

О нормировании высоты продольного борта железобетонных пролетных строений с ездой на балласте

Представлены основные типовые и типичные проекты эксплуатируемых на сети железных дорог общего пользования железобетонных пролетных строений железнодорожных мостов с ездой на балласте, рассчитанных под разные нагрузки и по различным расчетным нормам, а также проекты их продольных бортов. Выполнена группировка продольных бортов по различным параметрам, таким как геометрические размеры и конфигурация. Приведены данные о повреждениях продольных бортов, оказывающих влияние на их грузоподъемность, и данные по отступлениям от требований нормативных документов в содержании мостового полотна, ухудшающим работу продольного борта, по состоянию на начало 2015 г. По приближенной инженерной методике выполнены расчеты грузоподъемности продольного борта трех наиболее распространенных типов при различных параметрах балластной призмы, таких как толщина слоя балласта под шпалой и расстояние от торца шпалы до борта. Выявлена не разрешенная на данный момент проблема оценки несущей способности продольного борта, включая наращенный более чем на 20 см, в том числе с учетом повреждений и отступлений от требований содержания балластной призмы. Сделан вывод о том, что безопасность движения поездов по железобетонным пролетным строениям железнодорожных мостов должна быть обоснована расчетами грузоподъемности не только главной балки и плиты балластного корыта, но и продольного борта. Сформулированы цель и задачи исследования продольных бортов плиты балластного корыта.

Ключевые слова: железобетонные пролетные строения, железнодорожные мосты, балластное корыто, продольный борт плиты балластного корыта, дефекты, грузоподъемность, несущая способность, балка.

Железобетонные мосты составляют около 80 % от общего количества мостов, эксплуатируемых на сети ОАО «РЖД», а количество железобетонных пролетных строений (ПС) в базе данных АСУ ИССО [1] составляет почти 40 тыс. на более чем 24 тыс. сооружений. Основная масса пролетных строений – это плитные или ребристые конструкции с числом ребер от двух до четырех, выполненные преимущественно из обычного железобетона и запроектированные под нагрузки 1907 г., 1925 г., Н7, Н8, С14 и др. Диапазон перекрываемых ими пролетов составляет от 1,3 до 16,5 м. В пролеты от 11,5 до 34,5 м установлены железобетонные пролетные строения с напрягаемой арматурой, доля которых в общем числе железобетонных конструкций составляет не более 6 % [2, 3]. Конструкция всех эксплуатируемых железобетонных пролетных строений, кроме главных балок и плиты балластного корыта, включает продольные борта, основная задача которых – удерживать балласт с частями пути в балластном корыте.

Пролетные строения ранних лет проектировки, запроектированные под нагрузку 1907 г. (тип А в базе данных АРГО ЖБ [4]), в основном плитные конструкции с проектной высотой продольных бортов до 75 см. Поперечные сечения таких пролетных строений

представлены на рис. 1, а, их продольных бортов – на рис. 2, а. Такая высота продольных бортов позволяет удерживать балласт довольно большой толщины, но при этом, если сравнить с пролетными строениями, имеющими проектную высоту продольного борта 35 см, на несущие элементы конструкции и на продольные борта действует большая постоянная нагрузка от собственного веса балластного слоя. Полная длина таких пролетных строений изменяется в пределах от 2,9 до 7,69 м. Сейчас срок службы этих конструкций составляет более 100 лет [5, 6].

Эксплуатируемые пролетные строения, запроектированные под нагрузку 1925 г. (тип В в базе данных АРГО ЖБ), имеют плитную или двухребристую конструкцию (рис. 1, б и в). Типичное поперечное сечение их продольного борта представлено на рис. 2, б и в. Пролетные строения проектировки 1925 г. имеют продольные борта высотой преимущественно 35 см с вертикальной внутренней гранью. Полная длина таких пролетных строений варьируется в пределах от 1,65 до 16,54 м. Средний срок их службы превышает 80 лет.

В 1931 г. были введены новые расчетные нагрузки Н7 и Н8 (тип N). Плитные пролетные строения полной длиной от 2,8 до 6,9 м под нагрузку Н7, как правило, имеют поперечное

