

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. СНиП 2.05.03–84. Мосты и трубы. Нормы проектирования.
2. Инструкция по применению и проектированию безбалластного мостового полотна на железобетонных плитах на металлических пролетных строениях железнодорожных мостов. М.: Транспорт, 1995.
3. ОСТ 32.72–97. Стандарт отрасли. Плиты железобетонные безбалластного мостового полотна для металлических пролетных строений железнодорожных мостов. Общие технические условия.
4. Проект 897.1–2.05. Плиты П4–180, П4–190, П4–200. Л.: Ленгипротрансмост.

УДК 624.04+539.3

Жук М.М.

ИССЛЕДОВАНИЕ УСТОЙЧИВОСТИ И ЖЕСТКОСТИ СОЕДИНЕНИЙ НЕСУЩИХ ЭЛЕМЕНТОВ СБОРНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО СООРУЖЕНИЯ ПРИ ПОМОЩИ КОМПЛЕКСНОГО МЕТОДА ДИНАМИЧЕСКИХ ИСПЫТАНИЙ И ТЕОРЕТИЧЕСКОГО РАСЧЕТА

Сложившаяся обстановка в Республике Беларусь по техническому состоянию зданий и сооружений, а также статистика происшедших аварий, связанных с внезапным обрушением конструкций, свидетельствует о необходимости проведения инструментального изучения и принятия адекватных мер реагирования.

Благодаря проведенным натурным обследованиям строительных конструкций производственных зданий и сооружений ряда предприятий установлено, что физический износ протекает быстрее, чем это предусмотрено проектами и нормативами.

Анализ мероприятий по предупреждению и ликвидации чрезвычайных ситуаций свидетельствует, что необходимо проводить систематическое определение технического состояния строительных конструкций, инженерных систем и параметров эксплуатационной среды для назначения обоснованных мероприятий по эксплуатации. Для выполнения перечисленных мероприятий, с учетом экономической эффективности использования средств, на базе Научно-исследовательского института пожарной безопасности и проблем чрезвычайных ситуаций МЧС Республики Беларусь создан отдел по обследованию зданий и сооружений, находящихся в аварийном состоянии, с истекшими амортизационными сроками. Отдел осуществляет диагностику зданий, проводит оценку устойчивости, несущей способности, выявление скрытых дефектов и повреждений строительных конструкций, зданий получивших повреждения. На данный вид деятельности институтом получена лицензия в Министерстве архитектуры и строительства Республики Беларусь. Большая техническая и методическая помощь в создании данного комплекса была оказана нашими коллегами из Всероссийского научно-исследовательского института по проблемам гражданской обороны и чрезвычайных ситуаций МЧС России.

Комплекс благодаря своей мобильности и укомплектованности уникальным оборудованием неразрушающего контроля, позволяет на порядок сократить время обследования здания, т.е. в течение суток получить конкретную информацию о текущем состоянии здания (сооружения). Определив места дефектов и повреждений при помощи приборов неразрушающего контроля, вычисляется остаточная прочность и несущая способность конструкций и указывается необходимость проведения работ по усилению, защите строительных конструкций и инженерных систем; разработке мероприятий по совершенствованию требований к эксплуатации зданий и сооружений.

В частности, Научно-исследовательскому институту пожарной безопасности и проблем чрезвычайных ситуаций МЧС Беларуси предстояло решить задачу по определению влияния динамических воздействий от движущегося транспорта на жесткость и устойчивость конструкций наземного пешеходного перехода (моста) на 12,7 км МКАД г. Минска. Ось перехода пересекает МКАД под углом 90°. На основании расчета, приведенная интенсивность на 2018 год на данном участке составит 40237 автомобилей, в сутки. Конструктивная схема объекта была принята с использованием сборных железобетонных балок и колонн, соединенных между собой монолитными армированными бетонными вставками.

Для решения поставленной задачи были выполнены динамические испытания при помощи диагностического комплекса «Струна-2» и сопоставлены с результатами выполненного теоретического модульного анализа кинематических воздействий методом конечных элементов на программном

комплексе «Ли́ра-8». Чтобы получить более полную информацию о динамических параметрах каждого сборного элемента и соединительных бетонных вставок, было проведено 27 вибродинамических испытаний по 6 схемам установки трехкомпонентных сейсмовибрационных датчиков.

В ходе испытаний проводилась регистрация частот и амплитуд вынужденных колебаний элементов конструкций с приложением динамической нагрузки на строительные конструкции и без нее. Датчики установлены таким образом, что ось X расположена в горизонтальной плоскости в продольной оси моста. Ось Y расположена в вертикальной плоскости под углом 90° к оси X объекта.

