

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГРАНИЧНЫХ ЗНАЧЕНИЙ ДИНАМИЧЕСКИХ ПАРАМЕТРОВ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ ПРИ ОЦЕНКЕ ИХ ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ

В работе представлен метод определения граничных значений динамических параметров эксплуатируемых сталежелезобетонных пролетных строений при оценке их технического состояния. В ходе выполнения работ составлены конечно-элементные схемы, используемые для определения собственных частот колебаний пролетных строений. Показан алгоритм уточнения решения с учетом результатов вибрационных испытаний.

Для оперативной оценки технического состояния сталежелезобетонных пролетных строений в СГУПСе была разработана методика [1], в основу которой положен метод вибрационных испытаний. В рамках методики оценку технического состояния предлагается проводить, сопоставляя фактические (полученные по результатам вибрационных испытаний) значения первой собственной частоты колебаний пролетного строения, со значением первой собственной частоты, установленной расчетом на модели эталонного пролетного строения.

Теоретические основы вибрационного метода испытаний изложены, например, в работе [2]. Суть метода заключается в следующем.

Любая конструкция характеризуется своими собственными колебаниями с частотой, зависящей от массы, размеров, упругих и неупругих свойств, а также характера опирания. С частотой собственных колебаний однозначно связана форма колебаний.

Аналитическое решение уравнения колебаний балки строится при следующих допущениях:

- балка представляет собой прямолинейный стержень постоянного сечения по всей длине с равномерно распределенной по длине массой;
- балка состоит из линейно-упругого, изотропного однородного материала;
- учитываются только изгибные деформации;
- рассматриваются только нормальные к недеформированному сечению осевые деформации. Сечения, плоские до деформации, остаются плоскими и после деформации;
- осевые нагрузки отсутствуют.

Так, в [2] показано, что дифференциальное уравнение изгибных колебаний балки, шарнирно опертой по концам, имеет вид:

$$\frac{\partial^2}{\partial x^2} \left(EJ \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} \right) + m \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} = 0. \quad (1)$$

Частоты собственных изгибных колебаний, полученные из решения уравнения (1), будут

$$f_n = \frac{\lambda_n^2}{2\pi l^2} \sqrt{\frac{EJ}{m}}, \quad n = 1, 2, 3, \dots, \quad (2)$$

где λ_n — определяется номером формы колебаний n и граничными условиями; l — длина стержня; E — модуль упругости материала; J — момент инерции; m — погонная масса стержня.

Дифференциальное уравнение крутильных колебаний, согласно [1], имеет вид:

$$G \frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2} = \rho \frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2}. \quad (3)$$

Решение уравнения (3) строится аналогично (1) и приводит к следующему выражению для частоты основного тона:

$$f_1^{\text{кр}} = \frac{\pi}{l} \sqrt{\frac{G}{\rho}}, \quad (4)$$

где G — мгновенный модуль упругости второго рода; ρ — массовая плотность материала стержня.

Из выражений (2) и (4) видно, что изменение физико-механических (E , G , m , ρ) и геометрических (l , J , λ_n) характеристик балки приводит к соответствующим изменениям частоты колебаний.

Сталежелезобетонные пролетные строения не удовлетворяют предпосылкам, изложенным выше. Даже исправное пролетное строение имеет переменное сечение по длине пролета. Повреждения в плите в виде выколов бетона, трещин по контакту между бетоном омоноличивания и бетоном плиты заводского изготовления, уменьшение прочности бетона шва и связанное с этим уменьшение модуля упругости бетона приводят к еще более неравномерному изменению жесткости по длине пролетного строения. Для определения собственных частот таких конструкций возникает необходимость численного решения (1) и (3). Наиболее популярным и разработанным в настоящее время является метод конечных элементов (МКЭ). МКЭ позволяет достаточно точно моделировать конструктивные особенности сталежелезобетонного пролетного строения и имеющиеся повреждения.