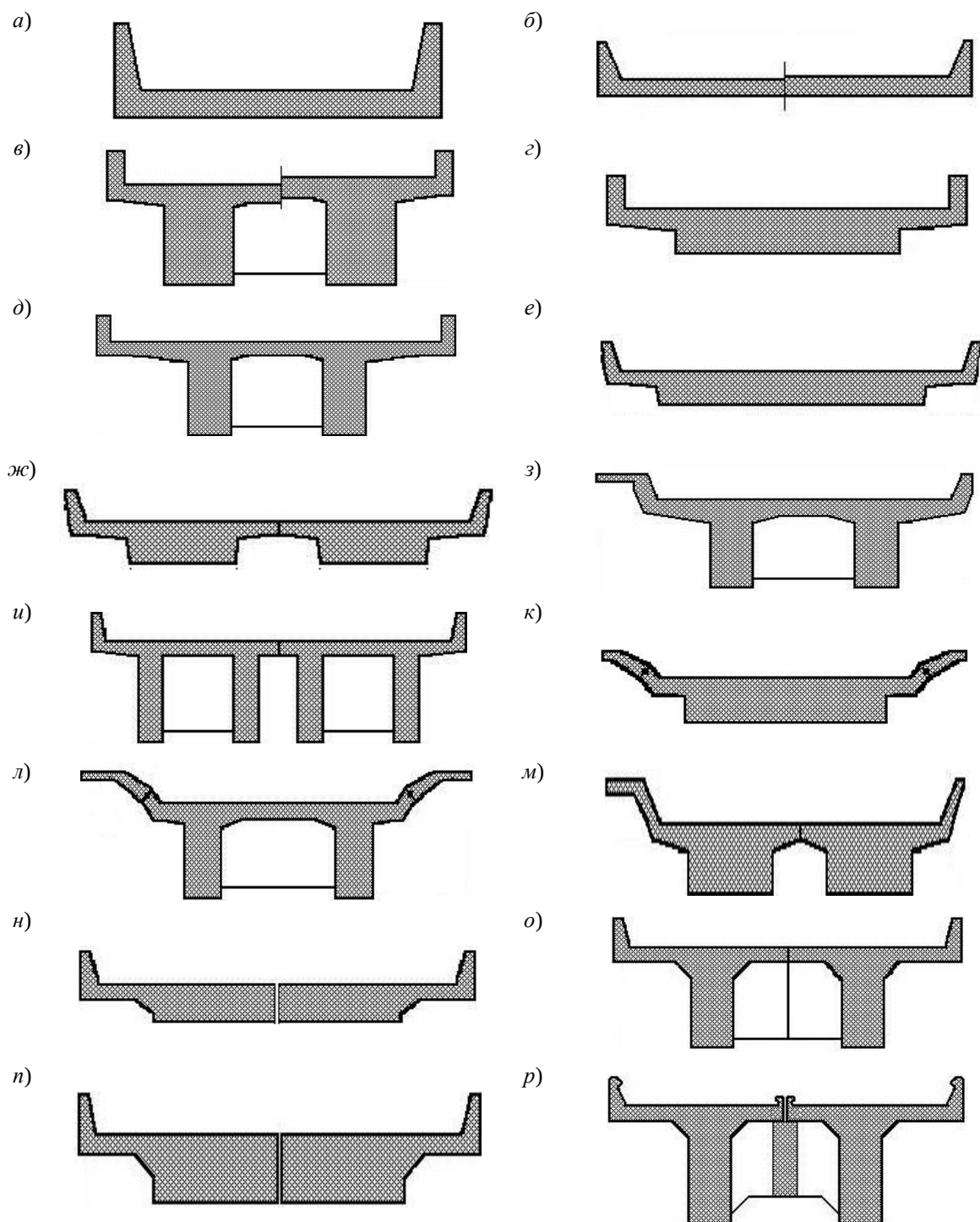


Рис. 1. Конструкции железобетонных пролетных строений:

a – плитное ПС, 1911 г.; *б* – плитное ПС, ЦУСТРОЙ НКПС, Ленингр. отд., 1930 г.; *в* – ребристое ПС, ЦУСТРОЙ НКПС, Ленингр. отд., 1930 г.; *г* – плитное ПС, Гипротранс, 1931 г.; *д* – ребристое ПС, Гипротранс, 1931 г.; *е* – плитное ПС, ЦКБ Главмостостроя, 1946 г., инв. № 2272; *ж* – плитное двухблочное ПС, ЦКБ Главмостостроя, 1946 г., инв. № 2272; *з* – ребристое монолитное ПС, Лентрансмостпроект, 1941 г., инв. № 0473; *и* – ребристое ПС, ЦКБ Главмостостроя, 1946 г., инв. № 2272; *к* – плитные ПС с откидными консолями, Лентрансмостпроект, 1952 г., инв. № 4769; *л* – ребристые ПС с откидными консолями, Лентрансмостпроект, 1952 г., инв. № 4769; *м* – плитное ПС, Ленгипртрансмост, 1962 г., инв. № 239/1; *н* – плитное двухблочное ПС, Ленгипртрансмост, 1967 г., инв. № 557; *о* – ребристое двухблочное ПС, Ленгипртрансмост, 1967 г., инв. № 557; *п* – плитное двухблочное ПС, Ленгипртрансмост, 1978 г., инв. № 557/11; *р* – ребристое двухблочное ПС, Ленгипртрансмост, 1978 г., инв. № 557/11

сечение, которое показано на рис. 1, з, полная длина ребристых конструкций составляет от 3,2 до 16,5 м (рис. 1, д–и). Примерно в то же время был освоен выпуск цельноперевозимых пролетных строений (рис. 1, к и л), рассчитанных также под нагрузку Н8 (типовые проекты № 4769 и № 6503). В настоящее время срок службы этих пролетных строений составляет от 45 до 60 лет. Продольные борты пролетных строений с откидными консолями (рис. 2, з) и с монолитной тротуарной частью при сверхнормативной толщине слоя балласта испытывают большую (по сравнению с вышерассмотренными пролетными строениями) постоянную нагрузку в связи со своей конфигурацией.

Наиболее распространены на сети железных дорог ОАО «РЖД» пролетные строения, рассчитанные под нагрузку С14 (тип S), которая введена в 1962 г. Были разработаны плитные пролетные строения монолитной конструкции по типовому проекту Ленгипртрансмоста инв. № 239/1 (рис. 1, м). Пролетные строения, выполненные по типовым проектам серии 3.501-54 инв. № 557 (рис. 1, н и о) и серии 3.501-108 инв. № 557/11 (рис. 1, п и р), – самые распространенные. Их полная длина варьируется от 2,95 до 9,3 м у плитных и от 9,3 до 16,5 м у ребристых конструкций. Срок их

службы не превышает 50 лет. Поперечное сечение продольных бортов самых распространенных пролетных строений представлено на рис. 2, д и е.

Необходимо подчеркнуть, что на представленных типовых и типичных пролетных строениях применены продольные борты плиты балластного корыта различных размеров и конфигураций. Внутренняя грань большинства эксплуатируемых продольных бортов наклонная. Высота продольного борта зависит от проектной толщины балласта под шпалой. Ширина бортов поверху преимущественно составляет 10–15 см, понизу – 15–25 см. Арматурные сетки либо каркасы устанавливаются конструктивно. Для армирования применяется гладкая и периодическая арматура диаметром 6–12 мм.

Таким образом, на сети железных дорог ОАО «РЖД» эксплуатируют пролетные строения разных годов изготовления, норм проектировки, конструктивные формы которых отличаются большим многообразием в связи с длительностью их применения – с конца XIX в. и по сегодняшний день.

