

витии заглаживающих машин. Для обоих случаев планетарного движения длина линии воздействия на поверхность оказалась выше, чем у вращающегося диска соответствующего размера и соответствующего фронта заглаживания.

ЛИТЕРАТУРА

1. **Болотный, А. В.** Теория и процессы заглаживания бетонных поверхностей: автореф. ... дис. докт. техн. наук / А. В. Болотный; Ленингр. инж.-строит. ин-т. – Л., 1975. – 49 с.
2. **Болотный, А. В.** Заглаживание бетонных поверхностей / А. В. Болотный. – Л.: Стройиздат, 1979. – 128 с.
3. **Райчик, Я.** Оптимизация параметров заглаживающих машин для обработки поверхностей отформованных их пластичных бетонных смесей в условиях производства в ПНР: автореф. дис. ... канд. техн. наук / Я. Райчик; Ленингр. инж.-строит. ин-т. – Л., 1989. – 19 с.

4. **Подопригора, А. Г.** Определение оптимальных параметров и режимов работы машин для заглаживания изделий, отформованных из легких бетонов: автореф. дис. ... канд. техн. наук / А. Г. Подопригора; Ленингр. инж.-строит. ин-т. – Л., 1989. – 25 с.

5. **Выгодский, М. Я.** Справочник по высшей математике / М. Я. Выгодский. – М.: Джангар, 2000. – 872 с.

6. **Вайтехович, П. Е.** Влияние геометрических параметров привода на динамику планетарных мельниц с внутренней обкаткой / П. Е. Вайтехович, Д. В. Семенов // Химическое и нефтегазовое машиностроение. – 2002. – № 7. – С. 6–8.

7. **Вайтехович, П. Е.** Определение критической скорости вращения планетарной мельницы / П. Е. Вайтехович, А. В. Вавилов, Г. М. Хвесько // Вестник БНТУ. – 2002. – № 2. – С. 34–39.

Поступила 25.01.2006

УДК 624.27.012.45.059: 625.745.12

РЕКОНСТРУКЦИЯ МОСТОВ МЕТОДОМ ПОПЕРЕЧНОГО ОБЖАТИЯ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ

Инж. ПАВУКОВ Ю. И., канд. техн. наук **ЗОЛОТОВ П. В.**

Институт дорожных исследований

Задача реконструкции и упрочнения построенных 30–40 лет назад мостов в настоящее время приобретает важное значение в связи со сложившейся экономической обстановкой и резким снижением финансирования капитального строительства. Большинство мостов того времени были секционными, запроектированными свайными по выпуску 70 Союздорпроекта с пролетными строениями длиной 11,4 и 14,1 м, по выпускам 56 и 10-11 Союздорпроекта и выпуску 7 Белгипродора, без опорных частей, а их балки соединены сварными стыками по закладным деталям в диафрагмах. Почти на всех балках произошло разрушение торцов и разрывы стыков по диафрагмам, поэтому они нуждаются в ремонте. Кроме того, в связи с переходом на новые строительные нормы и правила эти мосты нуждаются в усилении и уширении.

Как уже отмечалось в [1, 2], пролетные строения с упомянутыми балками при сроке функционирования от 30 до 40 лет в настоящее время не могут нормально эксплуатироваться вследствие возросшей интенсивности и увеличения тяжеловесной составляющей движения, недостаточной ширины проезжей части мостов (габариты Г-7, Г-8) и наличия дефектов, существенно снижающих их проектную грузоподъемность и приводящих мосты в аварийное состояние.

Из дефектов, снижающих грузоподъемность таких сооружений, можно выделить три основные группы:

- повышающие усилия от постоянных нагрузок (излишняя толщина слоев мостового полотна, чаще всего асфальтобетона до 30–40 см);
- снижающие несущую способность отдельных балок (разрушение в отдельных местах

плиты проезжей части, коррозия арматуры из-за недостаточной толщины защитного слоя и воздействия воды, проникающей с проезжей части через нарушенную гидроизоляцию);

- нарушающие связи поперечного объединения между балками (разрывы сварных стыков между балками по диафрагмам).

В [3, 4] дан исчерпывающий анализ причин возникновения этих дефектов, а также отмечено, что балки имеют густое насыщение арматурой и соответственно их целесообразно повторно использовать при реконструкции мостов с применением таких конструктивных и технологических решений, которые обеспечивали бы требуемые грузоподъемность и долговечность при высокой надежности.

