

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

ENGINEERING AND CONSTRUCTION OF ROADS, SUBWAYS, AIRDROMES, AND TUNNELS

Вестник Томского государственного
архитектурно-строительного университета.
2023. Т. 25. № 6. С. 169–182.

ISSN 1607-1859 (для печатной версии)
ISSN 2310-0044 (для электронной версии)

Vestnik Tomskogo gosudarstvennogo
arkhitekturno-stroitel'nogo universiteta –
Journal of Construction and Architecture.
2023; 25 (6): 169–182.
Print ISSN 1607-1859
Online ISSN 2310-0044

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ

УДК 624.21.09.042.8

DOI: 10.31675/1607-1859-2023-25-6-169-182

EDN: YDJOWA

ПРОГНОЗИРОВАНИЕ НАДЕЖНОСТИ БИСТАЛЬНЫХ БАЛОК ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ МОСТОВ

Андрей Владимирович Картопольцев
ООО «ДИАМОС», г. Томск, Россия

Аннотация. *Актуальность.* Современный уровень научно-технического прогресса позволяет создавать пролетные строения мостов из сталей различной прочности, обладающих высокой экономичностью и надежностью.

Процесс создания и эксплуатации мостов с бистальными (гибридными) пролетными строениями включает в себя различные этапы (от проектирования до эксплуатации), обеспечивающие необходимый уровень надежности. Таким образом, в результате проектирования, изготовления и строительства мостов с такими пролетными строениями формируется уровень надежности, который проявляется в процессе эксплуатации.

Цель. На основе предельных состояний для бистальных балок определить критерии безотказной работы за заданный срок службы, описать и сформировать некий целесообразный уровень надежности.

Результаты. С использованием вероятностных подходов и случайной природы нагружения рассмотрен способ оценки риска появления отказов в безопасной работе конструкции в зависимости от механизма взаимодействия элементов в сечении бистальных балок в процессе нагружения. Обсуждаются вопросы безопасности, риска, уровня надежности и живучести бистальных балок пролетных строений мостов.

Ключевые слова: мост, пролетные строения, бистальные балки, высокопрочные стали, надежность, отказы, безопасность

Для цитирования: Картопольцев А.В. Прогнозирование надежности бистальных балок пролетных строений мостов // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2023. Т. 25. № 6. С. 169–182. DOI: 10.31675/1607-1859-2023-25-6-169-182. EDN: YDJOWA

ORIGINAL ARTICLE

RELIABILITY PREDICTION OF BRIDGE BISTEEL BEAMS

Andrei V. Kartopoltsev

ООО “DIAMOS”, Tomsk, Russia

Abstract. The scientific and technological progress makes it possible to create steel beams of various strength with high efficiency and reliability.

Purpose: The bridge construction and operation with bisteel (hybrid) beams include various stages of design to operation, providing the required level of reliability. As a result of design, manufacture and construction of bridges with such superstructures, the reliability is predicted, which manifests itself during the operation.

Research findings: The article determines the criteria for trouble-free operation for a given service life, describes and predicts the reliability level based on the limit state of bisteel beams. Using probabilistic approaches and the random nature of loading, the risk of failure is considered in safe operation of the structure, depending on the interaction between elements in the cross section of bisteel beams under loading. The issues of safety, risk, reliability, and survivability of bisteel beams are discussed.

Keywords: bridge, superstructures, bisteel beam, high-strength steels, reliability, failure, safety

For citation: Kartopoltsev A.V. Reliability prediction of bridge bisteel beams. Vestnik Tomskogo gosudarstvennogo arkhitekturno-stroitel'nogo universiteta – Journal of Construction and Architecture. 2023; 25 (6): 169–182. DOI: 10.31675/1607-1859-2023-25-6-169-182. EDN: YDJOWA

Отечественные нормы и правила в мостостроении являются более прогрессивными и обоснованными по сравнению с зарубежными, т. к. допускают в бистальных балках не только развитие пластических деформаций, но и регулирование их для повышения надежности конструкций пролетного строения, делая тем самым процесс прогнозирования надежности объективным и устойчивым.

Распространение упругопластических деформаций при длительном нагружении в течение нормативного срока эксплуатации способствует сохранению требуемых параметров надежности сооружения. Следует отметить, что при оценке надежности моностальных и бистальных несущих элементов пролетных строений мостов величина ограниченной пластической деформации в условиях динамических нагрузок составляет $\cong 0,1\%$, что практически в два раза меньше аналогичных деформаций при статическом нагружении [1]. Также учёт пластических деформаций в бистальных балках при прогнозировании надежности позволяет рассматривать проявления прочностных свойств сталей в сечении несущих балок пролетных строений с использованием коэффициента эффективности материала [2]. При пластической деформации $\varepsilon_{пл} = 0,006$ коэффициент эффективности работы стали равен 0,642, а при $\varepsilon_{пл} = 0,01$ ко-

коэффициент равен 0,71. Таким образом, пластические деформации в размере 0,0004 повышают эффективность использования стали в сечении на 10 %. В этом случае целесообразно вариант прогнозирования надежности из условия воздействия предельной (разрушающей), а в отдельных случаях резонансной нагрузки рассматривать функцией средней величины предела текучести стали элементов бистальных балок [3].