Несмотря на наличие различных конструкций продольных бортов, они были разделены на четыре характерные группы, в каждой

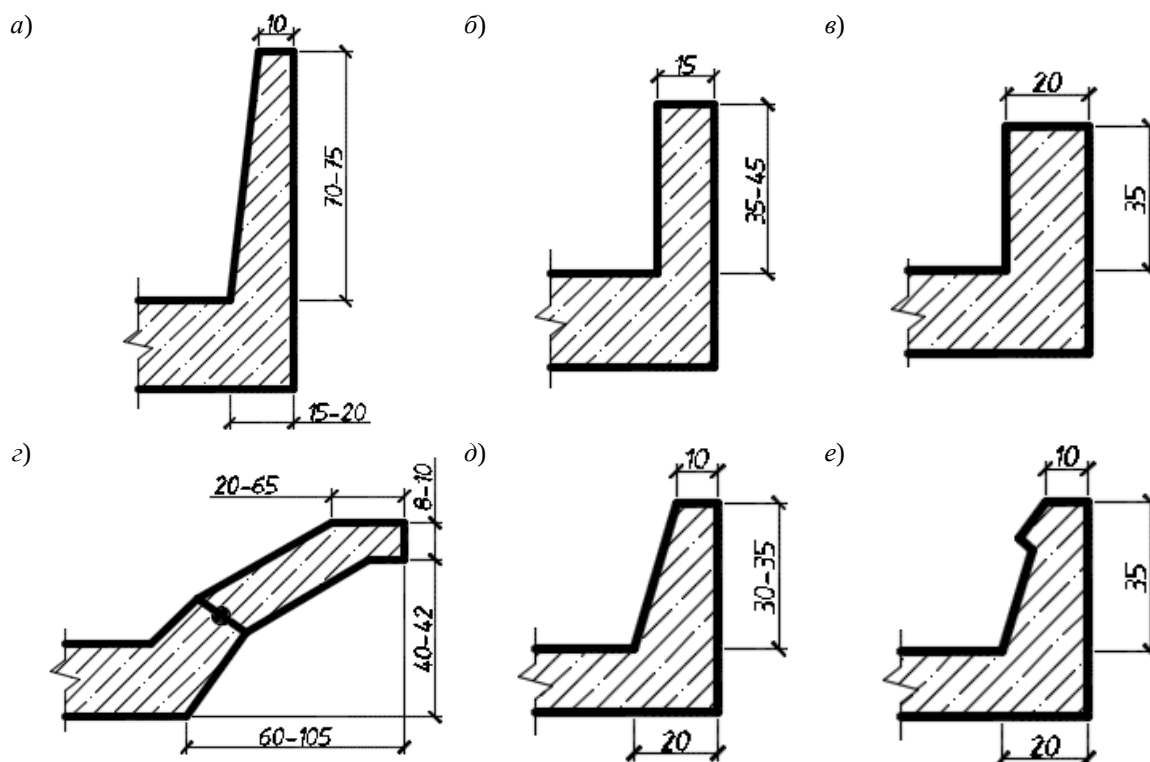


Рис. 2. Конструкции продольных бортов плиты балластного корыта железобетонных пролетных строений

из которых борта работают примерно в одинаковых условиях:

- 1) высокие – с проектной высотой 70–75 см (см. рис. 2, а);
- 2) с вертикальной внутренней гранью высотой 35–45 см (см. рис. 2, б, в);
- 3) с наклонной внутренней гранью высотой 30–35 см (см. рис. 2, д, е);
- 4) особой конфигурации – у пролетных строений с откидными консолями и с монолитной тротуарной частью (рис. 2, з).

Согласно действующему нормативному документу по содержанию искусственных сооружений [7] толщина балласта под шпалой должна находиться в пределах от 15 до 40 см (на мостах с откидными консолями – до 35 см). Поперечное сечение мостового полотна с ездой на балласте представлено на рис. 3. Эксцентриситет пути e (отклонения оси пути от оси пролетного строения) на прямых участках пути должен быть не более 5 см. Минимально допустимое расстояние от торца шпалы до бровки откоса c (плечо балластной призмы) зависит от грузонапряженности участка и от установленной скорости движения поездов и должно составлять 25–35 см и больше. Крутизна откоса балластной призмы i

не должна превышать величины 1 : 1,5. Продольный борт плиты балластного корыта может быть наращен на высоту не более чем 20 см. Выполнением перечисленных выше требований обеспечивается продольная и поперечная устойчивость пути.

В табл. 1 представлено абсолютное и относительное количество эксплуатируемых пролетных строений с отступлениями от требований содержания мостового полотна согласно базе данных АСУ ИССО [1] по состоянию на начало 2015 г., а на рис. 4 изображена гистограмма распределения толщины слоя балласта под шпалой.

В процессе эксплуатации из-за повышения отметок подошвы рельсов на перегонах повышают отметки пути и на мостах. Для обеспечения нормативных требований по толщине балластного слоя наращивают продольные борта пролетного строения или поднимают пролетные строения. Работы по подъёмке пролетных строений технологически сложны и экономически невыгодны по сравнению с наращиванием бортов, поэтому наращивание продольных бортов выполняют чаще. Следует отметить, что при наращивании продольных