Выше были названы три основные группы дефектов, снижающие грузоподъемность пролетных строений. Последняя группа дефектов своим происхождением обязана разрывам сварных стыков по диафрагмам. На их ликвидацию и направлено предложение стянуть разделяющиеся балки поперечными связями в виде напрягаемых арматурных элементов, обеспечив тем самым требуемую нормативную грузоподъемность рассматриваемых пролетных строений.

В современной практике ремонта рассматриваемых мостов известен способ поперечного обжатия сквозными напрягаемыми элементами (арматурные стержни или пучки из высокопрочной проволоки) с анкеровкой их на стенках только крайних балок. Такой способ выполнения поперечного обжатия имеет несколько существенных недостатков: необходимость обжатия пролетного строения большими усилиями, что в свою очередь ставит очень жесткие требования к прочности бетона существующих диафрагм балок; при недостаточном обжатии пролетного строения (из-за некачественной стыковки балок друг с другом или снижения сжимающих напряжений в бетоне диафрагм) поперечное обжатие становится малоэффективным.

Нами предложен новый способ поперечного обжатия, обеспечивающий снижение трудоемкости, материалоемкости и повышение надежности пролетного строения.

В современной теории железобетона при определении ширины раскрытия нормальных трещин в предварительно напряженных изгибаемых элементах со смешанным армированием рассматриваются два случая [5]:

- напрягаемая арматура имеет сцепление с бетоном;

- такое сцепление отсутствует.

В первом случае после погашения сжимающих напряжений в бетоне и ненапрягаемой арматуре вследствие увеличения вертикальной нагрузки и соответствующего изгибающего момента в растянутой (напрягаемой и ненапрягаемой) арматуре происходит приращение растягивающих напряжений, которое на уровне ее центра тяжести определяется формулой

$$\Delta\sigma_I = \frac{M - P_{02}(Z_I - e_{sp}^I)}{Z_I(A_p - A_s)}, \quad (1)$$

где M – изгибающий момент, действующий в расчетном сечении диафрагмы; P_{02} – усилие натяжения напрягаемой арматуры с учетом первых и вторых потерь; Z_I – расстояние между центром тяжести всей арматуры в растянутой зоне и равнодействующей напряжений в сжатой зоне для случая, когда напрягаемая арматура имеет сцепление с бетоном; e_{sp}^I – расстояние между равнодействующей усилия предварительного напряжения P_{02} и центром тяжести всей арматуры в растянутой зоне для случая, когда напрягаемая арматура имеет сцепление с бетоном; A_s – площадь ненапрягаемой растянутой арматуры; A_p – то же напрягаемой арматуры.

Во втором случае приращение напряжений произойдет только в ненапрягаемой арматуре и составит

$$\Delta\sigma_{II} = \frac{M - P_{02}(Z_{II} - e_{sp}^{II})}{Z_{II}A_s}, \quad (2)$$

где Z_{II} – расстояние между центром тяжести всей арматуры в растянутой зоне и равнодействующей напряжений в сжатой зоне для случая, когда сцепление напрягаемой арматуры с бетоном отсутствует; e_{sp}^{II} – расстояние между равнодействующей усилия предварительного напряжения P_{02} и центром тяжести всей арматуры в растянутой зоне для случая, когда сцепление напрягаемой арматуры с бетоном отсутствует.

То есть приращение напряжений будет существенно больше, чем $\Delta\sigma_I$, имея в виду не-

значительное расхождение между $\frac{Z_I - e_{sp}^I}{Z_I}$ и

$$\frac{Z_{II} - e_{sp}^{II}}{Z_{II}}.$$

Тогда в первом случае в ненапрягаемой арматуре возникнет соответственно меньшее растягивающее усилие, т. е.

$$N_s^I = \Delta\sigma_I A_s \ll N_s^{II} = \Delta\sigma_{II} A_s, \quad (3)$$

где применительно к рассматриваемой проблеме поперечного обжатия усилие N_s – это отрывное усилие, приложенное к нижней закладной детали стыка. И чем это усилие меньше, тем надежнее работает стык и на восприятие изгибающего момента и особенно поперечной силы.

В таком случае выгоднее, когда напрягаемый арматурный элемент для поперечного обжатия получает после натяжения сцепление с бетоном конструкции.

Эта идея легла в основу нового технического решения, в котором предусмотрено выполнение поперечного обжатия напрягаемыми арматурными элементами, закрепляемыми после натяжения на стенках крайних балок и затем фиксируемыми в стенках промежуточных балок против смещений относительно них (рис. 1), и обеспечивает эффективное включение затяжки в работу конструкции после погашения сжимающих напряжений в нижней части стыка диафрагмы при воздействии временных подвижных нагрузок, что и создает эффект дискретного сцепления [6, 7].

