

С. А. БОКАРЕВ, Л. Ю. СОЛОВЬЕВ, Д. Н. ЦВЕТКОВ (Сибирский государственный университет путей сообщений, Россия)

ОБ ЭФФЕКТИВНОСТИ НЕКОТОРЫХ СПОСОБОВ ОЦЕНКИ ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ

Розглядаються питання удосконалення методів оцінки технічного стану сталезалізобетонних прогонових будов із використанням параметрів, які отримані під час статичних та динамічних випробувань.

Рассматриваются вопросы совершенствования методов оценки технического состояния сталежелезобетонных пролетных строений с использованием параметров, получаемых при статических и динамических испытаниях.

The article considers the issues of improving the estimation methods of technical of condition reinforced-concrete span structures with the use of the parameters received at static and dynamic tests.

В настоящее время на сети железных дорог эксплуатируется достаточно большое количество сталежелезобетонных пролетных строений. Особенностью этих конструкций является применение сборной железобетонной плиты балластного корыта, которая состоит из блоков заводского изготовления, объединяемых при монтаже поперечными швами бетона омоноличивания. От качества выполнения этих швов напрямую зависит включение плиты в совместную работу с главными балками, а следовательно, и несущая способность конструкции в целом. Практика показывает, что к настоящему моменту бетон швов многих сталежелезобетонных пролетных строений оказался частично или полностью разрушен. Поскольку влияние состояния поперечных швов на несущую способность конструкции является весьма существенным,

то своевременное выявление степени нарушения монолитности плиты является актуальной задачей.

Оценить степень включения плиты в совместную работу с металлическими балками можно по нескольким параметрам. В частности, такими параметрами могут быть провис и форма изогнутой оси балки от постоянных нагрузок, прогиб балки и распределение напряжений по высоте сечения (положение нейтральной оси) от временных нагрузок, характеристики собственных колебаний пролетного строения - частота и форма. Оценку эффективности применения перечисленных показателей провели на сталежелезобетонных пролетных строениях, конструкция которых показана на рис. 1, имеющих расчетный пролет 23,0 м и выполненных по типовому проекту №739.

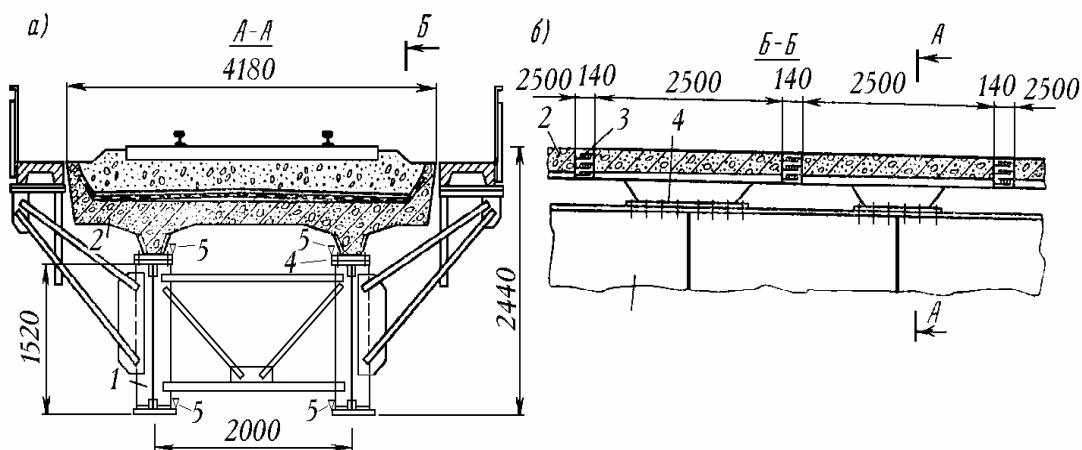


Рис. 1. Конструкция пролетного строения:

- a* – поперечный разрез; *б* – продольный разрез с омоноличиваемыми стыками; 1 – стальная балка; 2 – железобетонная плита; 3 – поперечный шов, омоноличиваемый на монтаже; 4 – закладная деталь объединения плиты и балки; 5 – места установки датчиков

Статические и динамические обследования испытания моста проводили в 2002–2004 гг. до и после капитального ремонта конструкций, необходимость которого была вызвана неудовлетворительным состоянием швов омоноличивания плиты балластного корыта.