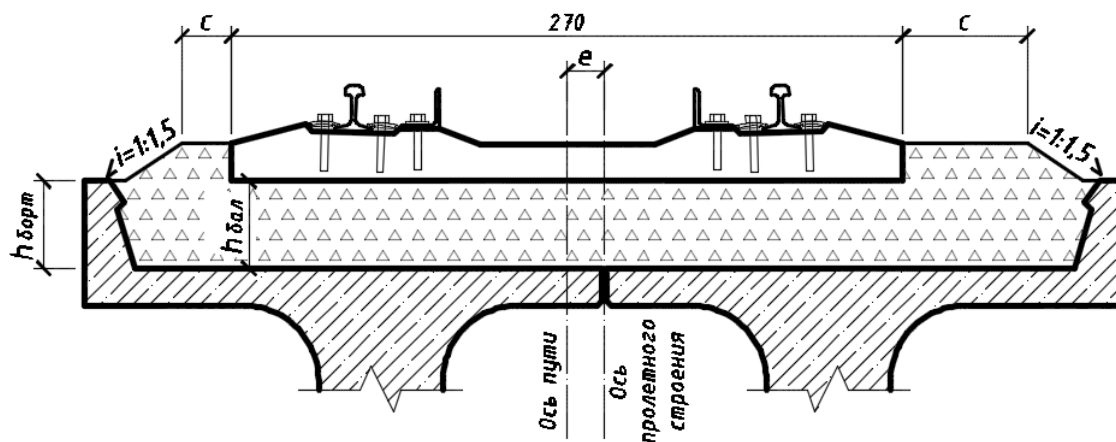


Рис. 3. Конструкция мостового полотна с ездой на балласте

Таблица 1

Количество пролетных строений с отступлениями от требований содержания мостового полотна

Отступление от требований содержания мостового полотна	Количество ПС с отступлением	
	шт.	% от общего кол-ва ПС
Толщина слоя балласта под шпалой больше допустимой	7 980	19,2
Эксцентриситет пути больше допустимого	7 550	18,1
Недостаточная ширина плеча балластной призмы	2 220	5,3
Не оформлена балластная призма	950	2,3

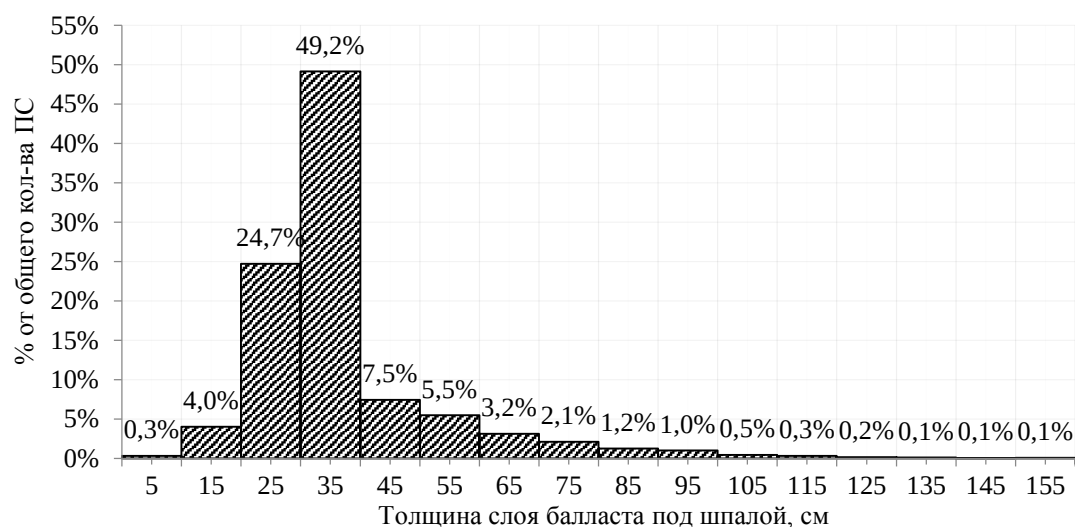


Рис. 4. Гистограмма распределения толщины слоя балласта под шпалой на эксплуатируемых мостах

бортов балластного корыта необходимо учитывать их состояние.

На рис. 5 представлены фотографии повреждений бортов, а в табл. 2 и на рис. 6 приведены данные по абсолютному и относительному количеству повреждений продольного борта, влияющих на грузоподъемность, согласно базе данных АСУ ИССО по состоянию на начало 2015 г.

Из приведенных данных видно, что эксплуатируемые железобетонные пролетные строения железнодорожных мостов имеют различные дефекты, повреждения и отступления от норм содержания мостового полотна и около 5,3 % от общего количества этих пролетных строений могут не обеспечивать грузоподъемность продольных бортов балластного корыта. Инструкцией по оценке техниче-