Далее опишем метод, использованный для определения граничных значений частоты первой формы собственных колебаний пролетного строения, соответствующей исправному и неисправному состояниям. Исправным будем считать такое пролетное строение, в котором по результатам обследования не обнаружено дефектов и повреждений, значительно снижающих несущую способность. Измеряемым признаком состояния конструкции будем считать напряжения в верхнем поясе металлической балки. С учетом величины этих напряжений оценивается степень повреждения пролетного строения и определяется класс по грузоподъемности по методике, изложенной в [1].

Рассмотрим два пролетных строения с расчетным пролетом $L_p = 27,0$ м. Состояние первого по результатам обследования было оценено как исправное, второе отнесено к неисправным. Бетон омоноличивания в четвертом шве плиты балластного корыта почти полностью разрушен. Напряжения от испытательной нагрузки (тепловоз ТЭМ2) в верхнем поясе металлической балки исправного пролетного строения оказались равными $\sigma = -9,2$ МПа, а в неисправном составили $\sigma = -58,8$ МПа. Измеренные значения частоты первой формы колебаний составили $\omega_1 = 5,75$ Гц и $\omega_1 = 3,59$ Гц соответственно.

Для того чтобы выбрать модель, наиболее точно соответствующую рассматриваемым пролетным строениям, были использованы для статического и динамического расчета три модели, показанные на рис. 1.

В первом случае (см. рис. 1, а, модели 1 и 2) балласт и верхнее строение пути заданы объемными конечными элементами. Будем называть этот способ моделирования — балласт «в теле». Во втором случае (см. рис. 1, б, модели 3 и 4) элементы мостового полотна и верхнего строения пути учитывали как эквивалентную массу, приложенную на уровне верха плиты балластного корыта, путем изменения плотности материала конечных элементов верхнего слоя плиты. Будем называть этот способ — балласт «в плите». Модели 5 и 6 (см. рис. 1, в) — это модели, составленные из балочных конечных элементов. Балласт в этих моделях моделируется увеличением плотности материала всей железобетонной плиты, а рельс задан отдельным элементом. Модели 1, 3 и 5, также как и модели 2, 4 и 6, отличаются тем, что первые из них построены для расчета исправной конструкции, а вторые — учитывают повреждение в плите в виде разрушения бетона четвертого шва омоноличивания плиты. Во всех случаях начальные значения физико-механических характеристик конечных элементов (табл. 1) задавали в соответствии с типовым проектом. Упругая работа опорных частей в моделях не учитывалась. Составленные КЭ-модели считались достоверными, если результаты статического расчета давали ожидаемые перемещения и напряжения. Модуль упругости балласта принимали на два порядка ниже модуля упругости бетона. Модуль упругости конечных элементов швов омоноличивания в моделях 2, 4 и 6 задавали равным $1 \cdot 10^4$ Па.

Модель 5 обладает явным преимуществом по сравнению с моделями 1 и 3 по количеству элементов, узлов сетки и, как следствие, времени счета. На этой модели в первую очередь были проведены численные эксперименты по влиянию изменения жесткости и массы элементов конструкции на величину частоты

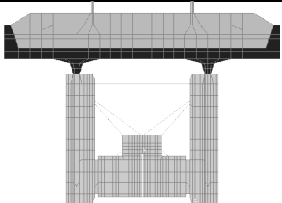
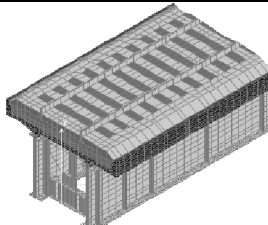
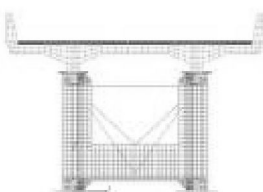
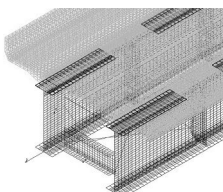
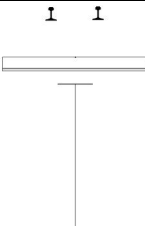
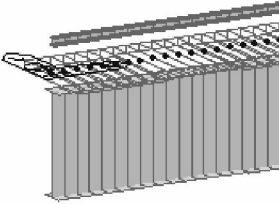
а) Модель 1 и 2			25058 КЭ / 38028 узлов
б) Модель 3 и 4			37920 КЭ / 73318 узлов
в) Модель 5 и 6			300 КЭ / 101 узел