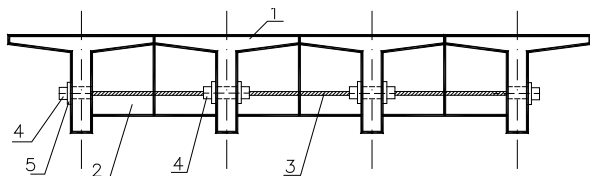


Рис. 1. Поперечное обжатие напрягаемым арматурным элементом винтового профиля, закрепляемым после натяжения на стенках крайних и промежуточных балок: 1 – балка; 2 – полудиафрагма; 3 – арматурный стержень винтового профиля; 4 – фиксирующее устройство; 5 – упорная шайба

За счет этого может быть снижено предварительное напряжение в затяжке.

Реализация данного варианта легко выполняется, если в качестве затяжки используются арматурные стержни винтового профиля. В таком случае фиксация натянутого стержня относительно стенок промежуточных балок осуществляется инвентарными гайками через упорные шайбы. Также применение затяжек винтового профиля исключает необходимость механической обработки затяжек, что дает экономию металла и трудозатрат.

Если в качестве затяжки используется просто арматурный стержень высокого класса прочности (А800, А1000), то фиксация осуществляется его обетонировкой между стенками балок, чем одновременно обеспечивается защита от коррозии (рис. 2).

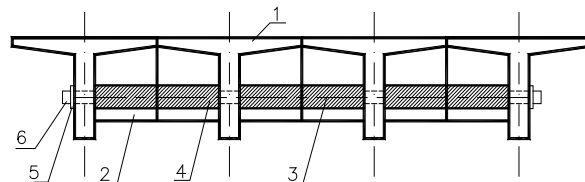


Рис. 2. Поперечное обжатие напрягаемым арматурным элементом или пучком, закрепляемым после натяжения обетонировкой между стенками балок: 1 – балка; 2 – полудиафрагма; 3 – арматурный стержень или пучок; 4 – бетонная рубашка; 5 – упорная шайба; 6 – анкер

Аналогичные действия можно осуществить и для пучка из высокопрочной проволоки.

Таким образом, технико-экономический эффект достигается тем, что затяжки расположены на уровне нижней части ядра сечения диафрагм, что исключает появление растягивающих напряжений в верхней части стыка диафрагм и обеспечивает появление достаточных сжимающих напряжений в нижней части стыков диафрагм, компенсирующих растяжение от проходящих нагрузок, а это повышает надежность пролетного строения. Кроме того, затяжки после натяжения зафиксированы от продольных смещений в стенках промежуточных балок, что обеспечивает их включение в работу после гашения сжимающих напряжений в стыках диафрагм при высоких нагрузках, а это также увеличивает надежность конструкции и позволяет снизить необходимый уровень натяжения затяжек.

Для проверки правильности выдвинутой гипотезы об эффективности фиксации затяжек в стенках промежуточных балок в РУП «БелдорНИИ» был проведен эксперимент [8, 9].

Опытное пролетное строение состояло из четырех тавровых балок с диафрагмами из разобранного типового (по вып. 56 Союздорпроекта) пролетного строения длиной 11,36 м. В качестве напрягаемых арматурных элементов были использованы арматурные стержни диаметром 32 мм, класса А400. Напрягаемые арматурные элементы были установлены возле каждой диафрагмы, включая опорные. После натяжения и анкерования стержня на стенках крайних балок с помощью разжимных втулок и вилкообразных шайб таким же образом производилась фиксация каждого стержня на стенках

промежуточных балок. Загрузка опытного пролетного строения производилась с помощью специальных силовых устройств. Во время эксперимента измерялись деформации и напряжения в напрягаемых арматурных элементах и бетоне диафрагм отдельно в каждом отсеке (пролеты между стенками балок). Прогобы балок в сечениях по середине пролетного строения и на опорах фиксировались прогибомерами, продольные деформации ребер балок в уровне центра тяжести рабочей арматуры регистрировались деформометрами с базой 500 мм и ценой деления 0,001 мм.

В ходе испытаний было установлено, что зафиксированный после натяжения напрягаемый арматурный элемент на стенках промежуточных балок после анкеровки его на стенках крайних балок интенсивно включился в работу при нагружении пролетного строения временными нагрузками. Это позволило при сравнительно низком уровне предварительного напряжения в затяжке эффективно включать ее в работу после гашения сжимающих напряжений в нижней зоне стыка полудиафрагм и тем самым сохранять первоначальную (близкую к расчетной) картину распределения нагрузки между балками во всех положениях (рис. 3).

