

УДК 624.27: 624.046(574)

ОБСЛЕДОВАНИЕ И ИСПЫТАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ПУТЕПРОВОДА В Г. АЛМАТЫ

М.Ч. Ансеметов, Курманбек уулу Н., Н.А. Осмонканов

Приведены результаты обследования путепровода в г. Алматы.

Ключевые слова: путепровод; пролетное строение; нагрузки; прогибомер; сейсмоприемник; прогиб; момент.

INSPECTION AND TESTING OF REINFORCED CONCRETE OVERPASS IN ALMATY

M.Ch. Apsemetov, Kurmanbek uulu N., N.A. Osmonkanov

The article presents the results of examination of the overpass in Almaty.

Keywords: overpass; flying structure; loadings; progibomer; seismoreceiver; the deflection; moment.

Проведено обследование и испытание конструкции путепровода на проспекте Рыскулова между ул. Бокейханова и ул. Авангардная в г. Алматы.

Цель испытания – определение рабочего состояния моста и техническое заключение о возможности его дальнейшей эксплуатации.

Для достижения поставленной цели были решены следующие задачи:

- 1) визуальное обследование моста;
- 2) статическое испытание моста;
- 3) динамическое испытание моста;
- 4) определение прогиба в середине пролета экспериментально-расчетным путем.

При проведении обследования и испытаний выполнялись требования СНиП 3.06.07–86 [1].

На рисунке 1 показан общий вид и конструкция моста. Мост (путепровод) – девятипролетная неразрезная балочная система коробчатого сечения со схемой 18,9+7×30+20,5, общей длиной 249,9 м в горизонтальной плоскости. Высота опор разная, общая длина по поверхности проезжей части равна 252,2 м. В момент обследования отсутствовала проектно-техническая документация и были неизвестны схемы армирования пролетного строения.

Пролетное строение моста – железобетонная неразрезная балка. Его поперечное сечение состоит из двух главных балок коробчатого сечения из монолитного железобетона, не объединенных

между собой. Продольный деформационный шов главных балок расположен в уровне плиты проезжей части и имеет ширину от 80 до 100 мм. Фундаменты – на свайном основании.

Промежуточные опоры – железобетонные, раздельные под каждое пролетное строение по типу монолитного железобетона на низком свайном ростверке. Крайние опоры железобетонные в виде массивного устоя на низком свайном ростверке. Правое пролетное строение имеет схему 18,9+7×30+20,5, левое – 20,5+7×30+18,9, следовательно, промежуточные опоры расположены вразбежку.

Опорные части стаканного типа, включают полимерные материалы. Под каждой главной балкой по две опорные части расположены симметрично к оси главной балки. Температурное перемещение пролетного строения обеспечивается скольжением металла по фторопласту относительно опоры. Применение такой конструкции опорной части обеспечивает сейсмостойкость моста за счет его сейсмоизоляции в целом при горизонтальном сейсмическом воздействии во время землетрясения. Скользящие опорные части снижают сейсмическое воздействие на опору и пролетное строение за счет скольжения фторопласта с низким коэффициентом трения.

Город Алматы относится к сейсмически опасным районам. Сейсмостойкость района, где расположен мост, составляет 9 баллов, категория грунта 2 по сейсмическим свойствам. Мост эксплуатируется



а – Общий вид моста



б – Промежуточные опоры и пролетные строения снизу



в – Береговая опора



г – Опорная часть, скользящая, из фторопласта и металла

Рисунок 1 – Общий вид и конструкции моста

уже более 30 лет [2]. Перильные ограждения металлические высотой 0,9 м. Покрытие моста – асфальтобетонное, ширина проезжей части – 11,2 м, ширина тротуара – 0,9 м, а ширина разделительной полосы – 0,5 м.

Пролетное строение моста состоит из 2-х главных балок. Они работают независимо друг от друга, так как они не объединены в плите.

Над продольными швами расположена разделительная полоса из бордюрных ж.-б. блоков. На пролетных строениях происходит выщелачивание и коррозия бетона с оголением арматуры. Поверхности пролетного строения заштукатурены, покрашены во время косметического ремонта моста. Несмотря на ремонт моста в 2007 г., на низах пролетного строения видны продольные и поперечные трещины шириной раскрытия 0,05–0,1 мм.

Обследование дефектов проводили визуально с использованием инструментов и приборов методом неразрушающего контроля. Класс бетона пролетного строения по прочности определяли молотком Кашкарова, он равен В 35.

Ширину раскрытия трещины измеряли микроскопом – она колеблется в пределах от 0,05 до

0,1 мм. В связи с отсутствием проектно-технической документации для установления класса рабочей арматуры был вскрыт низ пролетного строения правого моста во 2-м и 3-м пролетах. Во втором пролете при вскрытии обнаружена коррозия поперечной арматуры класса А III $\varnothing 12$ мм. Класс рабочей арматуры определен как А III $\varnothing 32$ мм. Процент коррозии этой поперечной арматуры составляет 5 %.

Под тротуарами на плите пролетного строения обнаружено выщелачивание и коррозия бетона. Это связано с плохой гидроизоляцией тротуарного покрытия. Под главной балкой имеются параллельные поперечные трещины с шагом 10–14 см. Есть вертикальные поперечные трещины в главной балке шириной от 0,05–0,15 мм.

Крайние опоры в большей степени подвержены коррозии. Подферменные площадки, прокладной ряд подвержены выщелачиванию. Молотком Кашкарова определяли класс бетона крайних опор. Он равен В 40. Несмотря на отмеченные выше дефекты, в целом состояние крайних опор удовлетворительное. Их можно использовать при реконструкции и усилении моста.

Промежуточные опоры также находятся в хорошем состоянии. Класс бетона по прочности В 40. Их можно использовать при реконструкции и усилении моста.

Опорная часть моста скользящего типа с фторопластовой прокладкой. Так как мост расположен в сейсмически опасном районе, при землетрясении опорная часть изолирует сейсмическое воздействие на опоры и пролетные строения в горизонтальном направлении. Верхний и нижний корпус опорной части жестко соединены с пролетными строениями и опорой. Скольжение происходит по фторопласту и металлу. Металл опорной части подвержен коррозии, особенно крайних опор.

Проезжая часть, перильные ограждения, ограждающий металлический брус, разделительная полоса проезжей части (бордюрные блоки) на момент обследования находились в хорошем состоянии. Осветительные мачты на мосту также в хорошем состоянии. На проезжей части отсутствуют водоотводные трубы. Водоотвод производится неорганизованно, и поверхностная вода, растекаясь по мостовому полотну, затекает на конструкции балок и опор. Габариты моста соответствуют нормам СТ РК 1379–2005 [3].

Для определения прогибов и ширины раскрытия трещины пролетного строения проводили статические испытания. Для этого были выбраны три пролета правого моста. Для определения прогибов использовали прогибомер Максимова, а для определения ширины раскрытия трещины – микроскоп.

Рассматривалось три вида загрузки испытательной нагрузкой: 1) загрузка одним автомобилем; 2) двумя автомобилями; 3) четырьмя автомобилями.

В качестве испытательной нагрузки были использованы загруженные КАМАЗы весом 24,74; 23,84; 24,50 т соответственно и 1 автомобиль китайского производства весом 36,20 т.

В первом нагружении 24,74 т ширина раскрытия трещин не увеличивалась, оставалась прежней, как в незагруженном состоянии (0,05–0,1 мм), а прогиб пролетного строения в середине пролета (6-й пролет) составлял 5,31 мм. При втором нагружении 60,94 т ширина раскрытия трещин постепенно увеличивалась от 0,1 до 0,15 мм, а прогиб составлял 14,16 мм. В третьем нагружении 109,28 т ширина раскрытия трещин составляла от 0,12 до 0,38 мм, что недопустимо по СНиП 2.05.03–84, а прогиб балки – 31,60 мм [4].

При измерении прогибов брали среднее значение прогибов, или математическое ожидание m_x случайных величин. Значение прогиба также определяли с помощью нивелира. Отклонения показаний прогибомера и отсчет по нивелиру составили 12 %.

Динамическое испытание проводили для определения динамических прогибов в середине пролета (пролет 2, 5, 6) и динамического коэффициента $1 + \mu$.

Рассматривались загрузки с различными скоростями движения автомобиля: 1) движение одного автомобиля; 2) движение двух автомобилей; 3) движение четырех автомобилей; 4) три автомобиля стоят на краю проезжей части, а один автомобиль движется.

Для определения динамического прогиба в середине пролета применяли три сейсмоприемника СМ-3. Запись смещения производили с помощью осциллографа НО41 на фотобумаге.

