

РЕЗУЛЬТАТЫ ОБСЛЕДОВАНИЯ И ИСПЫТАНИЯ МОСТА НА ПРОСПЕКТЕ РЫСКУЛОВА В Г. АЛМАТЫ

Алматы шаарындагы жол өткөргүчтү сыноодон жана текшерүүдөн өткөрүлгөн дыйынтыктары көрсөтүлгөн.

Приведены результаты обследования и испытания путепровода в г.Алматы.

Results of inspection and testing of overpass bridge in Almaty city.

Обследование и испытание моста (путепровода) на проспекте Рыскулова между ул. Бокейханова и ул. Авангардная в г. Алматы произведены специалистами Кыргызского государственного университета строительства транспорта и архитектуры (КГУСТА) г.Бишкек.

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

Для решения 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 обследовании выполнялись требования СНиП 3.06.07-86 /1/.

На рис.1 показаны общий вид и конструкция моста. Мост (путепровод) – девятипролетная неразрезная балочная система коробчатого сечения со схемой 18,9+7х30+20,5 с общей длиной 249,9 м в горизонтальной плоскости. Высота опор разная, и 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. Поперечное сечение его 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 отдельные 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+7х30+20,5 левое – 20,5+7х30+18,9, следовательно, промежуточные опоры расположены вразбежку.

Опорные части – стаканного типа, включающие 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 сейсмоизоляции моста в целом при горизонтальном сейсмическом воздействии во время землетрясения.

Город Алматы относится к сейсмически опасным районам. Сейсмостойкость района, где расположен мост, 9 баллов, категория грунта 2 по сейсмическим свойствам. Мост эксплуатируется уже более 30 лет [2]. Перильные ограждения металлические высотой 0,9 м. Покрытие моста асфальтобетонное, ширина проезжей части по 11,2 метров, ширина тротуара 0,9 метра, а ширина разделительной полосы 0,5 метра.

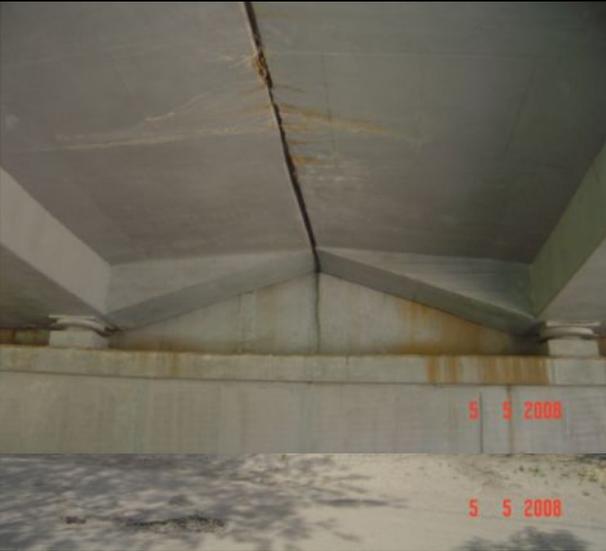
	
<p>а) Общий вид моста</p>	<p>б) Промежуточные опоры и пролетные строения снизу</p>
<p>в) Береговая опора</p>	<p>г) Опорная часть</p>

Рис.1. Общий вид и конструкции моста

Пролетное строение моста состоит из 2-х главных балок. Главные балки 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 происходят выщелачивание и коррозия бетона с оголением арматуры. Поверхности пролетного строения заштукатурены, покрашены во время среднего ремонта в прошлом году. Несмотря на ремонт моста в 2007 году, на низах пролетного строения видны продольные и поперечные трещины шириной раскрытия 0,05-0,1 мм.

Обследование дефектов производилось визуально с использованием инструментов и приборов методом неразрушающего контроля. Класс бетона пролетного строения по прочности определялся молотком Кашкарова и равен В 35.

Ширина раскрытия трещины измерялась микроскопом, и 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 и 3 пролетах. Во втором пролете при вскрытии обнаружена коррозия поперечной арматуры класса А III \varnothing 12мм. Установлено, что класс рабочей арматуры А III \varnothing 32 мм. Процент коррозии этой поперечной арматуры составляет 5 % .

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

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

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

Опорная часть 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 соответственно. 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 находятся в хорошем состоянии. Осветительные мачты на мосту также в хорошем состоянии. На проезжей части отсутствуют водоотводные трубки. Водоотвод производится неорганизованно, и поверхностная вода, растекаясь по мостовому полотну, затекает на конструкции балок и опор.

Габарит моста соответствует нормам СТ РК 1379-2005 /3/.

Статическое испытание производилось для определения прогибов и ширины раскрытия трещины пролетного строения. В связи с этим выбраны 3 пролета правого моста. Для определения прогибов применялся прогибомер Максимова, а для определения ширины раскрытия трещины использовался микроскоп.

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

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

В первом загрузке 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) составляет 5,31 мм. При втором загрузке 60,94 т ширина раскрытия трещин постепенно увеличивалась от 0,1 до 0,15 мм, а прогиб составляет 14,16 мм. В третьем загрузке 109,28 т ширина раскрытия трещин составляет от 0,12 до 0,38 мм, что недопустимо по СНиП 2.05.03-84, табл. 39, а прогиб балки 31,60 мм /4/.

При измерении прогибов взяли среднее значение прогибов, или математическое ожидание m_x случайных величин.

Значение прогиба также определено нивелиром. Отклонение показания прогибомера и отсчет по нивелиру составили 12 %.

Динамическое испытание производилось 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 одним автомобилем; 2) движение двумя автомобилями; 3) движение

четырьмя автомобилями; 4) три автомобиля стоят на краю проезжей части, а один автомобиль движется.

При испытании для определения динамического прогиба в середине пролета применялись 3 сейсмоприемника СМ-3. Запись смещения производилась 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 определяется по формуле

$$1 + \mu = \frac{U_D}{U_{CT}},$$

где U_D - динамический прогиб пролетного строения в середине пролета, определяется по записям колебаний; U_{CT} - статический прогиб пролетного строения в середине пролета, определяется по показаниям прогибомера Максимова и составляет 1,41 для пролета 6, 1,32 – для пролета 2.

Отсюда следует, что мост слишком чувствителен к динамическим воздействиям, потому что эксплуатационный срок моста 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 /4, 5, 6/. Целью расчета было определение прогиба балки в середине пролета для уточнения данных испытания.

При расчете моста использованы 8 загрузений, которые являются статическими (1-е заграждение – собственный вес конструкций, вычисляемый программой автоматически; 2-е заграждение – нагрузки от конструкции покрытия проезжей части и перил; 3-е заграждение – нагрузки от подвижных нагрузок А14; 4-е заграждение – нагрузки от подвижных нагрузок НК120; 5-е заграждение - нагрузки от тяжелых одиночных подвижных нагрузок НК180; 6-е заграждение – от испытательной нагрузки (1 автомобиль); 7-е заграждение – 2 автомобиля; 8-е заграждение – 4 автомобиля.

Рассчитываемый мост выполнен в железобетонных конструкциях по схеме многопролетной неразрезной балки на 10 опорах (9 пролетов). Длина моста в горизонтальной плоскости равна 249,4 м при длине проезжей части по поверхности покрытия 252,2 м (2 проезжие части). Ширина проезжих частей равна по 11,2 м с тротуарами по 0,9 м. Ширина разделительной полосы равна 0,5 м.

Опоры представляют собой трапециевидную конструкцию. Высота опор меняется от 2,45 м до 6,22 м. Класс бетона В40 (по результатам обследования).

Пролетные строения из бетона В35. Арматура класса А-III (по результатам обследования).

Все данные экспериментальных работ обработаны методом математической статистики. В результате обработки 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 3 раза, и сняты показания отсчетов по 3 прогибомерам. Тогда количество опытов будет (n=9). В табл. 1 показаны

результаты балки по 3 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 конструкций. Остальные конструкции могут проверяться (выборочно) менее подробным испытанием. Поэтому выбраны 3 пролета моста (2, 5, 6), а остальные пролеты не испытаны. В табл. 1 представлены результаты статического испытания.