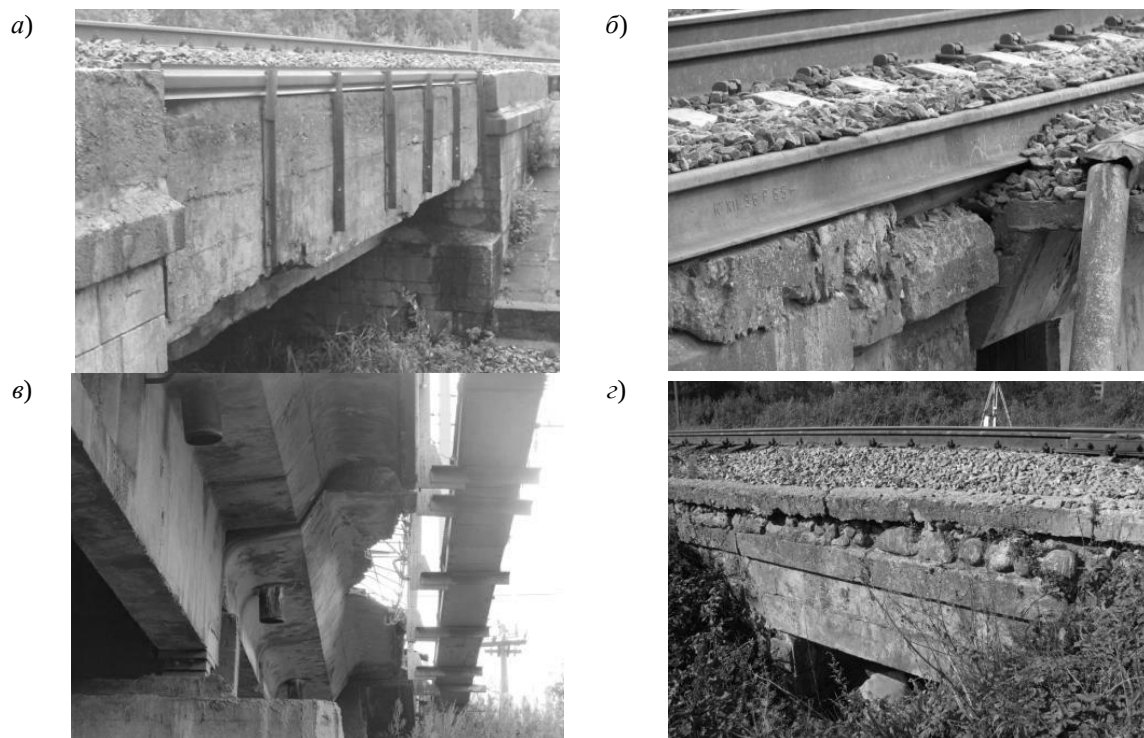


Рис. 5. Повреждения продольного борта:

а – продольный борт наращен более чем на 20 см, в том числе и металлическими элементами;
б – борт наращен рельсом; в – разрушения продольного борта; г – борт наращен некачественным бетоном в два яруса

Таблица 2

Количество пролетных строений с повреждениями продольного борта плиты балластного корыта на железных дорогах ОАО «РЖД»

Повреждение	Количество ПС с повреждением	
	шт.	% от общего кол-ва ПС
Недопустимая высота наращенной части продольного борта	2 218	5,0
Разрушение бетона продольного борта на длине не менее 1 м	2 226	5,0
Наклон или сдвиг наращенной части борта	113	0,3
Наращенная часть борта выполнена из шпал, досок, рельса, бруса, камней и т.п.	983	2,2

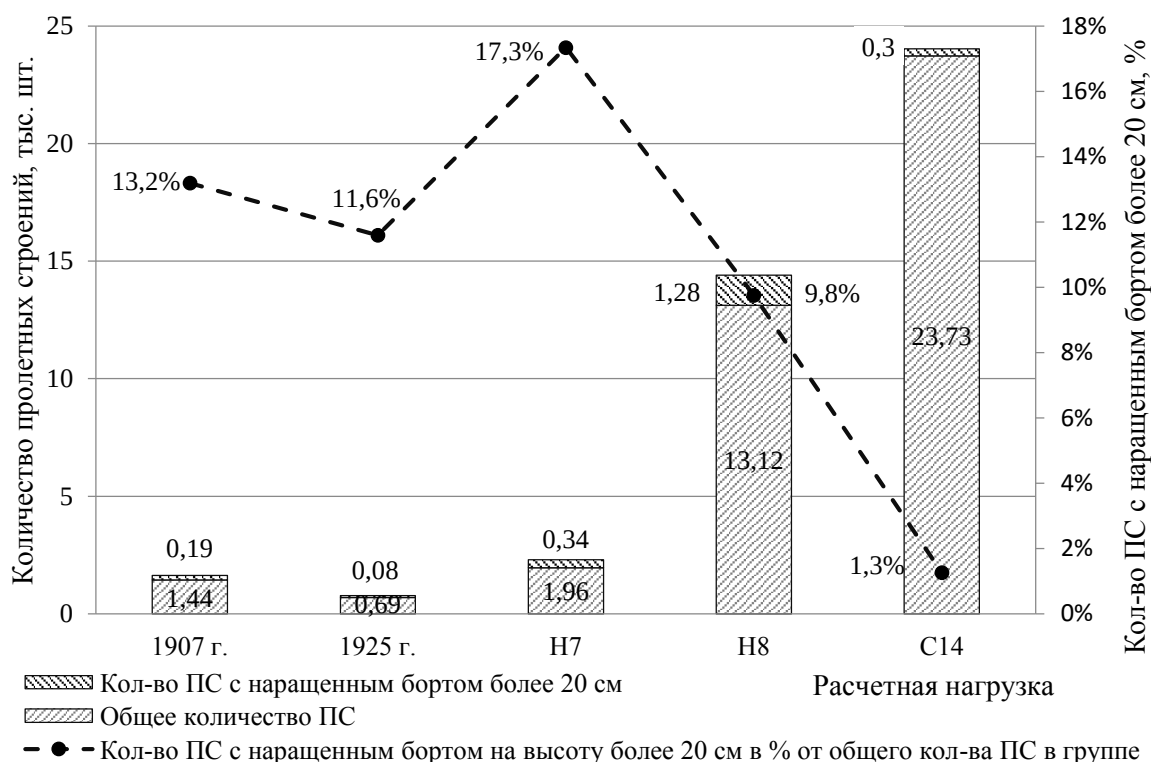


Рис. 6. Распределение пролетных строений с наращенным бортом высотой более 20 см в зависимости от расчетных нагрузок, под которые они были запроектированы

ского состояния [8] при отступлениях от норм содержания искусственных сооружений предусмотрены расчеты грузоподъемности главных балок и плиты балластного корыта. Оценка их несущей способности выполняют на основе Руководства по определению грузоподъемности железобетонных пролетных строений железнодорожных мостов [9]. Расчет продольных бортов по грузоподъемности этим документом не предусмотрен. Очевидно, что для комплексной оценки грузоподъемности пролетного строения в случае отступлений от требований содержания балластной призмы и наличия повреждений в конструкции необходимо выполнять и расчет грузоподъемности продольного борта.