Для проведения испытаний использовалось 4 пьезокерамических датчика. Датчики располагались таким образом, чтобы зафиксировать показатели собственных колебаний конструкций на смене сред, железобетонных элементов и монолитных участков. Схемы проведения динамических испытаний и места приложений динамических импульсов показаны на рис. 1, 2.

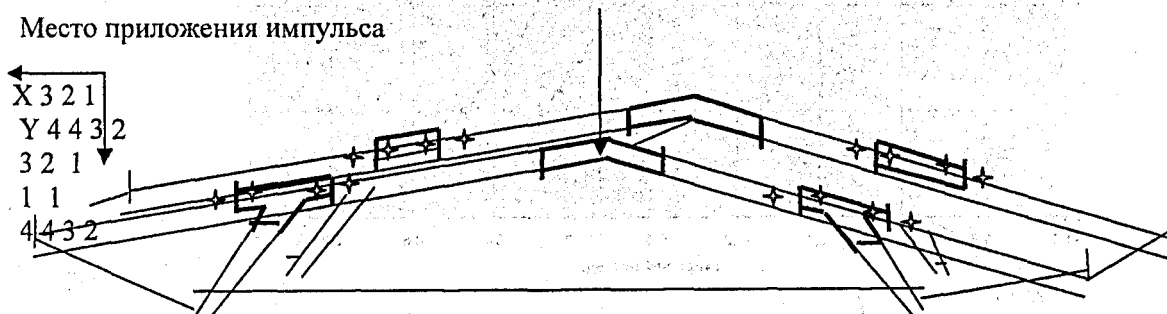


Рисунок 1 – Расположение датчиков и места ударного возбуждения на балках пролетного строения в опорной части

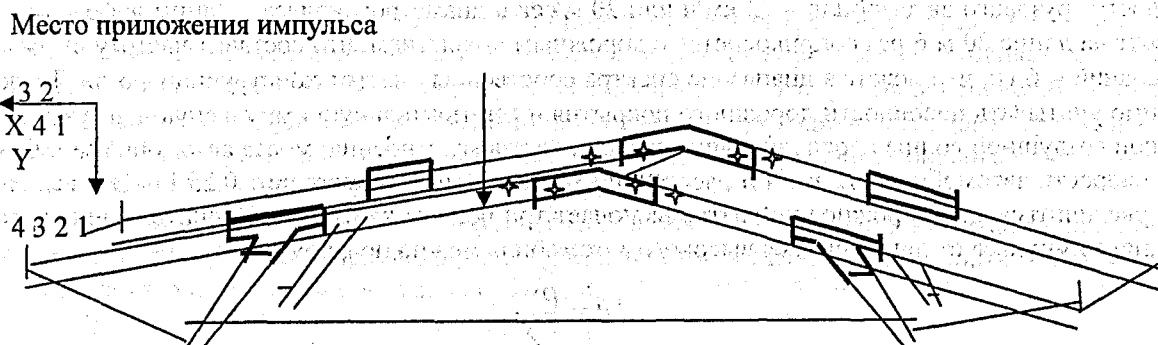


Рисунок 2 – Расположение датчиков и места ударного возбуждения на балках пролетного строения в центральной части

Обработка результатов динамических испытаний позволила найти следующие частоты собственных колебаний пешеходного перехода:

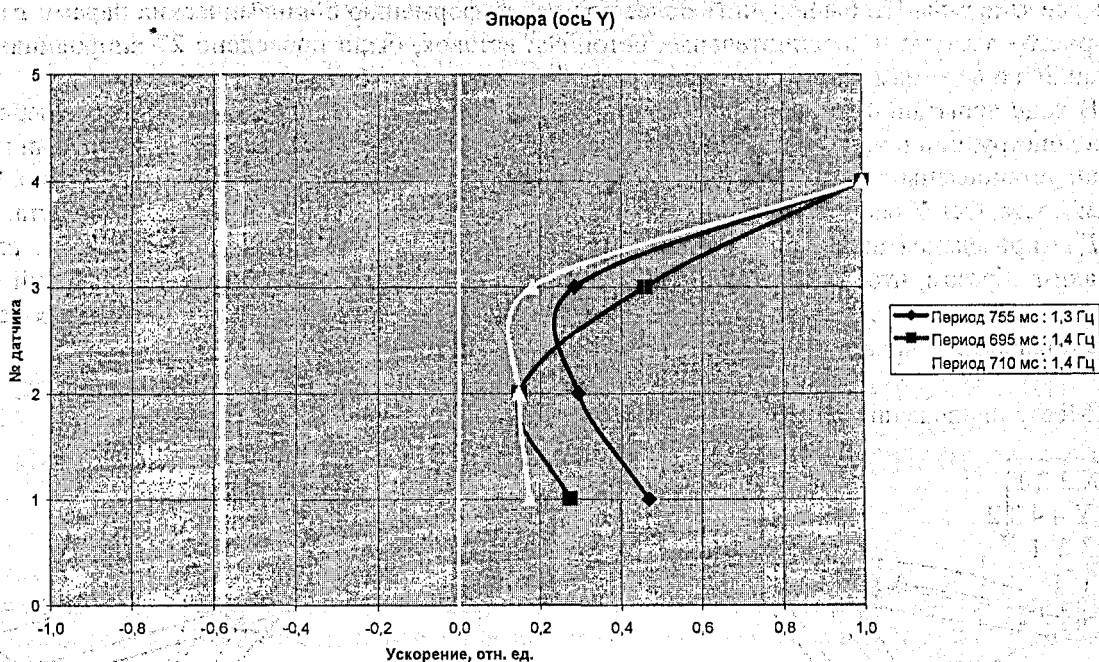
$$\begin{array}{lll} \omega_1 = 1,3 \text{ Гц} & \omega_2 = 1,4 \text{ Гц} & \omega_3 = 1,5 \text{ Гц} \\ \omega_4 = 2,3 \text{ Гц} & \omega_5 = 2,4 \text{ Гц} & \omega_6 = 2,5 \text{ Гц} \\ \omega_7 = 3,8 \text{ Гц} & \omega_8 = 4,1 \text{ Гц} & \omega_9 = 4,6 \text{ Гц} \end{array}$$

С целью сопоставления и проверки результатов динамических испытаний моста на диагностическом комплексе «Струна-2» был выполнен модульный анализ методом конечных элементов на программном комплексе «Ли́ра-8». Конечно-элементная модель включала конечный элемент оболочки нулевой кривизны, пространственного рамного стержня и состояла из 2246 КЭ и 2416 узлов. Всего было задействовано 10 типов жесткости. Вес моста распределялся по узлам и конечным элементам расчетной схемы и составил 66,7 т.

Результаты модального анализа показали, что величины первых пяти частот собственных колебаний составляют в герцах:

$$\begin{array}{ll} \omega_1 = 1.4527 \text{ Гц} & \omega_2 = 1.7679 \text{ Гц} \\ \omega_3 = 2.8593 \text{ Гц} & \omega_4 = 3.3767 \text{ Гц} \\ \omega_5 = 3.9843 \text{ Гц} & \end{array}$$

В первых пяти собственных формах колебаний моста преобладают изгибно-крутильные в горизонтальной и вертикальной плоскостях.



Кинематическое возбуждение грунтового основания, явилось следствием несбалансированности колес автотранспорта. Приняв ориентировочную частоту вынужденных колебаний в предположении скорости грузового автомобиля – 72 км/ч или 20 м/сек с диаметром колеса с одним дефектом – 0,95 м, дефект на длине 20 м 6 раз соприкоснется с дорожным покрытием, что составит частоту вынужденных колебаний ≈ 6 гц, что лежит в диапазоне спектра собственных частот конструкции моста. Также необходимо учитывать неровности дорожного покрытия и горизонтальную импульсную нагрузку от уплотненной воздушной волны перед движущимися к пролетному строению моста автомобилями. Ее частота при скорости автомобилей 72 км/ч и расстоянии между ними 80 м составит 0.25 Гц. Эта величина может увеличиться, т.к. дорожное покрытие включает три полосы движения. Оценить величину горизонтального импульса от движущегося высокого автомобиля можно по формуле:

$$P = \frac{\rho v^2}{2}$$

где ρ – плотность уплотненного воздуха;

v – скорость воздушной волны, равная скорости автомобиля;

P – давление, равное в естественном состоянии для района г. Минска 27 кг/м². Эта цифра, увеличивается с возрастанием плотности воздушного потока.

Однако наличие вертикальных трещин в местах стыка монолитных участков со сборными может снизить величины первых частот собственных колебаний.