Таблица

1

Прогибы в мм (без учета собственного веса)

	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

Из табл. 1 видно, что максимальное значение прогиба в середине пролета – при четырех автомобилях. Значение прогибов в середине пролета из таблицы показано без учета собственного веса балки.

Поэтому для определения прогиба от собственного веса пролетного строения использован компьютерный расчет.

В табл. 2 представлены значения прогибов с учетом собственного веса.

Таблица

2

Прогибы с учетом собственного веса пролетного строения

	Второй пролет			Пятый пролет			Шестой пролет		
	1 авт.	2 авт.	4 авт.	1 авт.	2 авт.	4 авт.	1 авт.	2 авт.	4 авт.
<i>y</i>	33.22	49.56	59.12	32.05	47.17	63.66	34.62	53.2	69.71

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

$$f = \frac{l}{400} = \frac{30}{400} = 0,075\text{ м} = 75\text{ мм.}$$

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

Из статического испытания при четырех автомобилях во 2 пролете ширина раскрытия трещины больше допускаемого значения (СНиП 2.05.03–84). Такие же результаты будут для других пролетов, потому что видны такие же трещины в других пролетах невооруженным глазом. Отсюда следует, что 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 будет 55,04+38,12=93,16 мм, что превышает допускаемый прогиб, 93,16 > 75 мм.

Из анализа испытания следует, что мост не проходит по второму предельному состоянию на нагрузку НК180, и по раскрытию трещины 0,38 мм тоже не проходит на испытательную нагрузку общим весом 110 т.

Отсюда следует, что мост находится в аварийном состоянии, так как пролетное строение не проходит по 2 предельному состоянию на нагрузку НК120 и НК180.

Испытательные нагрузки проезжали со скоростью от 20-40 км/ч. Пропускать автомашины со скоростью более 40 км/ч было невозможно. Из полученных записей видно, что при скорости от 20 до 40 км/ч амплитуда колебания зависела только от массы нагрузки. Увеличение каналов $V=84$, а закругление шунтовой коробки $\beta=100$, тогда действительный прогиб будет определяться по формуле $Y=Y_3 \beta /V$, где Y_3 – максимальное смещение на ленте – 37,5мм; β – закругление в ШК-2; V – увеличение каналов.

Максимальный прогиб будет $Y=37,5 \times 100/84=44,64$ мм.

Тогда динамический коэффициент для 6 пролета будет $1+\mu=44,64/31,6=1,41$, который больше требуемой нормы, а для второго пролета $1+\mu=1,32$, тоже больше, чем требуемый нормой (СТРК 1380-2005), который равен 1,11.

Мост слишком чувствителен к динамическим воздействиям, требуется увеличение жесткости пролетного строения.

В результате обработки экспериментальных работ получены следующие данные: частота вынужденных колебаний автомобиля $\nu = 6$ Гц при скорости движения автомобиля 20 км/ч и $\nu = 9$ Гц при скорости движения 40 км/ч. Амплитуды колебания при этом существенно не изменялись, а частота - от 3 до 9 Гц.

Выводы

1. Опоры и проезжие части моста находятся в хорошем состоянии.
2. Пролетные строения моста находятся в неудовлетворительном состоянии (прогибы, трещины, выщелачивание бетона, коррозия).
3. Пролетные строения имеют большие динамические коэффициенты $1+\mu = 1,41$ и $1,31$.
4. Прогибы пролетных строений в середине пролета от испытательных нагрузок колеблются от 59,12 до 69,71 мм и близки к допускаемому прогибу (75 мм).
5. В процессе испытания, при загрузке четырьмя автомобилями, ширина раскрытия трещины 0,38 мм, больше, чем допустимое значение (0,30 мм).
6. Ощущается большая чувствительность моста к динамическим воздействиям.
7. Пролетное строение моста не проходит по 2 предельному состоянию на нагрузки НК 120 и НК 180.

На основании анализа и выводов авторы пришли к следующему заключению: мост находится в аварийном состоянии, дальнейшая эксплуатация его возможна только при усилении пролетных строений или при замене их.

Список литературы

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.