Рис. 1. Конечно-элементная модель пролетного строения

собственных колебаний исправного пролетного строения. Масса пролетного строения принималась равной $m = 110$ т, соответствующей измеренной толщине балласта при плотности балласта $\rho = 2$ т/м³ и $m = 93$ т, при которой удалось получить практически полное совпадение расчетных и измеренных значений частот. Варьируемым параметром была приведенная жесткость конечных элементов в швах омоноличивания плиты, которая в табл. 2 приведена в виде отношения модуля упругости металла к модулю упругости материала шва $E_{s/c}$. Результаты расчетов, представленные в табл. 2, показывают, что уменьшение приведенной жесткости швов омоноличивания плиты практически не влияет на величину первой собственной частоты пролетного строения при уменьшении жесткости материала швов ниже значения $E_{s/c} = 20$. При массе пролетного строения $m = 110$ т получить совпадения по частоте не удалось ни при каком значении $E_{s/c}$.

Таблица 1

Физико-механические характеристики материалов конечных элементов

Способ учета балласта, (модель)	Модуль упругости, Па			Плотность материала, т/м ³			Вес ПС, т	
	Металл	Бетон	Балласт	Металл	Бетон*	Балласт	Проект	Модель
Балласт «в теле» (модели 1 и 2)	$2,06 \cdot 10^8$	$3,64 \cdot 10^7$	$3,64 \cdot 10^5$	7,85	2,50	2,00	195,0	194,8
Балласт «в плите» (модели 3 и 4)	$2,06 \cdot 10^8$	$3,64 \cdot 10^7$	—	7,85	2,50/3,64	—	195,0	194,7
Балочные элементы (модели 5 и 6)	$2,06 \cdot 10^8$	$3,64 \cdot 10^7$	—	7,85	2,50/3,64	—	195,0	196,0

* — плотность бетона в числителе для плиты, в знаменателе — для конечных элементов верхнего слоя плиты.

Таблица 2

Результаты расчета с различной жесткостью материала швов

Условная жесткость шва $E_{s/c}$	6,7	12	20	58	73
Частота, Гц, при $m = 93$ т	5,81	5,79	5,75	5,75	5,75
Частота, Гц, при $m = 110$ т	5,36	5,34	5,32	5,30	5,29

Расчеты, выполненные со значениями массы пролетного строения $m = 93$ т и $E_{s/c} = 20$ (табл. 3), показали, что расчетное значение первой собственной частоты для исправного пролетного строения изменяется в зависимости от способа моделирования балласта, а попытка более точного описания особенностей конструкции с помощью более тщательной проработки деталей в модели не приводит к повышению точности решения, в то время как более простая модель, составленная из балочных конечных элементов, дает практически совпадающее с измеренным значение первой собственной частоты колебаний.

Таблица 3

Результаты расчета с различными способами моделирования балласта

Частота собственных колебаний, Гц			
Модель 1	Модель 3	Модель 5	Измерение
5,52	5,13	5,75	5,75

На модели 6 (пролетное строение с повреждением) значение первой собственной частоты определяли в зависимости от изменения параметра $E_{s/c}$ в четвертом шве омоноличивания плиты и степени включения в совместную работу с главными балками элементов верхнего строения пути, заданных в модели

двумя рельсами. Степень включения ВСП изменялась уменьшением модуля упругости конечных элементов, моделирующих рельс, от $E_s = 2,06 \cdot 10^5$ МПа до $E_s = 2,06 \cdot 10^3$ МПа. Критерием совпадения свойств модели и пролетного строения были измеренные во время статических испытаний напряжения в верхнем поясе металлической балки $\sigma = -58,8$ МПа и частота первой формы колебаний $\omega_1 = 3,59$ Гц.