В 1970-х гг. была предложена и нашла ограниченное применение инженерная методика ВНИИЖТа [10] по расчету продольного борта. По методике ВНИИЖТа в качестве расчетной схемы борта принимают консольную балку шириной 1 м вдоль оси моста, жестко защемленную в опорном сечении. Расчетная схема представлена на рис. 7. Для определения действующего изгибающего момента строят суммарную эпюру давления балласта на борт σ , вызванную воздействием временных нагрузок и веса балласта с частями пути. Временную нагрузку от подвижного состава в общем случае учитывают в виде соответствующих вертикальных воздействий и горизонтальных нагрузок от центробежных сил

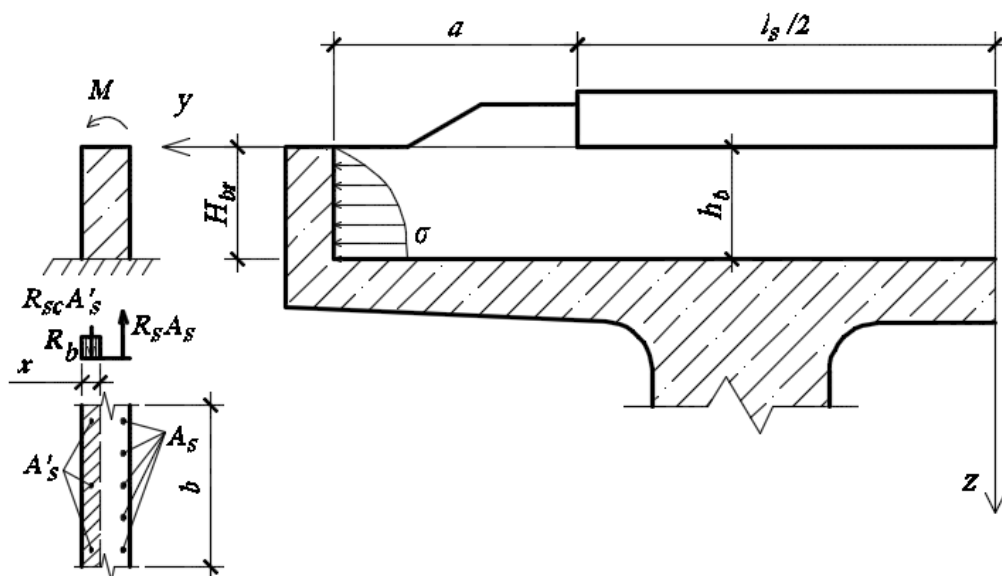


Рис. 7. Расчетная схема продольного борта

(в кривых) и боковых ударов подвижного состава. Подсчет нагрузок, действующих на борт, выполняют на 1 м вдоль оси моста.

Интенсивность временной вертикальной нагрузки от подвижного состава определяют по формуле

$$q = \frac{P(1+\mu)n_k}{c_k l_s}, \quad (1)$$

где P – максимальная нагрузка на ось от обращающегося по мосту подвижного состава; $(1+\mu)$ – динамический коэффициент; n_k – коэффициент надежности к временной нагрузке; c_k – длина распределения давления P вдоль оси моста; l_k – длина шпалы.

Интенсивность поперечной горизонтальной нагрузки от центробежной силы на кривых равна:

$$\tau = \frac{180 n_k k}{R l_s} \leq \frac{0,15 n_k k}{l_s}, \quad (2)$$

где k – эквивалентная вертикальная нагрузка от подвижного состава; R – радиус кривой.

Горизонтальное давление балласта на стенку борта в произвольной точке от временной нагрузки определяют по формулам механики грунтов (задача Митчелла) следующим образом:

– от временной вертикальной нагрузки

$$\sigma_q = \frac{q}{\pi} \left[\varphi_1 - \varphi_2 - \frac{1}{2} (\sin 2\varphi_1 - \sin 2\varphi_2) \right]; \quad (3)$$

– от горизонтальной центробежной силы

$$\sigma_\tau = \frac{\tau}{\pi} \left\{ \ln \left[\frac{(0,5l_s + Y)^2 + Z^2}{(0,5l_s - Y)^2 + Z^2} \right] - \frac{2l_s Y Z^2}{(0,25l_s^2 + Y^2 + Z^2)^2 - l_s Y^2} \right\}. \quad (4)$$

На рис. 8 представлена схема для определения горизонтального давления на продольный борт от временной подвижной нагрузки.

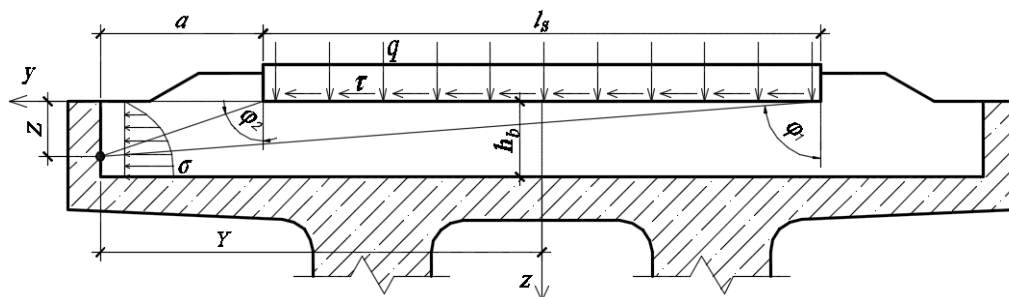


Рис. 8. Схема для определения горизонтального давления на продольный борт от временной подвижной нагрузки

Изгибающий момент в произвольном сечении борта равен:

$$M_{q+\tau} = \int_0^{H_{br}} (\sigma_q + \sigma_\tau) b (H_{br} - Z) dz, \quad (5)$$

где b – расчетная ширина борта, $b = 1$ м; H_{br} – высота борта.

Изгибающий момент от постоянных нагрузок определяют по формуле

$$M_p = M_b + M_t = \frac{1}{6} n'_p \sigma_{b,\max} h_b^2 + n_p p_t \gamma_t b, \quad (6)$$

где M_b – изгибающий момент от веса балласта с частями пути; M_t – изгибающий момент от веса конструкции тротуара; n_p , n'_p – коэффициенты надежности; p_t – нагрузка от веса тротуара и перил; γ_t – расстояние от центра тяжести конструкции тротуара до борта; h_b – толщина слоя балласта под шпалой; $\sigma_{b,\max}$ – горизонтальное давление от собственного веса балласта в корневом сечении борта, определяемое по формуле

$$\sigma_{b,\max} = \gamma h_b \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right), \quad (7)$$

где $\gamma = 20$ кН/м³ – объемный вес балласта с частями пути; φ – угол внутреннего трения (для щебеночного балласта $\varphi = 40^\circ$).