Для моностальных и бистальных конструкций балок возможны два гарантированных случая по условиям прочности: вертикальная стенка двутаврового сечения в контакте у нижнего пояса достигает предела текучести, нижний пояс при этом испытывает упругие деформации $R_{st} = \sigma_T^{st} < R_n$. Стенка и нижний пояс испытывают ограниченные пластические деформации при условии $R_{st} < \sigma_T^{st}$; $\sigma_n^H \geq R_n = \sigma_T^n$. Гарантированный предел текучести стали для обоих элементов бистальных балок при оценке надежности подчиняется закону распределения:

$$R_T = R_y - \gamma \cdot S, \quad (1)$$

где R_y – основное расчетное сопротивление стали, равное $R_{yn} \frac{1}{\gamma_m} \frac{1}{\gamma_n}$; γ – коэффициент безопасности; S – дисперсия величины среднего предела текучести стали в сечении; R_{yn} – расчетное сопротивление стали пояса в зависимости от упругопластического состояния; $\frac{1}{\gamma_m}$ – коэффициент рассеяния надежности материала; $\frac{1}{\gamma_n}$ – коэффициент рассеяния однородности стали; при $\gamma_n = 1,11$, $\gamma_m = 0,9 \cong \gamma_c$ – коэффициенту условия работы стали в сечении.

Для бистальных балок с коэффициентом обеспеченности $\rho = 0,95$ и $\gamma = 1,64$ имеем:

$$R_t = \frac{(R_y - 1,64S)}{K}, \quad (2)$$

где K – нормативное значение коэффициента безопасности для стальных конструкций мостов [3].

В этом случае использованием гарантированного предела текучести стали в сечении бистальных балок повышается уровень максимальной напряженности наиболее нагруженного элемента сечения, например нижнего пояса бистальной балки, выполненного из стали более высокого класса по отношению к стенке из стали менее прочной марки, в среднем на 5–9 %. При условии, что среднеквадратичное отклонение напряжения текучести с вероятностью 0,99 для истинного предела текучести соответствует равенству вида [4, 5]:

$$\sigma_T = \alpha_{cp} \mp 3\sigma_s, \quad (3)$$

где σ_s – среднеквадратичное отклонение; $\frac{\alpha_{cp} - 3\sigma_s}{R_{yn}}$ – обобщенная характеристика однородности стали.

Рассеяние механических характеристик системы упругопластического деформирования оценивается выражением

$$\frac{1}{\gamma_m} = \frac{\alpha_{cp} - 3\sigma_s}{R_{yn}}. \quad (4)$$

Тогда для геометрических параметров сечения $\frac{1}{\gamma_n}$ будет равно $\frac{\alpha_{cp} + 3\sigma_s}{R_{yn}}$.

В процессе прогнозирования надежности бистальных балок необходимо найти вероятность зависимости прочности материала элементов балки и соотношения их высот упругой и пластической зоны деформированного сечения в виде коэффициента учета развития упругопластических деформаций – C_g . Для бистальных балок двутаврового и коробчатого сечений значение C_g может определяться по эмпирической формуле [6]. В этом случае надежность балок целесообразно рассматривать не в какой-то определенный момент времени эксплуатации ($t-t_0$), а прогнозируя на нормативный срок службы или до истощения служебного ресурса. Эта задача решается методом имитационного моделирования, в котором можно описать предельное состояние как отдельных элементов пролетного строения, так и конструкции в целом с учетом перехода из одного деформированного состояния в другое, имитируя тем самым воздействие одной единицы или группы транспортных средств в виде случайного транспортного потока. Применение имитационного моделирования воздействия нагрузки в качестве отображения изменения состояния системы «пролетное строение – автомобиль» в течение времени определяется в конечном итоге предельным состоянием [7, 8].

Использование методов теории вероятности в теории надежности бистальных конструкций базируется на принципах концепции статистического предельного состояния, отображающего закон распределения в виде

$$R_i \geq (1 + \beta \cdot A_Q) \bar{Q}, \quad (5)$$

где \bar{Q} – среднее значение нагруженности; A_Q – параметр изменчивости нагруженности; β – коэффициент аперидичности воздействия временной нагрузки в функции $f(\alpha, V)$; $\alpha = 0,12$; V – вероятность возникновения предельного состояния по параметрам напряженно-деформированного поведения балки с реальными характеристиками прочности при коэффициентах надежности для стали 16 Д – 1,09, 15ХСНД – 1,165, 10ХСНД – 1,125. Тогда уровень надежности бистальных балок по предельному состоянию будет прогнозироваться в зависимости от воздействия на пролетное строение спектра всех видов нагрузок, представляющих квазигармоничный случайный процесс, развернутый во времени [9, 10, 11].