Из данных табл. 4 видно, что наиболее точное совпадение с результатами измерений получены расчетом при условной жесткости шва $E_{s/c} = 25$ и модуле упругости материала рельсов $E_s = 2,06 \cdot 10^3$ МПа.

Таблица 4

Результаты расчета неисправного пролетного строения

Показатель	Условная жесткость шва $E_{s/c}$								
	7		12		25		40		
E_s , МПа	$2,06 \cdot 10^5$	$2,06 \cdot 10^4$	$2,06 \cdot 10^3$	$2,06 \cdot 10^5$	$2,06 \cdot 10^3$	$2,06 \cdot 10^5$	$2,06 \cdot 10^3$	$2,06 \cdot 10^5$	$2,06 \cdot 10^3$
Напряжение σ , МПа	-21,9	-21,9	-21,9	-21,9	-35	-21,2	-56,2	-73,4	-91,9
Частота, Гц	4,52	4,37	1,88	4,23	4,23	4,74	3,64	2,36	2,21

Вывод о целесообразности применения той или иной модели для анализа частоты собственных колебаний пролетного строения с повреждением в швах можно сделать, сравнив данные табл. 5. Наиболее точное совпадение с измеренным значением частоты дает модель 6, в то время как модели 2 и 4, завышают или занижают частоту колебаний.

Таблица 5

Результаты расчета с различными способами моделирования балласта

Частота собственных колебаний, Гц			
Модель 2	Модель 4	Модель 6	Измерение
4,13	2,87	3,64	3,59

В табл. 6 приведены результаты сравнения расчетных и измеренных во время испытаний характеристик напряженно-деформированного состояния и динамических характеристик. Расчетные значения получены по моделям 5 и 6. Сравнение характеристик позволяет сделать вывод, что модели 5 и 6 дают возможность достаточно точно определять частоты собственных колебаний и являются наиболее подходящими для выполнения дальнейших динамических расчетов.