Перед проведением испытаний как до, так и после ремонта, было выполнено детальное обследование пролетного строения, в процессе которого выполнили съемку профиля пути и балок, фиксировали параметры мостового полотна, повреждения элементов балок, опорных частей, опор, проводили контроль качества бетона в поперечных швах плиты балластного корыта с помощью склерометра Шмидта. На рис. 2 приведен продольный профиль нижних поясов главных балок пролетного строения.

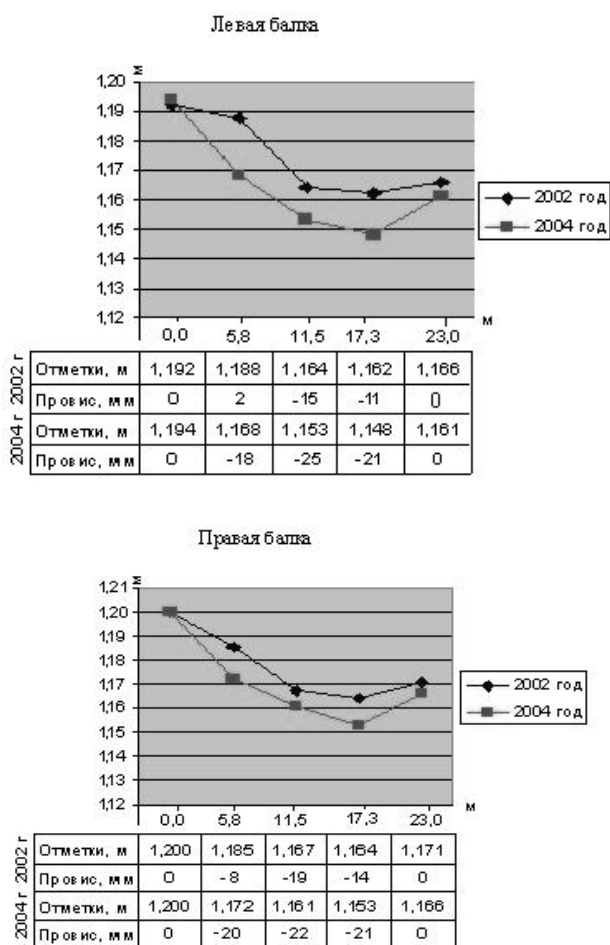


Рис. 2. Продольный профиль нижних поясов главных балок пролетного строения

Сравнение графиков показало, что прогиб (провис) балок от постоянных нагрузок в середине пролета, составлявший до ремонта 15...19 мм, после проведения ремонта достиг величины 22...25 мм. Изменилась и форма изогнутой оси балок.

Причиной отмеченного изменения, скорее всего, служит проведение ремонта швов без разгрузки пролетного строения от веса балласта и верхнего строения пути. Балласт всего лишь «отодвигали» над поперечными швами, освобождая место для проведения работ по восстановлению бетона шва. Старый бетон при этом удаляли, и все постоянные нагрузки воспринимались составным сечением из металлических балок и объединенных выпусков продольной арматуры плит. До проведения капитального ремонта из семи швов плиты балластного корыта некоторую прочность бетона сохранили только два шва (второй – 163 МПа и седьмой – 137 МПа). После выполнения ремонта доступными для осмотра оказались швы четвертый и седьмой, низкое качество бетона которых не позволило с помощью склерометра определить его прочность.