В местах стыка монолитных участков со сборными элементами трещины возникают усадки бетона (СНБ 5.03.01-02 «Бетонные и железобетонные конструкции» регламентирует ширину их раскрытия из условия 0.5 мм на 1 метр погонный монолита). Для исследуемого моста имеет место несколько большая величина раскрытия трещин на монолитных опорных участках, что вызвано динамическими нагрузками от движущегося транспорта. На центральном участке бетонирования в середине моста трещин на контакте сборного и монолитного бетонов не наблюдается из-за арочного эффекта. Трещин также не наблюдается по этой же причине в местах стыка наклонных колонн с балками.

Следует заметить, что при проектной интенсивности движения 40237 автомобилей в сутки, частота возмущающей нагрузки составит:

$$\frac{40237}{24 \cdot 3600} = 0,466 \text{ Гц}$$

Получается, что с интервалом ≈ 2 сек, на мост действует вертикальная динамическая нагрузка импульсного или ударного характера.

В результате проведенной работы величины частот собственных колебаний пешеходного перехода, определенные с помощью диагностического комплекса «Струна-2» и величины частот собственных колебаний, вычисленные теоретическим методом с помощью программного комплекса «Лира-8», в предположении идеальной стыковки монолитных участков со сборными элементами сооружения дают примерно одинаковые величины. Это говорит о надежном соединении узлов перехода на момент проведения испытаний. Также в ходе исследований было выявлено негативное влияние изгибно-крутильных форм колебаний сооружения вследствие действия:

- ударной воздушной волны от движущего автотранспорта;
- кинематических колебаний из-за несбалансированности колес автотранспорта и неровности дорожного полотна;
- увеличивает ширину раскрытия трещин на стыках сборного железобетона с монолитными элементами по сравнению с нормативными от усадки бетона.

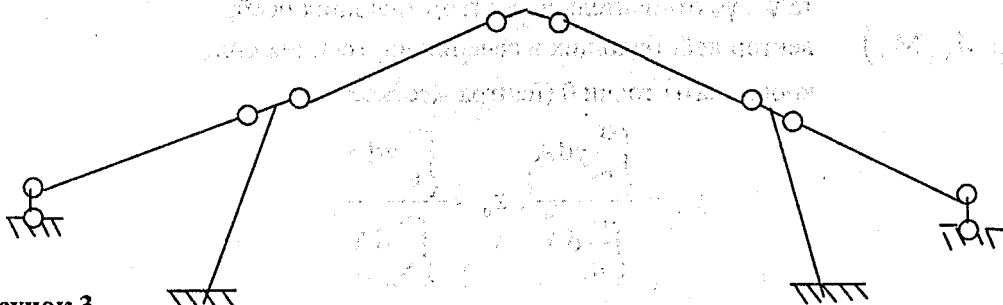


Рисунок 3

В то же время можно предположить, что ширина раскрытия трещин со временем будет увеличиваться и жесткость стыков будет падать, что в пределе может образоваться изменяемая или мгновенно изменяемая система в горизонтальной плоскости (рис.3). Поэтому, для обеспечения безопасной эксплуатации данного сооружения, необходимо периодически проводить обследование технического состояния его строительных конструкций, чтобы предупредить проявления опасных аварийных тенденций.

Аналогичным способом можно по фактическим данным динамических испытаний, при помощи программного моделирования обратного расчета, определить остаточную жесткость и прочность соединений сборных элементов различных сооружений.

УДК 624.012.45

Алявдин П.В., Симбиркин В.Н., Касабуцкий С.М.

РАСЧЕТ СЕЧЕНИЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С УЧЕТОМ НЕГЛАДКИХ ДИАГРАММ ДЕФОРМИРОВАНИЯ МАТЕРИАЛОВ

1. ОПРЕДЕЛЯЮЩИЕ СООТНОШЕНИЯ ЗАДАЧИ

Рассмотрим поперечное сечение стержневого железобетонного элемента (рис. 1) при действии кратковременных и длительно действующих усилий растяжения-сжатия и изгиба в двух плоскостях. Его напряженно-деформированное состояние, с учетом гипотезы плоских сечений (или модификации этой гипотезы для средних деформаций), может быть представлено системой трех нелинейных уравнений:

$$\begin{bmatrix} \varpi & 0 & 0 \\ 0 & B_y & B_{yz} \\ 0 & B_{yz} & B_z \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \varepsilon_0 \\ \psi_y \\ \psi_z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} N \\ M_y \\ M_z \end{bmatrix} \text{ или } \mathbf{B}(q)\mathbf{q} = \mathbf{S}, \quad (1)$$

где $\mathbf{B}(q)$ – матрица жесткости сечения, элементы которой выражаются формулами: