

Л.Ю. Соловьев, Д.Н. Цветков

Сибирский государственный университет путей сообщения
(г. Новосибирск)

**ОЦЕНКА ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ
СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ
НА ОСНОВЕ ИДЕНТИФИКАЦИИ КОНЕЧНО-ЭЛЕМЕНТНЫХ
МОДЕЛЕЙ В ПО «SOFISTIK»**

Представлен метод оценки технического состояния эксплуатируемых железнодорожных сталежелезобетонных пролетных строений, основанный на идентификации расчетных конечно-элементных моделей в соответствии с данными натурных измерений. Оценка выполнялась на основе сопоставления расчетных частот собственных колебаний с граничными значениями, полученными при натурных измерениях на более чем 300 пролетных строениях. Идентификация моделей выполнялась путем изменения жесткостей конечных элементов до совпадения с экспериментом.

Ключевые слова: *сталежелезобетонные пролетные строения; метод конечных элементов; динамические параметры; оценка технического состояния; частота собственных колебаний; ПО «SOFiSTiK».*

Одной из задач, решаемой в процессе выполнения работ по обследованию пролетных строений, является оценка их технического состояния. 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 коротко заключаются 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.

Известные аналитические решения уравнения колебаний балки, как правило, предполагают, что балка представляет собой прямолинейный стержень постоянного сечения по всей длине с равномерно распределенной по длине массой и состоит из линейно-упругого, изотропного однородного материала. Частота колебаний такого стержня зависит от физико-механических (E , G , m , ρ) и геометрических (l , J , λ_n) характеристик балки, где E и G – модули упругости материала балки первого и второго рода; m – масса стержня; ρ – плотность материала; l – длина стержня; J – момент инерции; λ_n – величина, зависящая от номера формы колебаний n и граничных условий.

Сталежелезобетонные пролетные строения не удовлетворяют предпосылкам, изложенным выше. Конструктивно такое пролетное строение имеет поперечные сечения, состоящие из материалов с различными физико-механическими характеристиками – стали и бетона, и изменяющиеся по длине пролета. Повреждения в сборной железобетонной плите в виде выколов бетона, трещин по контакту между бетоном омоноличивания и бетоном плиты заводского изготовления, деструктивные процессы в бетоне швов омоноличивания и связанное с ними уменьшение модуля упругости материала приводят к еще более неравномерному изменению жесткости по длине пролетного строения. Для определения собственных частот таких конструкций наиболее эффективным является использование метода конечных элементов (МКЭ). МКЭ позволяет достаточно точно и просто 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 работе [1].

Рассмотрим два пролетных строения (ПС) 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 второго пролетного строения почти полностью разрушен. Напряжения от испытательной нагрузки (тепловоз ТЭМ2) в верхнем поясе металлической балки исправного пролетного строения составили $\sigma = -9,2$ МПа, а в неисправном – $\sigma = -58,8$ МПа. Измеренные значения частоты первой формы колебаний $\omega_1 = 5,75$ Гц и $\omega_1 = 3,59$ Гц соответственно.

Для того чтобы выбрать модель, наиболее точно соответствующую рассматриваемым пролетным строениям, выполним статический и динамический расчет четырех моделей, показанных на рис. 2.

В первом случае (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 (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 балластом «в плите». Модели 5 и 6 (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. Модель 7 (рис. 1, г) – модель, составленная из балочных конечных элементов. Балласт, рельсы и железобетонная плита моделируются соответствующими модулями упругости в составном сечении. Модели 1, 3, 5 и 7, так же 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 конечно-элементные 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.