Для однотипных мостовых сооружений, возводимых и эксплуатируемых в одинаковых условиях, выход из строя всего сооружения и отдельных элементов пролетного строения происходит в различные случайные отрезки времени. Основным аргументом в теории вероятности в этом случае являются данные математической статистики, накопленные за период эксплуатации. Значит, уровень надежности мостовых конструкций должен устанавливаться

уже на стадии проектирования с обоснованием процедуры нормирования расчетных и перспективных характеристик надежности.

Как известно, вероятность разрушения моста или его отдельных элементов связана с вычислением характеристик его безопасности, а также с глубоким изучением воздействия всех типов нагрузок в качестве элементов случайного события. Пусть, например, из каждой системы действующих нагрузок на пролетное строение моста возможно превышение допустимых значений амплитуды прогибов (А) 35 % – из-за работы балок за пределом упругости в связи с перегрузом; (В) 28 % – за счет изменения режима нагруженности и остальные – по технологическим причинам (С). Вероятность отступления работы пролетного строения от нормативной будет: $1 - (0,20 + 0,35 + 0,28) = 0,17$.

Вероятность существования такого события выражаем в математическом виде:

$$P(c) = \sum_{i=1}^n P(B / A) P(A). \quad (6)$$

Таким образом, отмечается адекватность этого события, представляемого формулой (6), как известным выражением Байеса:

$$P(c) = \frac{P(A)P(B / A)}{\sum_{i=1}^n P(A)P(B / A)}. \quad (7)$$

Если представить плотность распределения такой вероятности $P(c)$ графически (рис. 1, 2), то математический закон дифференциальной функции представим в виде

$$P(x) = P(c) = dP(x)dx, \quad (8)$$

где $P(c)$ – плотность распределения случайных величин с адекватной плотностью вероятности по нагрузке [11].

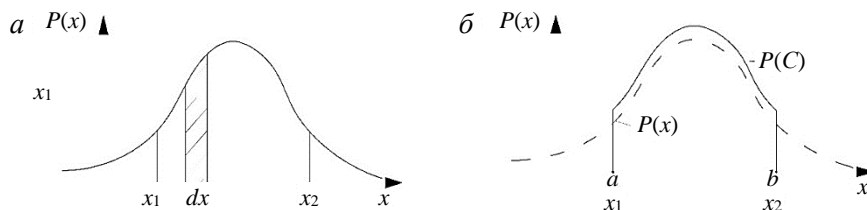


Рис. 1. Плотность распределения:

а – функции $P(x)$; б – функции $P(x)$ и $P(C)$

Fig. 1. Density distribution:

а – function $P(x)$; б – functions $P(x)$ and $P(C)$

При $P(x) = P(C)$ справедливо выражение в виде

$$P(x) = P(C) = \frac{1}{\sigma(x)\sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{(x - x_1)^2}{2\sigma^2(x)} \right], \quad (9)$$

где x – математическое ожидание; $\sigma(x)$ – стандарт кривой распределения.

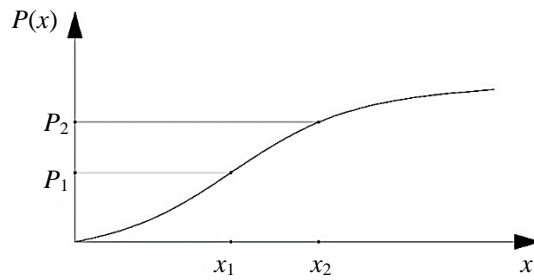


Рис. 2. График функции распределения непрерывной случайной величины
Fig. 2. Distribution function of continuous random variable

Равенство $P(x) = P(C)$ справедливо, когда в течение всего срока службы пролетного строения моста нагрузки, действующие на конструкцию, а также их характеристики не превышают нормативный допустимый предел (рис. 3).

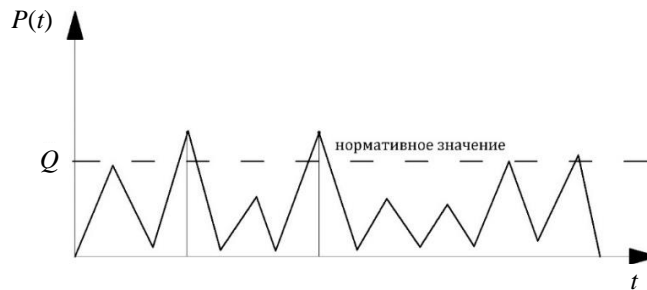


Рис. 3. График возможных случайных выбросов
Fig. 3. Possible overshoot of a random function

В случае возможных выбросов случайной функции, перемещений за заданный уровень нормативного значения, например, нагрузки Q , вероятность события представляется выражением

$$Q(t) = dt \int_0^{\infty} P_x(x/t) dx, \quad (10)$$

где $x(t) = \frac{dx(t)}{dt}$; P_x – плотность распределения $x(t)$.