По описанной методике были определены расчетные моменты продольных бортов трех основных групп (табл. 3) за исключением особых бортов (группа 4). При расчете осевая нагрузка принята равной 35 т, что соответствует нагрузке отдаленной перспективы С14. Характеристика выбранных проектов пролетных строений, количество эксплуатируемых ПС на сети железных дорог ОАО «РЖД» и расчетный предельный момент в корневом сечении продольного борта $M_{\text{пред}}$ представлены в табл. 3. На рис. 9 приведены графики зависимости расчетных изгибающих моментов в корневом сечении бортов от толщины балластного слоя под шпалой h_b и расстояния a от торца шпалы до борта.

По результатам расчета сделаны следующие выводы:

1. Толщина слоя балласта оказывает существенное влияние на расчетный момент: при изменении толщины слоя балласта под шпалой от 25 до 105 см момент увеличился в 20–30 раз.

2. Эксцентриситет пути незначительно влияет на величину расчетного момента: при наличии эксцентриситета, равного 20 см (см. рис. 9, а), расчетный изгибающий момент увеличился на 30 % по сравнению с момен-

Таблица 3

Описание исследуемых типовых проектов пролетных строений

№ группы	Схема типового проекта	Описание типового проекта	Кол-во ПС, шт.	$M_{\text{пред}}$, кН·м
1		Плитное ПС проектировки 1911 г.	793	13,7
2		Плитное ПС, Ленмостпроект, 1938 г., инв. № 7175	371	22,4
3		Плитное и ребристое двухблочное ПС, Ленгипртрансмост, инв. № 557 и № 557/1 – 1967 г., инв. № 557/11 и № 557/12 – 1978 г.	7 062	30,3

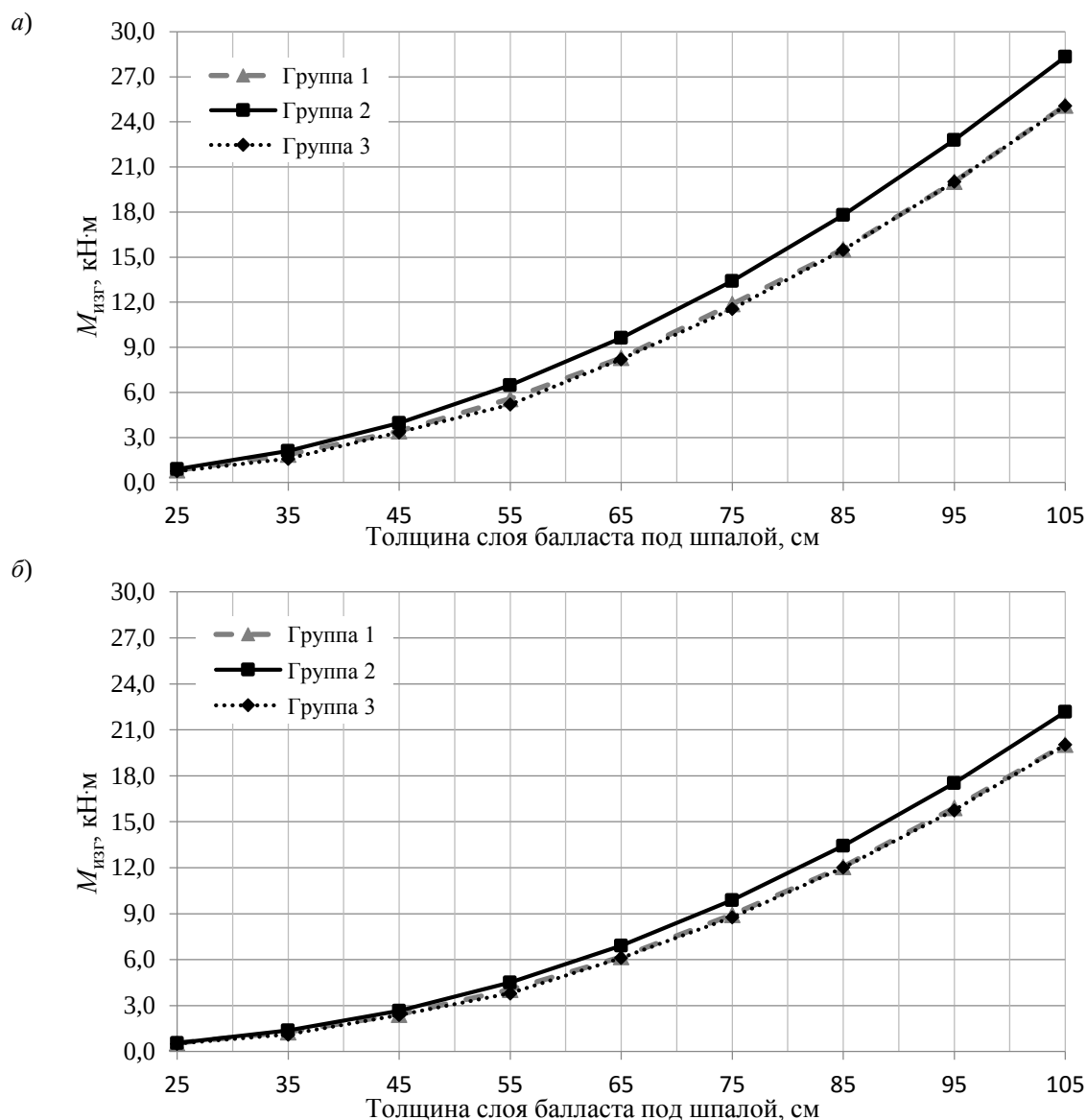


Рис. 9. Графики расчетного изгибающего момента в корневом сечении бортов в зависимости от толщины слоя балласта под шпалой:

а – при $a = 35$ см, $e = 20$ см; б – при $a = 55$ см, $e = 0$

том, действующим при отсутствии эксцентриситета (см. рис. 9, б).