Форма изогнутой оси пролетного строения имеет явно выраженные точки перелома, более ярко проявляющиеся для балок до проведения ремонта. Видимо, расположение точек перелома соответствует зонам резкого изменения жесткости балок из-за нарушенных швов омоноличивания. Теоретически оценить степень изменения изгибной жесткости балки по форме изогнутой оси можно на основании варианта методики расчета слоистых стержней, приведенного в [1].

Однако в целом прогиб от постоянных нагрузок не позволяет однозначно судить о состоянии швов омоноличивания и о включении железобетонной плиты в совместную работу. Связано это с тем, что, во-первых, не известен первоначальный вид профиля – сразу после сдачи сооружения в эксплуатацию и, во-вторых, прогиб от постоянных нагрузок «не чувствителен» к восстановлению швов.

При проведении статических испытаний сооружения нагружения пролетного строения производили электровозом ВЛ60, масса которого составляет 138 т. Интенсивность распределенной испытательной нагрузки равнялась 6,63 тс/м, что составило 47 % нормативной временной вертикальной нагрузки С14. Локомотив устанавливали таким образом, чтобы одна из осей тележки находилась над серединой пролетного строения.

Зафиксированные величины прогибов балок в середине пролета приведены в табл. 1. Так как на момент проведения испытаний в конструкции уже имелись повреждения в швах плиты, расчетный прогиб от испытательной нагрузки был определен с помощью конечно-

элементной модели сталежелезобетонной балки, состоящей из балочных элементов. Изменение изгибной жесткости по длине пролета учитывалось в модели уменьшением площади и момента инерции конечных элементов в сечениях с поврежденными поперечными швами.

Таблица 1

Прогибы балок в середине пролета от испытательной нагрузки

Год	Измеренный прогиб, мм		Расчетный прогиб, мм	Расчетный прогиб исправного ПС, мм
	ЛБ	ПБ		
2002	21,0	21,0	21,1	9,0
2004	21,0	21,0	20,7	

Кроме прогиба, во время статических испытаний измеряли относительные деформации в поясах металлических балок в середине пролета и по ним определяли положение нейтральной оси, считая линейным распределение деформаций по высоте сечения. В табл. 2 приведены расстояния от нижней фибры нижнего горизонтального листа балки до нейтральной оси, полученные по результатам испытаний, и расчетное положение нейтральной оси, соответствующее различному составу сечения сталежелезобетонной балки.

Таблица 2

Положение нейтральной оси в сечении балок в середине пролета

Год (состав сечения)	Расстояние от нейтральной оси до нижней фибры нижнего горизонтального листа металлической балки, мм	
	ЛБ	ПБ
2002	546	487
2004	613	534
Стальная балка	545	
Стальная балка + арматура	613	
Сталежелезобетонное сечение	1 239	

Нетрудно убедиться, что положение нейтральной оси в рассматриваемом поперечном сечении до ремонта практически соответствует положению нейтральной оси сечения только стальных балок. Положение нейтральной оси после ремонта указывает на частичное включение в совместную работу со стальными балка-

ми арматуры плиты балластного корыта, что подтверждается результатами обследования (наличие в швах объединенной продольной арматуры плиты). Распределение напряжений по высоте сечения и положение нейтральной оси являются наиболее информативными параметрами в сравнении с рассмотренными выше и они могут быть использованы для оценки несущей способности исследуемого сечения.

В ходе динамических испытаний сооружения (колебания в конструкции возбуждались проходом электровоза ВЛ60 с различными скоростями) частоты собственных колебаний пролетного строения определяли по виброграммам относительных деформаций в верхних поясах балок. Регистрацию и запись виброграмм выполняли с помощью специализированной измерительной системы [2] и тензометрических преобразователей, которые были установлены на нижних и верхних горизонтальных листах металлических балок, как показано на рис. 1. В результате анализа виброграмм, одна из которых для примера показана на рис. 4, были выделены низшие частоты собственных колебаний пролетного строения до ремонта – 2,77 Гц, после ремонта – 3,44 Гц.