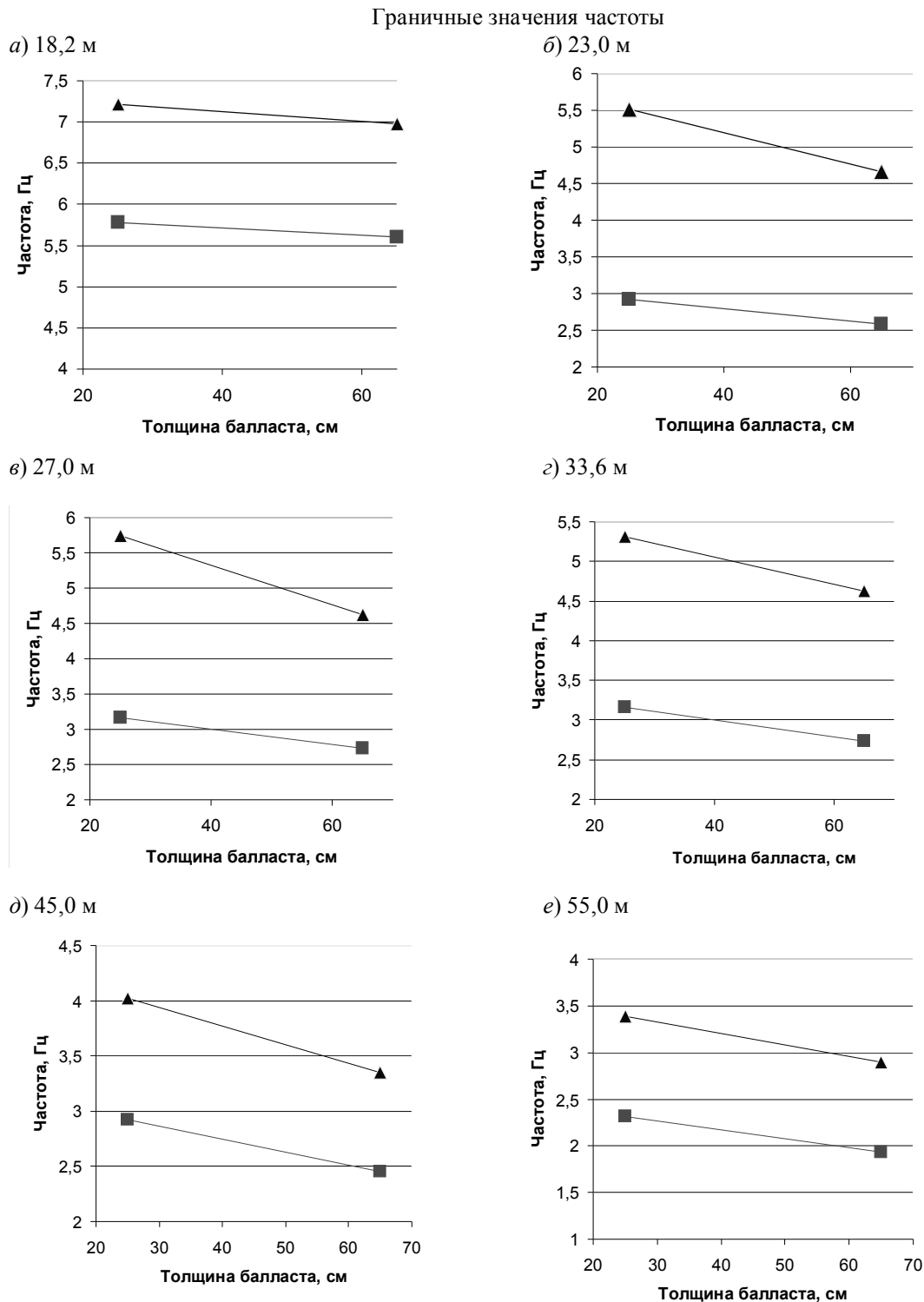
Таблица 6

Сравнение расчетных и измеренных характеристик

Характеристика	Исправное пролетное строение		Неисправное пролетное строение	
	Расчет	Испытание	Расчет	Испытание
Напряжения в верхнем поясе, МПа	-9,5	-9,2	-56,2	-58,8
Напряжения в нижнем поясе, МПа	36,0	33,6	42,4	37,0
Прогиб, мм	11,2	11,3	18,6	14,0
Первая собственная частота, Гц	5,76	5,75	3,64	3,59

На частоту собственных колебаний балок, помимо их жесткости, оказывает влияние и масса конструкции. На железнодорожных пролетных строениях для одного и того же пролета масса конструкции может быть различной при различной толщине уложенного балласта. На рис. 2 показаны расчетные значения первой частоты собственных колебаний для исправных и неисправных

пролетных строений (неисправными считаются все швы пролетного строения) всех пролетов, входящих в состав типового проекта инв. № 739, для толщины балласта 25 см и 65 см. Расчеты проведены на моделях, которые построены аналогично моделям 5 и 6, описанным выше.



Примечание. —▲— исправное ПС
—■— неисправное ПС

Рис. 2. Значения первой собственной частоты при различной толщине балласта

Проведя классификацию пролетных строений по методике СГУПС с учетом измеренных напряжений и прочности бетона, можно получить зависимость первой частоты собственных колебаний и категории пролетных строений по грузоподъемности.

Библиографический список

1. *Разработка* технологического комплекса по экспресс-диагностике эксплуатируемых сталежелезобетонных пролетных строений железнодорожных мостов. Этап 2. Методика. Конструкторская документация / Отчет о НИР (промежуточный), рук. темы А.Н. Яшнов. СГУПС, Новосибирск, 2007. 65 с.
2. *Крылов Н.А., Глуховской К.А.* Испытание конструкций сооружений. Л.: Изд-во лит. по строительству, 1970. 270 с.
3. *Васильев С.П., Соловьев Л.Ю., Цветков Д.Н.* Использование динамических характеристик сталежелезобетонных пролетных строений для оценки их технического состояния // Вестник СГУПС. Новосибирск: Изд-во СГУПС, 2006. Вып. 13. С. 147–154.