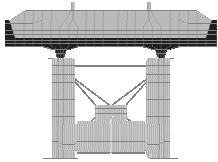
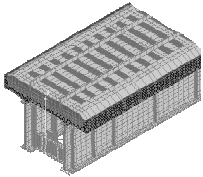
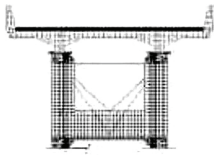
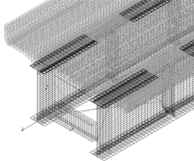
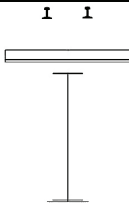
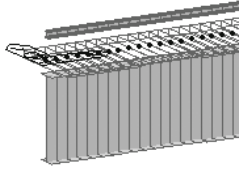
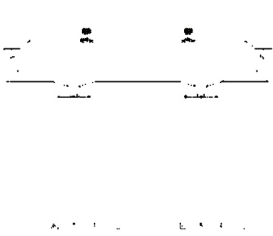
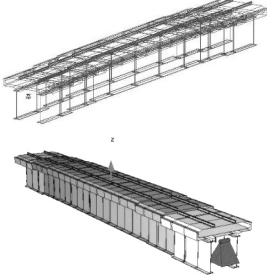
Модель	Поперечное сечение	Общий вид	Размерность задачи	Программное обеспечение
а) 1 и 2			25058 КЭ / 38028 узлов	Cosmos/M
б) 3 и 4			37920 КЭ / 73318 узлов	
в) 5 и 6			300 КЭ / 101 узел	Midas Civil
г) 7			33 КЭ/ 36 узлов	SOFiSTiK

Рис. 1. Конечно-элементная модель пролетного строения

Таблица 1

Физико-механические характеристики материалов конечных элементов

Способ учета балласта (модель)	Модуль упругости, Па			Плотность материала, тс/м ³			Вес ПС, тс	
	металл	бетон	балласт	металл	бетон *	балласт	проект	модель
Балласт «в теле» (модели 1, 2, 7)	$2,06 \cdot 10^8$	$3,64 \cdot 10^7$	$3,64 \times 10^5$	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.

Модель 7, составленная с применением ПО «SOFiSTiK», обладает явным преимуществом по сравнению с моделями 1, 3 и 5 по количеству элементов, узлов сетки и, как следствие, времени счета. Несмотря на то, что эта модель стержневая с составным сечением с разными жесткостными параметрами компонентов, в результате расчетов в ней могут быть получены все необходимые усилия и напряжения в отдельных элементах сечения.

Расчеты, выполненные со значениями массы пролетного строения $m = 93$ тс и отношением модуля упругости металла к модулю упругости материала шва $E_{s/c} = 20$ (табл. 2), 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 динамической задачи, в то время как более простая модель, составленная из балочных конечных элементов, дает практически совпадающее с измеренным значением первой собственной частоты колебаний.

Таблица 2

**Результаты расчета различными способами
моделирования балласта**

Модель	Программное обеспечение	Частота собственных колебаний, Гц	Отклонение, %
1	Cosmos/M	5,52	4
3	Cosmos/M	5,13	10
5	Midas Civil	5,75	0
7	SOFiSTiK	5,98	3,8
Измерение		5,75	

Стержневые модели Midas Civil и SOFiSTiK дали вполне приемлемые результаты. Отклонение от измеренных величин для SOFiSTiK не превышает 4 % и может быть устранено уточнением модели.

На модели 7 (пролетное строение с повреждением) значение первой собственной частоты определяли в зависимости от изменения параметра $E_{s/c}$ (отношение модуля упругости стали к модулю упругости бетона) 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 верхнего строения пути изменялась уменьшением условного модуля упругости

конечных элементов E_s , 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.

Таблица 3

Результаты расчета неисправного пролетного строения

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

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

Вывод о целесообразности применения той или иной модели для анализа частоты собственных колебаний пролетного строения с повреждением в швах можно сделать, сравнив следующие данные:

частота собственных колебаний, Гц:

- модель 2 4,13
- модель 4 2,87
- модель 7 3,64
- измерение 3,59

Наиболее точное совпадение с измеренным значением частоты дает модель 7, в то время как модели 2 и 4, завышают или занижают частоту колебаний.