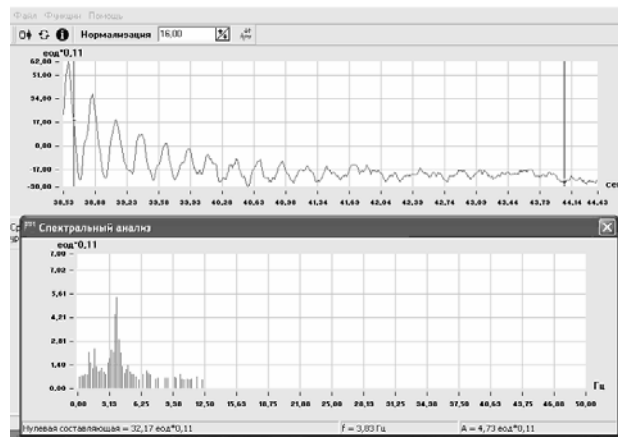


Рис. 3. Виброграмма деформаций и спектр частот свободных колебаний ПС

Для теоретического исследования динамических параметров пролетного строения при изменении его жесткости по длине пролета была создана конечно-элементная модель (рис. 5). Железобетонную плиту балластного корыта моделировали 8-узловыми объемными элементами, металлическую балку – 4-узловыми пластинчатыми элементами, а связи – пространственными 3-узловыми трехмерными балочными элементами. Балласт моделировали как массу, приложенную на уровне верха плиты путем изменения плотности верхнего слоя плиты балластного корыта. Соответствие конечно-элементной мо-

дели рассматриваемому пролетному строению было проверено расчетами на постоянную и временную нагрузки, показав удовлетворительное совпадение теоретических значений прогибов в середине пролета и напряжений в поясах балок с измеренными значениями.

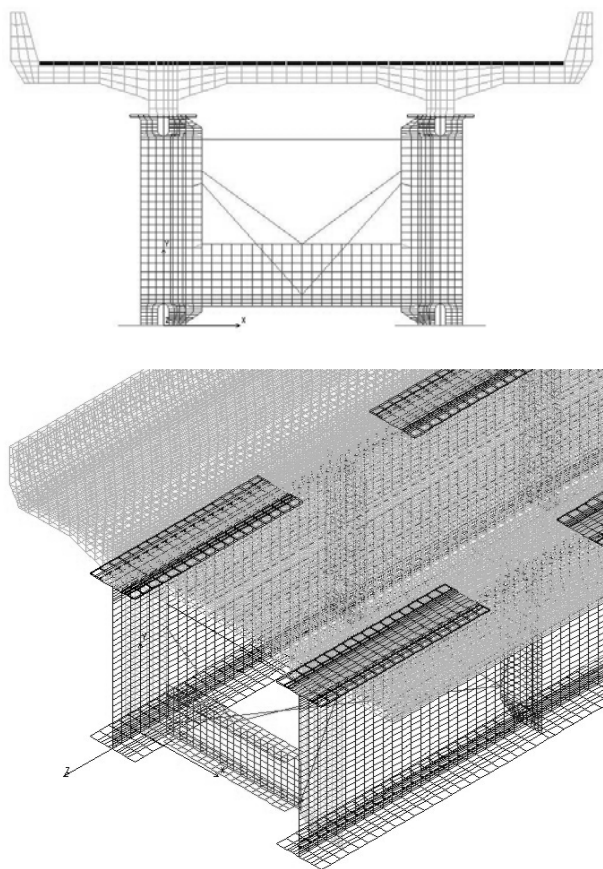


Рис. 4. Конечно-элементная модель пролетного строения

Сравнивая измеренные при испытаниях и полученные расчетом значения частот собственных колебаний, можно отметить близкое совпадение теоретических и экспериментальных значений, полученных в предположении разрушения пяти и семи швов плиты (2,92...2,73 Гц для первой формы колебаний) с измеренными до ремонта значениям 2,77 Гц. Результаты испытаний, выполненных после ремонта швов (3,44 Гц) близки к расчетным величинам частот при трех разрушенных швах (3,17...3,77 Гц для первой формы колебаний), что свидетельствует о частичном включении плиты в совместную работу с главными балками (только за счет объединения выпусков арматуры).