Поделив вероятность выбросов $Q(t)$ на dt , определим среднее число выбросов за период времени t . Считая выбросы независимыми, редкими, случайными событиями и принимая их проявление по закону Пуассона, формулу для определения вероятности того, что в течение времени t не произойдет ни одного выброса за предел нормативных величин, можно представить в следующем виде:

$$P(t) = P(x) = \exp[-g(t)], \quad (11)$$

где $g(t) = \int_0^{\infty} P(x/t) x dt$.

Бистальные балки пролетных строений мостов с различной вариацией несущей способности элементов сечения в зависимости от вида предельного состояния и нагруженности следует рассматривать в рамках только структурной надежности, характеризуемой средним коэффициентом запаса $K_s = m_R / m_g$ и коэффициентами вариации предельного состояния $V_R = \frac{\sigma_R}{m_R}$, принимаемыми из условия вероятности безотказной работы. Следующие значения: σ_q , σ_R – стандарты распределения соответственно структурных параметров и несущей способности в элементах сечения бистальной балки; m_R , m_g – среднее значение соответственно динамической несущей способности и нагрузки.

Рассматривая разновидности поэлементного предельного состояния сечения бистальных балок, например, по материалу вертикальной стенки, выполненной из менее прочной, чем пояс, стали, или по материалу нижнего пояса из высокопрочной стали, значения m_q , σ_q следует определять по рекомендации проф. А.А. Потапкина в виде

$$\left. \begin{aligned} m_g &= \int_g^H \frac{\gamma - \gamma_n \cdot \gamma_f}{\gamma - \gamma_n} \\ \sigma_q &= \int_g^H \frac{\gamma_f - 1}{\gamma - \gamma_n} \end{aligned} \right\}, \quad (12)$$

где $\int_g^H \frac{\gamma - \gamma_n \cdot \gamma_f}{\gamma - \gamma_n}$ – нормативное значение нагрузки; γ – число стандартов воздействия расчетной нагрузки; γ_f – коэффициент надежности по нагрузке; γ_n – число стандартов для нормативной нагрузки.

Структурная надежность бистальных балок рассматривается как двухуровневая система, в зависимости от конструктивного состояния (рис. 4) [12]. Для первого уровня системы с бистальными балками значения $m_{\bar{R}}$ и m_g равны:

$$\left. \begin{aligned} m_R &= m_1 - 3,34(1 - n^{-0,266})\sigma_1 \\ m_R &= n^{-0,266} \cdot \sigma_1 \end{aligned} \right\}. \quad (13)$$

Для балок второго уровня значения m_R и m_g следующие:

$$\left. \begin{aligned} m_R &= \sum_i^n m_i \\ \bar{\sigma}m_R &= \sum_{i=1}^n (\sigma_i^2) \end{aligned} \right\}, \quad (14)$$

где m_1 , σ_1 – среднее значение и стандарт напряжённо-деформированного состояния для наиболее нагруженного одного элемента сечения балки или од-

ной конструкции, состоящей из n элементов в сечении. Например, для бистальной балки двутаврового сечения, состоящей из 3 элементов, наиболее нагруженной является вертикальная стенка ($n = 1$). Для бистальной балки из трех блоков, один из которых состоит из трех элементов, наиболее нагружен блок ПП ($n = 3$) (рис. 4).

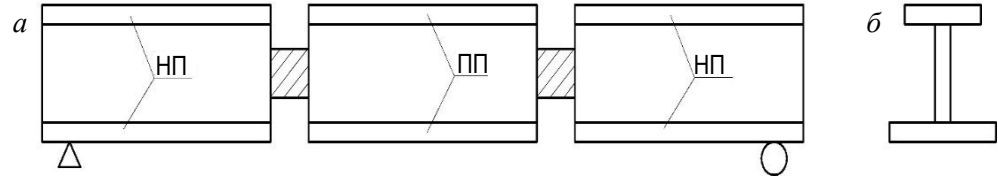


Рис. 4. Схема бистальной балки 1-го уровня:

a – НП – сталь нормальной прочности (16Д); ПП – сталь повышенной прочности (15ХСНД); b – сечение бистальной балки

Fig. 4. Diagram of the 1st level bisteel beam:

a – normal (16D) – high (15KhSND) – normal strength steel; b – cross-section

При линейаризации функции процесса деформирования бистальных балок формулы (12), (13) упрощаются и имеют вид

$$\left. \begin{aligned} m_R &= R_i \frac{\gamma - \gamma_n / \gamma_m}{\gamma - \gamma_n} \\ \bar{\sigma}_R &= R_i \frac{1 - 1 / \gamma_m}{\gamma - \gamma_n} \end{aligned} \right\}, \quad (15)$$

где $R_i = \sigma_T^{\text{CT}}$ – для бистальных балок первого уровня; $R_i = R_n$ – для бистальных балок второго уровня; σ_T^{CT} – предел текучести стали вертикальной стенки; R_n – расчетное сопротивление стали пояса.

Бистальные балки с элементами из стали различной прочности, а также в условиях упругопластического деформирования с остаточной деформацией 0,01 % рассматриваются как сложные системные конструкции, обладающие коэффициентом системности K_c , равным

$$K_c = \left[\sum_i^n A_i (R_i + 3\sigma_i) - 3 \sqrt{\sum_i^n (\sigma_i \cdot A_i)^2} \right] / \sum_i^n A_i \cdot R_i, \quad (16)$$

где R_i , A_i – расчетное предельное сопротивление материала, площадь элемента сечения, площадь i -й части сечения; σ_i – стандарт плотности распределения для i -го расчетного предельного сопротивления. Таким образом, структурная надежность всей бистальной балки не должна быть ниже структурной надежности наиболее нагруженного элемента сечения [13]. По статистическим данным, при нагружении с коэффициентом вариации $V_R = \bar{V}_g = 0,1$ и $K_c = 1,3$, $\frac{R_n}{\sigma_{m.\text{CT}}} = 2$ параметры структурной надежности определяются по формуле (12).

Рассмотрим бистальные балки 1^{го} уровня при анализе структурной надежности как систему аппроксимируемых условий изгибаемых звеньев (элементов) с определенной взаимосвязанностью и соподчиненных (иерархией) при восприятии нагрузок, которые должны быть связаны друг с другом граничными условиями (рис. 4) [14].

Бистальная балка в надежном смысле состоит из элементов, в которых отказ нескольких или одного элемента приводит к функциональному отказу всей балки. В зависимости от вида предельного состояния разрушение происходит по наиболее слабому звену, выход из строя которого будет соответствовать выходу из строя всей балки. В этом случае вероятность неразрушения бистальной балки запишется в виде

$$P_{Si}(g) = 1 - P_{Ci}(g), \quad (17)$$

где $P_{Si}(g) = [1 - P_{Ci}(g)]^n$ – вероятность того, что при нагрузке g произойдет разрушение хотя бы одного элемента балки или выход его за предельное состояние. Ввиду того, что прочность каждого элемента балки является независимой случайной величиной, справедливо выражение

$$P_S(g) = [1 - P_{Ci}(g)]^n, \quad (18)$$

где n – количество элементов в системе.

В упругой стадии при одинаковых напряжениях и плотности распределения механических характеристик стали в элементах балки (рис. 5, 6) плотность вероятности распределения прочности будет записана в виде [15]:

$$S_i = N[1 - P_{Ci}(g)]^{n-1} P_S(g), \quad (19)$$

где $P_S(g) = \frac{dP_{Ci}(g)}{dg}$.

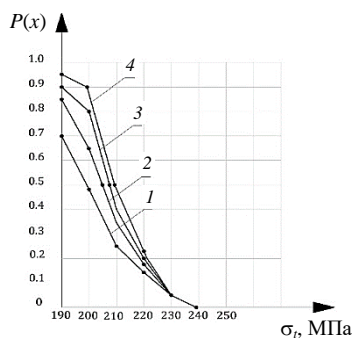


Рис. 5. График зависимости вероятности предельных оценочных свойств стали НП (16Д) от среднего значения результатов испытания для балки 2-го уровня

Fig. 5. Dependence between probability of ultimate evaluation properties of normal strength steel and average test values of 2nd level beam

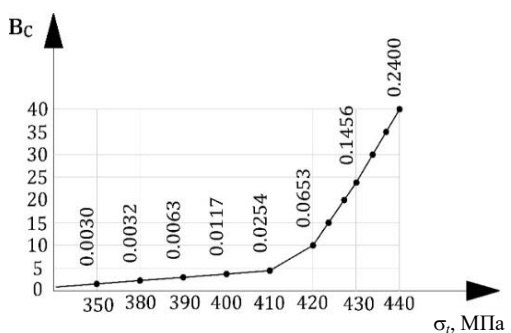


Рис. 6. Экспериментальная плотность распределения предела текучести сталей нормальной, повышенной и высокой прочности (НП 15ХСНД, ВП 10ХСНД) для балок 1-го уровня

Fig. 6. Experimental density of yield strength distribution of normal, higher and highest strength steel (15KhSND, 10KhSND) for 1st level beams

Например, для бистальной балки (см. рис. 4) в случае, когда прочность элементов характеризуется упругой стадией работы и подчиняется нормальному закону распределения при индексе надежности $\beta = 2$, $P_{Ci} = 0,99$ и $n = 3$, значение $P_s(g) = 1 - \sqrt[3]{0,99} = 0,93$.