Динамический коэффициент $1 + \mu$ по норме СНиП СТ РК 1380–2005 [5] равен

$$1 + \mu = 1 + \frac{45 - \lambda}{135} = 1 + \frac{45 - 30}{135} = 1.11.$$

Динамический коэффициент по испытаниям определяли по формуле

$$1 + \mu = \frac{V_d}{V_{ст}},$$

где V_d – динамический прогиб пролетного строения в середине пролета, определяется по записям колебаний; $V_{ст}$ – статический прогиб пролетного строения в середине пролета определяется по показаниям прогибомера Максимова и составляет 1,41 для пролета 6, 1,32 – для пролета 2.

Это доказывает, что мост слишком чувствителен к динамическим воздействиям, так как эксплуатационный срок моста составил более 30 лет, и в пролетном строении существует много трещин, а это приводит к снижению жесткости вследствие коррозии бетона и арматуры. Большие прогибы и чувствительность моста к динамическим воздействиям автомобиля ощущаются даже людьми во время прохода по тротуару.

Численный расчет моста выполнен по программам “ЛирВизор” комплекса “ЛИРА” версии 4.4, разработанного ООО “Лира Центр”. В качестве расчетной схемы использована трехмерная (пространственная) расчетная модель.

Конструктивные расчеты моста выполнены в соответствии с рекомендациями [4, 5, 6]. Целью расчета было определение прогиба балки в середине пролета для уточнения данных испытания и выполнение расчета по первому предельному состоянию на расчетные нагрузки.

При расчете моста использованы 8 статических нагружений: 1-е нагружение – собственный вес конструкций, вычисляемый программой автоматически; 2-е – нагрузки от конструкции покрытия проезжей части и перил; 3-е – нагрузки от подвижных нагрузок А14; 4-е – нагрузки от подвижных нагрузок НК120;

Таблица 1 – Прогибы в мм (без учета собственного веса)

Показатель	Второй пролет			Пятый пролет			Шестой пролет		
	1 авт.	2 авт.	4 авт.	1 авт.	2 авт.	4 авт.	1 авт.	2 авт.	4 авт.
m_x	3,91	11,12	28,48	4,97	12,13	29,57	5,31	14,16	31,60
D_x	1,96	2,16	2,02	2,12	2,01	1,83	2,09	1,98	2,04
σ_x	0,43	1,47	1,42	0,38	1,42	1,35	0,47	1,41	1,41

Таблица 2 – Прогибы с учетом собственного веса пролетного строения в мм

Показатель	Второй пролет			Пятый пролет			Шестой пролет		
	1 авт.	2 авт.	4 авт.	1 авт.	2 авт.	4 авт.	1 авт.	2 авт.	4 авт.
y	33.22	49.56	59.12	32.05	47.17	63.66	34.62	53.2	69.71

5-е – нагрузки от тяжелых одиночных подвижных нагрузок НК180; 6-е – от испытательной нагрузки (1 автомобиль); 7-е – 2 автомобиля; 8-е – 4 автомобиля.

Результаты экспериментов обработали методом математической статистики. Вычислены: математическое ожидание m_x , дисперсия D_x и σ – среднеквадратическое отклонение прогибов балки в середине пролета (2, 5, 6). Статическое испытание произведено в каждом пролете по три раза, и сняты показания отсчетов по трем прогибомерам. Количество опытов – $n = 9$. В таблице 1 показаны результаты испытаний балки по трем пролетам (2, 5, 6). Коэффициент вариации $C = \frac{\sigma_x}{m_x}$ колеблется от 4,4 до 13,2 %. Это значит, что результаты испытания проведены с допустимыми ошибками. Согласно п. 3.2. СНиП 3.06.07–86 если на мосту имеется несколько одинаковых конструкций пролетных строений, испытание в полном объеме допускается проводить на одной из них. Остальные конструкции могут проверяться выборочно. В таблице 1 представлены результаты статического испытания.

Данные таблицы 1 показывают, что максимальное значение прогиба в середине пролета происходит при движении четырех автомобилей. Значение прогибов в середине пролета показано без учета собственного веса балки. Поэтому для определения прогиба от собственного веса пролетного строения был использован компьютерный расчет.

В таблице 2 представлены значения прогибов с учетом собственного веса балки.

