддерживающие мостовое полотно	Годы постройки
11	Дерево-металлические фермы Гау–Журавского	Поперечины, разбросные прогоны, нижний и верхний настилы	1953–1975
12	Деревянные составные или сложные прогоны	Поперечины, нижний и верхний настилы	1951–1975
23	Деревянные разбросные прогоны	Поперечный (косой) нижний и верхний настилы	1940–1973
20	Стальные двутавровые балки	Поперечины, нижний и верхний настилы	1971–2018

Из всех обследованных автодорожные мосты полностью деревянные или с деревянными элементами главных несущих конструкций после 1975 г. не строились (табл. 4). А третья часть обследованных мостов представлена пролетными строениями с главными стальными балками и деревянным верхним строением, возведение их датируется с 1971 г. по настоящее время, и эксплуатация таких конструкций продолжается.

Заключение

1. Древесина по-прежнему остается востребованным и конкурентным материалом для строительства, как правило, малых автодорожных мостов.
2. Применение древесины целесообразно в верхнем строении пролетных строений в качестве поперечин, настилов и других элементов мостового полотна.
3. При обследовании эксплуатируемых мостов возможна визуальная оценка характера и глубины повреждений древесины.
4. При оценке грибковых окрасок и трещин можно отнести древесину к определенному сорту и классу прочности и выполнить расчет пределов работоспособности несущего элемента в увязке с коэффициентами запаса по нагрузке и нормами периода строительства объекта.
5. Замеренная при обследовании величина поражения части сечения деревянного элемента загниванием оценивается относительно этой величины в пределах границ работоспособности элемента.

СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. Лицингер Ю.К., Клевко В.И. Использование деревянных мостов малых пролетов в городских условия // Модернизация и научные исследования в транспортном комплексе. 2022. Т. 1. С. 349–351. EDN: PDOHMV
2. Свиринов К.А. Зарубежные пешеходные мосты из деревянных клееных конструкций // Молодой ученый. 2020. № 19(309). С. 66–72. EDN: XVDUII
3. Wimmers G. Wood: a construction material for tall buildings // Nature Reviews Materials. 2017. № 2(12). Art. 17051. <https://doi.org/10.1038/natrevmats.2017.51>
4. Уткин В.А., Матвеев С.А. Особенности проектирования деревянных мостов автомобильных лесовозных дорог // Известия высших учебных заведений. Лесной журнал. 2023. № 1(391). С. 126–152. <https://doi.org/10.37482/0536-1036-2023-1-126-152>
5. Ślószarz S. Strengthening of the wooden structures // Budownictwo i Architektura. 2020. Vol. 18, № 3. P. 017–028. <https://doi.org/10.35784/bud-arch.561>
6. Soloviev V.A., Chubinsky M.A., Chubinsky A.N., Varankina G.S., Artemenkov A.M. The decay resistance and durability of wood and wood products from larch (LARIX SIBIRICA) // Mycology and Phytopathology. 2019. Vol. 53, № 3. P. 156–161. <https://doi.org/10.1134/S0026364819030061>
7. Погорельцев А.А., Пятикрестовский К.П. Дальнейшее развитие и совершенствование норм проектирования конструкций из древесины // Промышленное и гражданское строительство. 2019. № 3. С. 35–41. <https://doi.org/10.33622/0869-7019.2019.03.35-41>
8. Валиев Ш.Н., Васильев А.И. Оценка параметрической надежности мостовых сооружений // Транспортное строительство. 2022. № 2. С. 4–6. EDN: TLWEZH
9. Шестовицкий Д.А. Обоснование надёжности и сроков службы проектируемых мостов // Дороги и мосты. 2021. № 2(46). С. 203–227. EDN: IAJNYA
10. Петрова Т.М., Беленцов Ю.А., Лейкин А.П., Тихонов Ю.М. Особенности проектирования и контроля качества деревянных конструкций с учетом класса древесины по прочности // Вестник гражданских инженеров. 2020. № 6(83). С. 156–159. <https://doi.org/10.23968/1999-5571-2020-17-6-156-159>

REFERENCES

1. Litsinger J.K., Kleveko V.I. Use of wooden bridges of small spans in urban conditions. *Modernization and scientific research in the transport complex*, 2022, vol. 1, pp. 349–351. (In Russ.).

2. Svirin K.A. Foreign pedestrian bridges made of wooden glued structures. *Young scientist*, 2020, no. 19(309), pp. 66–72. (In Russ.).
3. Wimmers G. Wood: a construction material for tall buildings. *Nature Reviews Materials*, 2017, no. 2(12), art. 17051. <https://doi.org/10.1038/natrevmats.2017.51>
4. Utkin V.A., Matveev S.A. Features of designing wooden bridges of the forest complex. *Russian forestry journal*, 2023, no. 1(391), pp. 126–152. (In Russ.). <https://doi.org/10.37482/0536-1036-2023-1-126-152>
5. Ślósarz S. Strengthening of the wooden structures. *Budownictwo i Architektura*, 2020, vol. 18, no. 3, pp. 017–028. <https://doi.org/10.35784/bud-arch.561>
6. Soloviev V.A., Chubinsky M.A., Chubinsky A.N., Varankina G.S., Artemenkov A.M. The decay resistance and durability of wood and wood products from larch (*LARIX SIBIRICA*). *Mycology and Phytopathology*, 2019, vol. 53, no. 3, pp. 156–161. <https://doi.org/10.1134/S0026364819030061>
7. Pogoreltsev A.A., Pyatikrestovsky K.P. Further development and improvement of design standards for wood structures. *Industrial and civil construction*, 2019, no. 3, pp. 35–41. (In Russ.). <https://doi.org/10.33622/0869-7019.2019.03.35-41>
8. Valiev Sh.N., Vasiliev A.I. Assessment of parametric reliability of bridge structures. *Transport construction*, 2022, no. 2, pp. 4–6. (In Russ.).
9. Shestovitsky D.A. Justification of reliability and service life of the designed bridges. *Roads and bridges*, 2021, no. 2(46), pp. 203–227. (In Russ.).
10. Petrova T.M., Belentsov Yu.A., Leikin A.P., Tikhonov Yu.M. Features of design and quality control of wooden structures taking into account the strength class of wood. *Bulletin of Civil Engineers*, 2020, no. 6(83), pp. 156–159. (In Russ.). <https://doi.org/10.23968/1999-5571-2020-17-6-156-159>

Информация об авторах

Томилов Сергей Николаевич – кандидат технических наук, доцент, Тихоокеанский государственный университет (Хабаровск, Россия), serg_tomilov@mail.ru

Information about the authors

Sergey N. Tomilov, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Pacific National University (Khabarovsk, Russia), serg_tomilov@mail.ru

Вклад автора

С.Н. Томилов подтверждает ответственность за следующее: разработка концепции и дизайна исследования, обзор данных, анализ и интерпретация результатов, подготовка и редактирование текста.

Contribution of the author

S.N. Tomilov confirms responsibility for the following: development of the concept and design of the study, data review, analysis and interpretation of the results, preparation and editing of the text.

Конфликт интересов

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Conflict of interest

The authors declare no conflict of interest.

Информация о статье

Статья поступила в редакцию 23.01.2024; одобрена после рецензирования 02.02.2024; принята к публикации 15.03.2024.

Information about the article

The article was submitted: January 23, 2024; approved after reviewing: February 2, 2024; accepted for publication March 15, 2024.