Таким образом, надежность бистальной балки ниже надежности элемента. Принимая усилия в звеньях балки неодинаковыми или пропорциональными максимальным изгибающим моментам от воздействия суммарной нагрузки, надежность сплошной балки длиной L будет определяться:

$$P_s = \exp \left[- \int_0^L l_i \left[M_g^i(x) \right] dx \right], \quad (20)$$

где $l_i \left[M_g^i(x) \right]$ – погонная интенсивность отказов, равная $\frac{P_{si}(g) \left[M_g^i(x) \right]}{L}$;

$M_g^i(x)$ – изгибающий момент суммарной нагрузки интенсивностью g , равной

$M_g^i(x) = \frac{\sigma_g^T \cdot m}{n} W$; $m = 0,9$ – коэффициент условия работы; $n = 1,4$ – коэффициент нагрузки; W – момент сопротивления сечения.

Тогда вероятность отказа бистальной балки 1-го уровня возможна при условии

$$P_{st} = \frac{1}{2L} - \frac{1}{L} \sum_0^L \beta \left[\frac{M_g^i(x) - \bar{M}_p}{S^{\sigma R_1}} \right], \quad (21)$$

где $S^{\sigma R_1}$ – коэффициент вариации предельного состояния; $\bar{M}_p = \frac{\sigma_T \cdot m}{n}$.

Для бистальных балок 2-го уровня (рис. 7) снижение предельного напряжения в одном элементе способствует возможности выхода оставшихся элементов балки за предел «исправных», а также может повлечь за собой выход всей балки за границу нормального состояния.

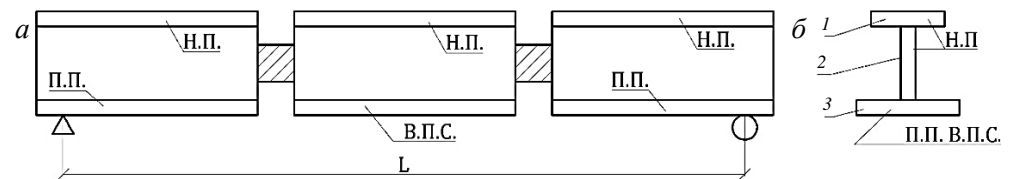


Рис. 7. Расчетная схема бистальной балки:

1 – верхний пояс балки; 2 – вертикальная стенка; 3 – нижний пояс

Fig. 7. Design scheme of basteel beam:

1 – upper grid; 2 – vertical wall; 3 – lower grid

В отличие от бистальных балок 1-го уровня, вероятность разрушения в балках 2-го уровня рассматривается на уровне отказа наиболее уязвимого элемента, каким является вертикальная стенка, где на контакте с нижним поя-

сом напряжения равны пределу текучести для стали нормальной прочности $\sigma_p = \sigma_T$ с коэффициентом вариации $\gamma = 0,06-0,12$. Обозначая вероятность разрушения одного элемента – вертикальной стенки – через $P_s(g)$, вероятность разрушения звена бистальной балки, состоящей из трех элементов ($n = 3$), следует выразить формулой

$$P_{Si}(g) = \frac{2P_s^3(g)}{3} - \frac{P_s^3(g)}{2}. \quad (22)$$

Для бистальных балок обоих уровней воздействия суммарной нагрузки, состоящей из совместного действия нескольких нагрузок типа $Q_{вр1}(t)$, $Q_{вр2}(t) \dots Q_{врn}(t)$, условие безотказной работы определится выражением [16]:

$$a_1 P_{вр1}(t) + a_2 P_{вр2}(t) + \dots + a_n P_{врn}(t) \leq R, \quad (23)$$

где $R = R_n$ – для балок 1-го уровня; $R = \sigma_T^{CT}$ – для балок 2-го уровня; a_1, a_2, a_n – коэффициенты формы сечения балок: двутаврового и коробчатого сечения – 2–4, прямоугольного – 0,833, круглого – 1,133.

В этом случае при расчетах надежности и несущей способности следует вводить коэффициенты сочетания в зависимости от количества воздействий [17]. Для первого приближения при воздействии на пролетные строения одного или двух видов нагрузок коэффициент составит $n_c \cong 0,9-0,95$, при воздействии двух и более нагрузок $n_c \cong 0,7-0,8$.

При воздействии на пролетное строение моста одиночных и нескольких сверхнормативных или сверхрасчетных нагрузок коэффициент составит $n_c \cong 0,8$ [18, 19]. Введение численных значений коэффициентов сочетания не имеет строго нормативного обоснования и основано на результатах длительной диагностики на мостах, поэтому нуждается в дальнейшем подтверждении. В условиях воздействия случайных разнотипных нагрузок и введения в расчеты коэффициента сочетания n_c выражение (23) перепишем в виде [20]:

$$n_c a_1 P_{вр1}(t) + a_2 P_{вр2}(t) + \dots + a_n P_{врn}(t) \leq R_S, \quad (24)$$

где R_S – предельное значение расчетного сопротивления материала балки по несущей способности. Тогда предельное значение (эталон) случайной нагрузки будет равен

$$P_{врi}(t) = \frac{48\sigma_g^T \cdot m \cdot W(1-\alpha^2)}{n \cdot \pi^2 L \cdot \alpha^2 \sin\left(\frac{2\pi\alpha t}{T} - \frac{\alpha}{1-\alpha^2}\right) \sin\left(\frac{2\pi t}{T}\right)}, \quad (25)$$

где t – время движения нагрузки по мосту, с; L – длина пролета, м; $\alpha = 0,0039V$; V – скорость движения по балке, м/с; T – период собственных

колебаний, с; $T = -2\pi \sqrt{\frac{M_g^i(x)}{\kappa_g}}$; $\kappa_g = 48EI/l^3$ – коэффициент комплексной жесткости сечения балки.