3. Наибольший изгибающий расчетный момент согласно расчету характерен для бортов группы 2, наименьший – для бортов группы 3.

4. При толщине слоя балласта под шпалой, равной 80 (90) см, при наличии эксцентриситета пути, равного 20 (0) см, расчетный изгибающий момент превышает предельный момент бортов группы 1. При этом количество эксплуатируемых пролетных строений с толщиной балласта более 80 см составляет 3,5 % от общего количества, или около 1 500 шт.

5. При толщине слоя балласта под шпалой, равной 95 (105) см, при наличии эксцентриситета

пути, равного 20 (0) см, расчетный изгибающий момент превышает предельный момент для бортов группы 2. При этом количество эксплуатируемых пролетных строений с толщиной балласта более 100 см составляет 1,3 % от общего количества, или более 500 шт.

К сожалению, в открытой печати нет данных лабораторных, натурных или численных экспериментов, подтверждающих, что данная методика отражает фактическую работу конструкции с допустимой погрешностью.

Для обеспечения безопасного пропуски подвижного состава необходимо давать оценку грузоподъемности продольных бортов плиты балластного корыта, в том числе наращенных,

железобетонных пролетных строений железнодорожных мостов, выполняя их расчет.

Учитывая вышеизложенное, можно выделить следующие задачи дальнейшего исследования:

– численное моделирование работы продольного борта плиты балластного корыта под нагрузкой;

– экспериментальные исследования работы продольного борта на моделях в лабораторных условиях и на эксплуатируемых пролетных строениях;

– совершенствование инженерной методики расчета продольного борта балластного корыта.

Библиографический список

1. Бокарев С.А., Прибытков С.С., Яшнов А.Н. Содержание искусственных сооружений с использованием информационных технологий. М.: УМЦ МПС России, 2008. 195 с.
2. Власов Г.М. Железобетонные мосты. Новосибирск: Изд-во СГУПС, 2013. 278 с.
3. Результаты обследования железобетонных пролетных строений Забайкальской железной дороги / С.А. Бокарев, Д.Н. Цветков, Ю.М. Широков, А.Н. Яшнов // Строительная механика и инженерные сооружения: Межвуз. сб. науч. тр. Новосибирск, 1995. С. 97–108.
4. Бокарев С.А. Управление техническим состоянием искусственных сооружений железных дорог России на основе информационных технологий. Новосибирск: Изд-во СГУПС, 2002. 276 с.
5. Бокарев С.А., Прибытков С.С. Техническое состояние железобетонных мостов на Западно-Сибирской железной дороге и прогноз его изменения // Проектирование и строительство в Сибири. 2002. № 6. С. 19–20.
6. Влияние состояния мостового полотна на условия эксплуатации железобетонных пролетных строений / Г.М. Власов, С.А. Бокарев, Ю.М. Широков, А.Н. Яшнов // Совершенствование искусственных сооружений на железных дорогах. Новосибирск, 1989. С. 20–25.
7. ЦП-628. Инструкция по содержанию искусственных сооружений / МПС РФ. М.: Транспорт, 1999. 67 с.
8. Инструкция по оценке состояния и содержания искусственных сооружений на железных дорогах Российской Федерации / Департамент пути и сооружений ОАО «РЖД». М., 2006. 120 с.
9. Руководство по определению грузоподъемности железобетонных пролетных строений железнодорожных мостов / МПС СССР. М.: Транспорт, 1989. 125 с.
10. Содержание и реконструкция мостов / Под ред. В.О. Осипова. М.: Транспорт, 1986. 327 с.

S.A. Bokarev, S.V. Efimov

Standardization of the Height of the Longitudinal Sidewalls of Reinforced-Concrete Superstructures with On-Ballast Driving

Abstract. This article presents typical designs of reinforced-concrete superstructures exploited on the rail network of general use at railway bridges with on-ballast driving rated for different loads using different calculation rules, as well as designs of their longitudinal sidewalls. Grouping of longitudinal bridge sidewalls in terms of various parameters such as dimensions and configuration was performed. Data on the damages of longitudinal bridge sidewalls affecting their bearing capacity and results of a statistical analysis of the violations of the standard documented requirements to bridge decks as of 2015 year worsening the performance characteristics of longitudinal bridge sidewalls are reported. An approximate engineering method was used to calculate the bearing capacity of the longitudinal sidewalls of the three most common designs of such sidewalls at various ballast-section parameters such as the thickness of the ballast bed under sleepers and the distance from the end-face sleeper to the sidewall. A still unresolved problem of assessment of the bearing capacity of longitudinal bridge sidewalls, including the longitudinal bridge sidewalls accrued by more than 20 cm, with allowance for damages and violation of maintenance requirements of the ballast section was identified. A conclusion is drawn that the traffic safety of rolling stock on reinforced-concrete superstructures of railway bridges should be substantiated, in addition to performing carrying-capacity calculations of the main beam and slab ballast troughs, by similar calculations of longitudinal bridge sidewalls. The goal and objectives of future studies of ballast-trough longitudinal sidewalls are formulated.

Key words: reinforced-concrete superstructure; railway bridges; ballast trough; longitudinal sidewalls of ballast-trough slab; defects; bearing capacity; beam.

Бокарев Сергей Александрович – профессор, доктор технических наук, проректор по научной работе СГУПС, заведующий кафедрой «Мосты» СГУПС. E-mail: BokarevSA@stu.ru

Ефимов Стефан Васильевич – аспирант кафедры «Мосты» СГУПС. E-mail: esvmt@mail.ru