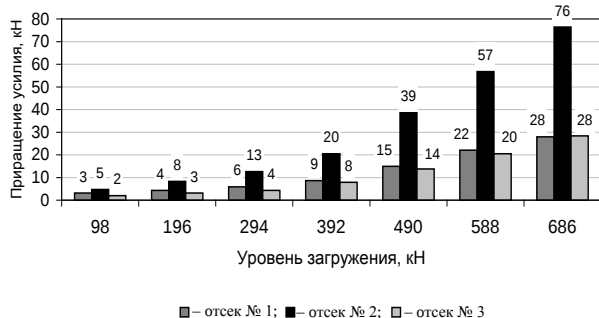


Рис. 3. Эпюра приращений усилия в тяге, которая условно разделена на отсеки между балками

ВЫВОД

Результаты испытаний показали эффективность фиксации напрягаемого арматурного элемента в стенках промежуточных балок после анкеровки его на стенках крайних балок. Данное техническое решение позволило при сравнительно низком уровне предварительного напряжения в затяжке эффективно включать ее в работу после гашения сжимающих напряжений в нижней зоне стыка полудиафрагмы и тем самым сохранять первоначальную картину распределения нагрузки между балками во всех ее положениях.

Для экономической оценки предложенного метода усиления пролетных строений из диафрагменных балок было проведено сопоставление выбранного технического решения с усилением таких пролетных строений монолитной накладной плитой. Новое решение усиления поперечным обжатием с фиксацией напрягаемого арматурного элемента на ребрах промежуточных балок оказалось дешевле примерно на 70 % и в 5 раз менее трудоемко.

На данное техническое решение получен патент на изобретение [10].

ЛИТЕРАТУРА

1. **Золотов, П. В.** Способы реконструкции сборных железобетонных пролетных строений из тавровых балок, объединенных по диафрагмам на сварке, без применения приставных балок / П. В. Золотов, А. Г. Пастушенко, Н. А. Король // Повышение качества строительства автомобильных дорог в нечерноземной зоне РСФСР: тез. докл. IX науч.-техн. конф. – Владимир, 1986. – С. 125–126.
2. **Золотов, П. В.** Реконструкция пролетных строений / П. В. Золотов [и др.] // Автомобильные дороги. – 1987. – № 7. – С. 11–12.
3. **Пастушенко, А. Г.** Эффективный способ усиления сборных железобетонных пролетных строений со сварными стыками по диафрагмам А. Г. Пастушенко, П. В. Золотов // Строительство и эксплуатация автомобильных дорог и мостов: сб. науч. тр. – Минск: БелдорНИИ, 1982. – С. 3–11.
4. **Золотов, П. В.** Эксплуатация разрезных железобетонных сборных диафрагменных пролетных строений, находящихся в состоянии отказа / П. В. Золотов, А. Г. Пастушенко // Строительство и эксплуатация автомобильных дорог и мостов: сб. науч. тр. – Минск: БелдорНИИ, 1986. – С. 117–129.
5. **Леонгард, Ф.** Предварительно напряженный железобетон / Ф. Леонгард. – М.: Стройиздат, 1983. – 243 с.
6. **Берг, О. Я.** Физические основы теории прочности бетона и железобетона / О. Я. Берг. – М.: Гос. изд-во по стр-ву, архит. и строит. материалам, 1961. – 96 с.
7. **Гениев, Г. А.** Теория пластичности бетона и железобетона / Г. А. Гениев, В. Н. Киссюк, Г. А. Тюпин. – М.: Стройиздат, 1974. – 316 с.
8. **Золотов, П. В.** Результаты испытаний пролетного строения с применением поперечного обжатия / П. В. Золотов, Ю. И. Павуков // Материалы юбилейной научно-технической конференции, посвященной 70-летию белорусской дорожной науки. – Минск, 1998. – С. 226–231.
9. **Павуков, Ю. И.** Новое техническое решение поперечного обжатия для реконструкции мостов / Ю. И. Павуков, П. В. Золотов // Тр. БГТУ. – Минск, 2004.
10. **Золотов, П. В.** Сборное железобетонное пролетное строение моста и способ его сооружения / Пат. 3558 С1 ВУ, МПК Е 01D 2/00, Е 01D 21/00 / П. В. Золотов, А. Г. Пастушенко, Ю. И. Павуков, Н. А. Нахманович, Еллага Фаузи. – № 970446; заявл. 24.10.1997 // Афишны бюл. / Дзярж. пат. ведамства Рэсп. Беларусь. – 1999. – № 1. – С. 50.

Поступила 16.02.2006