Вероятность безотказной работы бистальной балки пролетного строения будет обеспечена при условии

$$P_{вр} \leq \frac{P_{врi}(t)}{nc}, \quad (26)$$

где $P_{вр}$ – равнодействующая по Винклеру сила воздействия нагрузки на пролетное строение.

Выводы

Таким образом, следует отметить, что затронутые в статье параметры вероятности отказа, т. е. вероятность реализации предельного состояния в наиболее нагруженном слое для бистальных балок, достаточно малы для статистики определенных систем, и выход из строя (отказ) хотя бы одного элемента уже является сигналом опасности или началом его частичного разрушения.

Представленные формулы оценки надежности бистальных балок не характеризуют в полной мере возможности мгновенного разрушения. Рассмотренные примеры и формулы, по сути, показывают важность вероятностных методов оценки несущей способности и надежности конструкций и являются основой вычисления вероятности отказа при решении ряда задач надежности.

СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. Картопольцев В.М., Картопольцев А.В. Разработка перспективных гибридных конструкций пролетных строений мостов из сталей различной прочности // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2017. № 3. С. 171–182.
2. Картопольцев В.М., Бондарюк В., Боровиков А.Г. Некоторые аспекты нелинейной теории изгиба бистальных балок. Ростов-на-Дону, 1987. С. 43–52.
3. Гвоздев А.А., Маратян С.А., Сегалов А.Е. Об учете совместной работы упругопластичных элементов в конструкции // СМРС. 1978. № 5. С. 1–4.
4. Картопольцев В.М. Применение бистальных балок в пролетных строениях автодорожных мостов : специальность 05.23.15 «Мосты и транспортные тоннели» : автореферат диссертации на соискание ученой степени доктора технических наук. Ленинград, 1991. 33 с.
5. Кочев Б.В. О вероятностном обосновании коэффициента учета развития пластических деформаций // Совершенствование расчета металлических конструкций в упругопластической стадии : тезисы докладов научно-технической конференции. 15 ноября. Свердловск, 1983. С. 11–12.
6. Raizer V.D. Reliability of structural analysis and applications. Backbone Publishing Company. New York, USA, 2009. 146 p.
7. Бочкарев Н.Н., Картопольцев А.В. Техническая вибродиагностика пролетных строений мостов // Акустика речи, медицинская и биологическая акустика, архитектурная и строительная акустика, шумные вибрации, аэроакустика : сб. трудов XX сессии Российского акустического общества. Т. 3. Москва : ГЕОС, 2008. С. 228–233.
8. Новожилова Н.И., Быстров В.А., Шайкевич В.Л. Прогнозирование надежности конструкций стальных и сталежелезобетонных мостов. Ленинград, 1989. 96 с.
9. Картопольцев В.М., Картопольцев А.В., Алексеев А.А. К вопросу прогнозирования динамической надежности пролетных строений мостов // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2022. Т. 24. № 6. С. 170–181. DOI: 10.31675/1607-1859-2022-24-6-170-181
10. Ditlevson O., Madsen H.O. Structural reliability methods. NY, Willey and Sons, 1996. 369 p. ISBN 0471960861.
11. Перельмутер А.В. Избранные проблемы надежности и безопасности строительных конструкций. Киев : Изд-во УкрНИИПроектстальконструкция, 1999. 210 с.

12. Райзер В.Д. Методы теории надежности в задачах нормирования расчетных параметров строительных конструкций. Москва : Стройиздат, 1986. 180 с.
13. Знаменский Е.М., Сухов Ю.Д. О расчетах конструкций с заданным уровнем надежности // СМРС. 1962. № 2. С. 7–9.
14. Takaoka N., Shirak W. Reliability analysis of Structural members composed of several random processes // International Journal of Mechanics Structural. 1984. 1212. P. 151–180.
15. Гумбель Э. Статистика экспериментальных значений. Москва : Мир, 1965. 449 с.
16. Федотов Е.И., Лоцикая К.С. О выборе коэффициента сочетания нагрузок // СМРС. 1980. № 1. С. 18–21.
17. Rackwitz R. Time aspects in applying the life genality inder to structural safety rebiality and optimization of structural systems. Balrena Puble. 2003. P. 249–259. URL: <https://doi.org/10.1201/9780203740965>
18. Громацкий В.А. О методах назначения контрольных нагрузок и оценке надежности по результатам испытаний // СМРС. 1984. № 5. С. 7–10.
19. Заславский Г.М. Стохастичность динамических систем. Москва : Наука, 1984. 268 с.
20. Крамер Г., Лидбеттер М. Стационарные случайные процессы. Москва : Мир, 1969. 398 с.

REFERENCES

1. Kartopoltsev V.M., Kartopoltsev A.V. Hybrid design of bridge span structures made of different strength steel. *Vestnik of Tomsk State University of Architecture and Building*. 2017; (3): 171–182. (In Russian)
2. Kartopoltsev V.M., Bondaryuk V., Borovikov A.G. Some aspects of nonlinear bending theory of bisteel beams. Rostov-on-Don, 1987, Pp. 43–52. (In Russian)
3. Gvozdev A.A., Maratyan S.A., Segalov A.E. Consideration of joint work of elastic-plastic elements in a structure. *SMRS*. 1978; (5): 1–4. (In Russian)
4. Kartopoltsev V.M. Application of bisteel beams in roadway spans. DSc Abstract. Leningrad, 1991. 33 p. (In Russian)
5. Kochev B.V. Probabilistic justification of plastic deformation development. In: *Proc. Sci. Conf. 'Calculation Improvement of Metallic Structures at Elastoplastic Stage'*. Sverdlovsk, 1983. Pp. 11–12. (In Russian)
6. Raizer V.D. Reliability of structural analysis and applications. Backbone Publishing Company. Nev York, USA, 2009. 146 p.
7. Bochkarev N.N., Kartopoltsev A.V. Technical vibration diagnostics of bridge spans. In: *Proc. 20th Meeting of Russ. Acoustic Community 'Speech Acoustics, Medical and Biological Acoustics, Architectural and Construction Acoustics, Noisy Vibrations, Aeroacoustics'*. Vol. 3. Mocsow: GEOS, 2008. Pp. 228–233. (In Russian)
8. Novozhilova N.I., Bystrov V.A., Shajkevich V.L. Prediction of structural reliability of steel and steel-reinforced concrete bridges. Leningrad, 1989. 96 p. (In Russian)
9. Kartopol'tsev V.M., Kartopol'tsev A.V., Alekseev A.A. Towards predicting dynamic reliability of bridge spans. *Vestnik Tomskogo gosudarstvennogo arkhitekturno-stroitel'nogo universiteta – Journal of Construction and Architecture*. 2022; 24 (6): 170–181. DOI: 10.31675/1607-1859-2022-24-6-170-181 (In Russian)
10. Ditlevson O., Madsen H.O. Structural reliability methods. New York: Willey and Sons, 1996. 369 p. ISBN 0471960861.
11. Perel'muter A.V. Selected problems of reliability and safety of building structures. Kiev, 1999. 210 p. (In Russian)
12. Rajzer V.D. Methods of reliability theory in problems of design parameter normalization of buildings. Moscow: Strojizdat, 1986. 180 p. (In Russian)
13. Znamenskij E.M., Suhov Yu.D. Structural analysis at a given level of reliability. *SMRS*. 1962; (2): 7–9. (In Russian)
14. Takaoka N., Shirak W. Reliability analysis of Structural members composed of several random processes. *International Journal of Mechanics Structural*. 1984; (1212): 151–180.
15. Gumbel' E. Statistics of experimental values. Moscow: Mir, 1965. 449 p. (In Russian)
16. Fedotov E.I., Losickaya K.S. Selection of load combination factor. *SMRS*. 1980; (1): 18–21. (In Russian)

17. Rackwitz R. Time aspects in applying the life geniality to structural safety. *Reliability and Optimization of Structural Systems*. 2003; 249–259. <https://doi.org/10.1201/978020374096518>.
18. Gromackij V.A. Methods of assigning test loads and reliability based on test results. *SMRS*. 1984; (5): 7–10. (In Russian)
19. Zaslavskij G.M. Stochasticity of dynamic systems. Moscow: Nauka, 1984. 268 p. (In Russian)
20. Kramer G., Lidbetter M. Stationary random processes. Moscow: Mir, 1969. 398 p. (In Russian)

Сведения об авторе

Картопольцев Андрей Владимирович, канд. техн. наук, доцент, ООО «ДИАМОС», 634003, г. Томск, пер. Соляной, 24/1, diamos@mail.ru

Author Details

Andrei V. Kartopoltsev, PhD, A/Professor, ООО “DIAMOS”, 24/1, Solyanoy Str., 634003, Tomsk, Russia, diamos@mail.ru

Статья поступила в редакцию 06.11.2023
Одобрена после рецензирования 09.11.2023
Принята к публикации 10.11.2023

Submitted for publication 06.11.2023
Approved after review 09.11.2023
Accepted for publication 10.11.2023