На рис. 2 приведены результаты идентификации КЭ-модели по двум параметрам – условной жесткости шва $E_{s/c}$ и степени включения верхнего строения пути, задаваемой уменьшением модуля упругости ма-

териала конечных элементов, моделирующих рельс E_s . Анализ полученных графиков показывает, что лучшее совпадение измеренных и расчетных значений частоты первой формы собственных колебаний ω и напряжений в верхнем поясе металлических балок пролетного строения σ достигается при значениях $E_{s/c} = 27$ МПа и $E_s = 2,03 \cdot 10^3$ МПа. Расчетные значения первой частоты собственных колебаний и напряжений в верхнем поясе при указанных параметрах $E_{s/c}$ и E_s оказываются равными $\omega_1 = 3,64$ Гц и $\sigma = -58,8$ МПа, что практически совпадает с измеренными значениями этих величин.

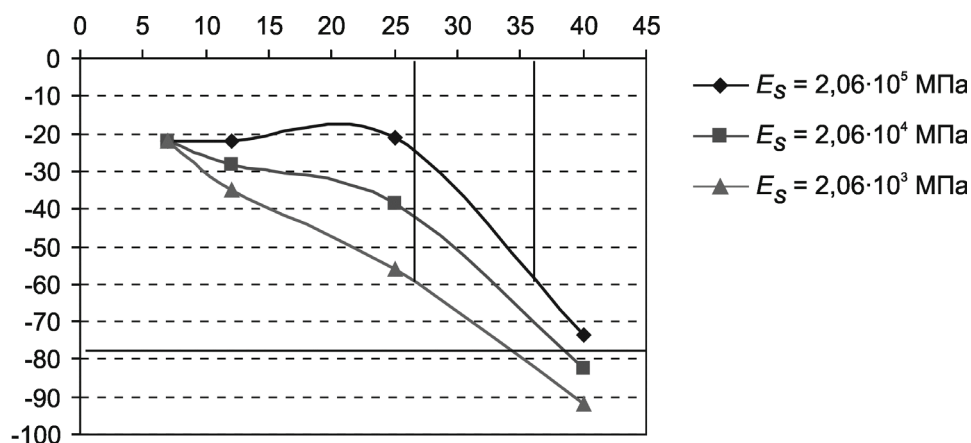


Рис. 2. Зависимость первой собственной частоты от величины модуля упругости бетона поврежденного шва и степени включения верхнего строения пути

Следует обратить внимание на тот факт, что совпадение расчетных и измеренных значений напряжений в верхнем поясе дают и два других решения, полученные при значениях $E_s = 2,03 \cdot 10^5$ МПа и $E_s = 2,03 \cdot 10^4$ МПа, но расчетное значение первой собственной частоты собственных колебаний в указанных случаях отличаются от измеренных значений частоты на большую величину, чем решение со значением $E_s = 2,03 \cdot 10^3$ МПа.

Таким образом, можно констатировать, что, добиваясь совпадения измеренных значений частот собственных колебаний и полученных в расчете путем варьирования ограниченным количеством жесткостных параметров конечно-элементной модели, можно получить достоверные знания о состоянии конструкции, наличии и местах расположения неисправностей и о вероятной величине развития

последних. Применяя методы оптимального проектирования, очевидно, можно будет выполнять поиск дефектных участков в автоматизированном режиме.

Список литературы

1. Разработка технологического комплекса по экспресс-диагностике эксплуатируемых сталежелезобетонных пролетных строений железнодорожных мостов. Этап 2. Методика. Конструкторская документация: отчет о НИР (промежуточ.) / СГУПС; рук. Яшнов А.Н. – Новосибирск, 2007. – 65 с.

2. Крылов Н.А., Глуховской К.А. Испытание конструкций сооружений. – Л.: Изд-во лит. по стр-ву, 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.

Получено 18.03.2011