Для принятой расчетной схемы были определены три низшие частоты и соответствующие им формы собственных колебаний пролетного строения для исправного состояния конструкции и при различных степенях повреждения

поперечных швов, учитываемых в исходной модели снижением модуля упругости бетона швов. Результаты расчетов приведены в табл. 3 и на рис. 5.

Таблица 3

Расчетные значения параметров собственных колебаний ПС

Номер формы	Частота, Гц	Характеристика формы колебания
Исправное ПС		
1	5,50	Вертикальные
2	5,63	Крутильные плиты
3	7,32	Крутильные балок
4	12,6	S-образные с кручением
Средний шов разрушен		
1	3,77	Крутильные
2	4,37	Вертикальные
3	7,27	Со сдвигом плиты
Три шва разрушены (2, 4, 6)		
1	3,17	Крутильные (рис. 2, а)
2	3,84	Вертикальные (рис. 2, б)
3	6,44	S-образные с кручением (рис. 2, в)
Пять швов разрушены (1, 3, 4, 5, 6)		
1	2,92	Крутильные
2	3,48	Вертикальные
3	6,03	S-образные с кручением
Пять швов разрушены (2, 3, 4, 5, 6)		
1	2,85	Крутильные
2	3,39	Вертикальные
3	6,00	S-образные с кручением
Все швы разрушены		
1	2,73	Крутильные
2	3,34	Вертикальные
3	5,35	S-образные с кручением

В табл. 3 для исправного состояния конструкции приведены не три, как для остальных расчетных схем, а четыре формы колебаний, так как вторая и третья формы представляют собой крутильные колебания различного вида. Основной формой колебаний исправного пролетного строения являются вертикальные колебания. Колебания по второй форме являются

крутильными и связаны с перемещениями плиты и верхних поясов стальных балок. Крутильные колебания третьей формы выражаются крутильными колебаниями стальных балок.

Таблица 4

Расчетные значения низших частот собственных колебаний ПС, Гц

Шов	Частота		
	Форма колебания		
	1	2	3
1-2	5,18	5,42	6,71
2-3	4,49	4,97	6,76
3-4	3,87	4,53	7,33
4-5	3,78	4,38	7,27
5-6	3,87	4,53	7,33
6-7	4,33	4,99	7,14
7-8	4,98	5,44	7,00

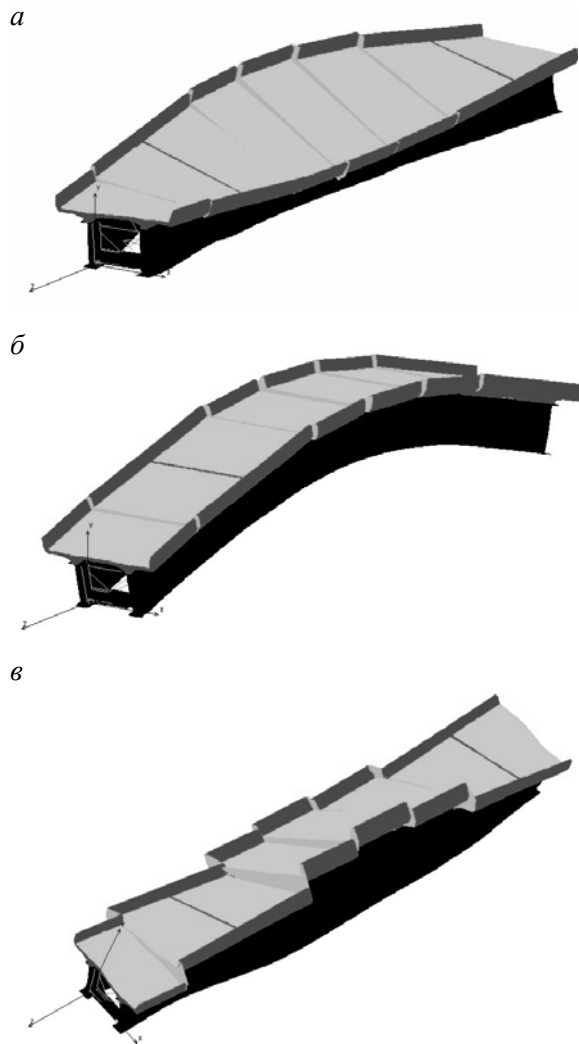


Рис. 5. Формы колебаний при трех разрушенных швах

В качестве примера в табл. 4 приведены расчетные значения низших частот собственных колебаний рассматриваемого пролетного строения при различном положении одного поврежденного шва омоноличивания плиты балластного корыта по длине пролета. Данные табл. 4 показывают, что частота зависит от положения дефектного шва относительно подвижной опорной части, расположенной в рассматриваемом примере – со стороны шва 7–8. Например, расчетные значения частот при расположении дефектных швов 2–3 и 6–7 симметрично относительно середины пролетного строения, не равны между собой и отличаются на величину порядка 4 %.

Из данных табл. 3 можно видеть, что изменение частоты собственных колебаний проявляется при различных комбинациях количества и расположения дефектных участков с пониженной жесткостью. В частности, для случая при пяти разрушенных швах, расположенных симметрично относительно середины пролета, частота колебаний составила 2,85 Гц, а при перемещении одного из разрушенных швов ближе к опоре – 2,92 Гц.

Сравнение полученных расчетом форм колебаний показало, что в зависимости от расположения разрушенных швов по длине пролета и их количества, меняются не только частота, но и форма колебаний низшего тона. Основной становится крутильная форма, а вертикальные колебания оказываются колебаниями второго тона. Этот факт указывает на то, что при измерениях параметров собственных колебаний эксплуатируемых пролетных строений полезно кроме частот получать информацию и о соответствующих им формах колебаний. Следует так же отметить, что частота первого тона собственных колебаний пролетного строения значительно (на 25...50 %) уменьшается при наличии дефектов в железобетонной плите, т. е. является «чувствительной» характеристикой, и ее использование для мониторинга технического состояния может оказаться перспективным.

Таким образом, можно констатировать, что для получения оперативной информации о техническом состоянии сталежелезобетонных пролетных строений можно использовать частоту собственных колебаний пролетного строения. Для ее измерения не требуется специальных условий. Запись виброграмм можно проводить после схода поезда с моста. Формы собствен-

ных колебаний конкретного сооружения являются дополнительным важным количественным источником информации для идентификации положения повреждений. Сравнивая расчетные (эталонные) значения динамических параметров, полученных на численных моделях с их измеренными значениями для конкретного пролетного строения, можно оперативно оценить объем повреждений железобетонной плиты. В случае обнаружения существенных отклонений измеренных частот от частот исправного сталежелезобетонного пролетного строения возникает необходимость в обследовании и, возможно, испытании конструкции специальной нагрузкой, что позволит определить ее фактическую несущую способность.

Для реализации предлагаемой технологии диагностики сталежелезобетонных пролетных

строений необходимо провести дополнительные как натурные, так и численные эксперименты.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Немировский Ю. В. Об оценке несущей способности сталежелезобетонных пролетных строений по результатам испытаний / Ю. В. Немировский, Л. Ю. Соловьев, Д. Н. Цветков // Вестник СГУПС. – Новосибирск, – 2005. – Вып. 12. – С. 139–143.
2. Козятник И. И. Опыт испытания мостов с использованием автоматизированного измерительного комплекса // ВУЗы Сибири и Дальнего Востока ТРАНССИБу: Тезисы региональной научно-практической конференции – Новосибирск: Изд-во СГУПС, 2002.

Поступила в редколлегию 27.06.2006.