Видно, что при загрузке четырьмя автомобилями на мосту прогибы балки с учетом собственного веса равны 59,12; 63,66; 69,71 мм; для пролетов 2, 5, 6 – близки к нормативному значению допускаемого прогиба.

$$f = \frac{l}{400} = \frac{30}{400} = 0,075m = 75mm.$$

Меньшее значение прогиба в 2, 5-м пролетах объясняется наклоном пролетного строения к горизонтальной плоскости.

Обнаружено, что при загрузке четырех автомобилей во 2-м пролете ширина раскрытия трещины была больше допустимого значения (СНиП 2.05.03–84). Такие же результаты были и для других пролетов, потому что такие же трещины в других пролетах были видны невооруженным глазом. Значит, мост не соответствует требованиям норм (СНиП 2.05.03–84).

Расчетное значение прогиба в середине пролета от нагрузки НК180 без учета собственного веса пролета равно 55,04 мм, а с учетом собственного веса – $55,04 + 38,12 = 93,16$ мм, что превышает допустимый прогиб, $93,16 > 75$ мм. Это означает, что мост не проходит по второму предельному состоянию на нагрузку НК180, а также по раскрытию трещины 0,38 мм не проходит испытательную нагрузку общим весом 110 т. Результат – мост находится в аварийном состоянии.

Испытательные нагрузки проходили со скоростью от 20–40 км/ч. Пропускать автомашины со скоростью более 40 км/ч было невозможно. В этом случае колебания зависели только от массы нагрузки. При увеличении каналов до $V = 84$, и заглублении шунтовой коробки до $\beta = 100$, действительный прогиб определяется по формуле $Y = Y_3 \beta/V$, где Y_3 – максимальное смещение на ленте – 37,5 мм; β – заглубление в ШК-2; V – увеличение каналов.

Максимальный прогиб составит $Y = 37,5 \times 100 / 84 = 44,64$ мм. Тогда динамический коэффициент для 6-го пролета составит $1 + \mu = 44,64 / 31,6 = 1,41$, что больше требуемой нормы, а для второго пролета $1 + \mu = 1,32$, тоже больше, требуемой нормы (СТРК 1380–2005), и равен 1,11. Мост слишком чувствителен к динамическим воздействиям, и требуется увеличение жесткости пролетного строения.

Обработка экспериментальных данных показала следующее: частота вынужденных колебаний автомобиля $\nu = 6$ Гц при скорости движения автомобиля 20 км/ч, и $\nu = 9$ Гц – при скорости 40 км/ч. Амплитуды колебания при этом существенно не изменялись, а частота колебалась от 3 до 9 Гц.

Таким образом, результаты обследования показали, что опоры и проезжие части моста находятся в хорошем состоянии. Однако пролетные строения моста имеют прогибы, трещины, выщелачивание бетона, коррозию и имеют большие динамические коэффициенты: $1 + \mu = 1,41$ и $1,31$.

Испытательные нагрузки прогибов пролетных строений колеблются от 59,12 до 69,71 мм и близки к допускаемому прогибу (75 мм).

При загрузке четырьмя автомобилями, ширина раскрытия трещины составила 0,38 мм, что больше допустимого значения (0,30 мм). Ощущалась большая чувствительность моста к динамическим воздействиям. Пролетное строение моста не проходит по 2-му предельному состоянию на нагрузки: НК 120 и НК 180. Высота перильного ограждения и ширина тротуаров не соответствует требованиям СНиП [4].

Таким образом, мост находится в аварийном состоянии, и дальнейшая эксплуатация его воз-

можна только при усилении пролетных строений или при их замене.

Литература

1. СНиП 3.06.07–86. Мосты и трубы. Правило обследований и испытаний. М., 1987.
2. СНиП РК 2.03-30–2006. Строительство в сейсмических районах. Алматы, 2006.
3. СТ РК 1379–2005. Габариты приближения конструкций. Мостовые сооружения и водопропускные трубы на автомобильных дорогах. Астана, 2005.
4. СНиП 2.05.03–84. Мосты и трубы. М., 1985.
5. СТ РК 1380–2005. Нагрузки и воздействия. Мостовые сооружения и водопропускные трубы на автомобильных дорогах. Астана, 2005.
6. СНиП 2.03.01–84*. Бетонные и железобетонные конструкции. М., 1994.