

УДК 624.016

## **ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ ПРОЧНОСТИ И ДЕФОРМАТИВНОСТИ КОМБИНИРОВАННОЙ МЕТАЛЛОДЕРЕВЯННОЙ АРОЧНОЙ КОНСТРУКЦИИ**

© *В.В. Стоянов, д-р техн. наук, проф.*

*А.А. Бояджи, асп.*

Одесская государственная академия строительства и архитектуры, ул. Дидрихсона, 4, г. Одесса, Украина, 65000; e-mail:MDiPK@yandex.ru

С возрастанием загруженности автомобильных дорог в больших городах все острее становится проблема увеличения их пропускной способности. Решить ее можно при помощи устройства надземных пешеходных переходов. Кафедра металлических, деревянных и пластмассовых конструкций Одесской государственной академии строительства и архитектуры занимается исследованием надземных пешеходных переходов пролетом 12...24 м. В данной работе рассматривается вариант арочной конструкции, в которой арка и подвески – металлические, а затяжка – деревянная клееная балка. При проектировании опытной модели в качестве исходных параметров были приняты пролет арочной конструкции, поперечное сечение клееной деревянной балки и число подвесок. Значение расчетной нагрузки в первом приближении задано техническим заданием. Остальные параметры конструкции – высота и сечение арки, расположение и сечение подвесок, окончательная несущая способность конструкции – определены численным линейным расчетом в программном комплексе ЛИРА 9.6 исходя из принятого критерия оптимальности (оптимальным считается тот вариант, для которого при расчетной нагрузке и минимальных прочных размерах в элементах конструкции (арке, балке и подвесках) возникают напряжения, близкие к допускаемым). При расчете варьировались геометрические и прочностные параметры конструкции. Для каждой из комбинаций варьируемых параметров определялись наибольшие напряжения в каждом из элементов конструкции (арке, балке, подвесках) и коэффициенты загруженности. Для каждого поперечного сечения арки и подвесок выделялся вариант конструкции с теми геометрическими параметрами, при которых несущая способность оказывалась наибольшей. Для испытаний был спроектирован и изготовлен специальный стенд, обеспечивающий моделирование равномерно распределенного нагружения конструкции. В результате испытаний установлено, что несущая способность арочной конструкции, спроектированной в соответствии с принятыми критериями оптимальности, на 36 % выше рассчитанной в программном комплексе ЛИРА 9.6 и на 2 % выше полученной при расчете в программном комплексе, учитывающем геометрическую и физическую нелинейность. Проведенные исследования показали, что принятая методика проектирования и предложенный критерий оптимальности могут быть использованы в практике проектирования подобных конструкций.

*Ключевые слова:* металлодеревянные арочные конструкции, прочность, деформативность.

Возрастание загруженности автомобильных дорог в больших городах приводит к снижению их пропускной способности. Решить эту проблему можно, в том числе, при помощи устройства надземных пешеходных переходов с применением клееных деревянных конструкций [1].

На кафедре металлических, деревянных и пластмассовых конструкций Одесской государственной академии строительства и архитектуры (ОГАСА) проводятся исследования надземных пешеходных переходов пролетом 12...24 м. В одном из проектных вариантов предполагается использовать арочную конструкцию (рис. 1), у которой арка и нижний пояс в виде балки жесткости (затяжки) могут быть выполнены как из дерева, так и из металла.

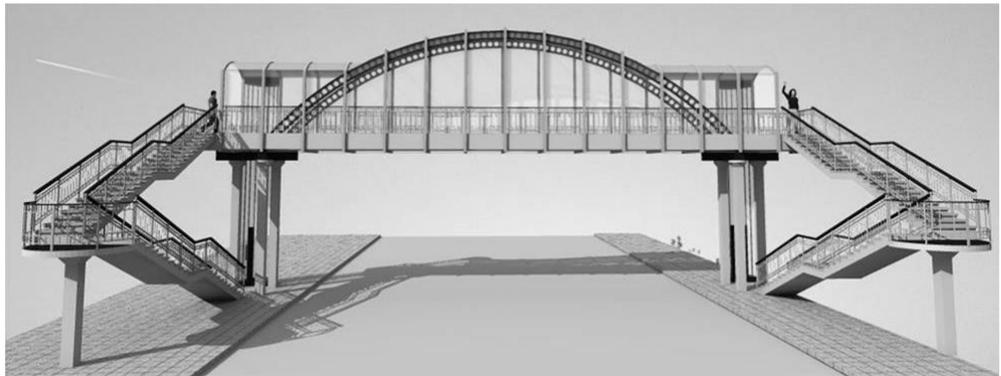


Рис. 1. Арочный надземный пешеходный переход

Целью исследования является проектирование оптимальной (с точки зрения несущей способности и экономии материала) конструкции [2], изучение ее напряженно-деформированного состояния и сравнение опытных результатов с расчетными.

Для исследования был выбран вариант, в котором в качестве несущих элементов полотна использованы деревянные составные балки, работающие совместно с металлическими арками, т. е. комбинированная конструкция, представляющая собой металлодеревянную ферму. Нагрузка с полотна передается на арки при помощи подвесок.

При проектировании опытной модели в качестве исходных параметров были приняты пролет конструкции (3 м), поперечное сечение клееной деревянной балки (прямоугольник размерами 105×70 мм) и число подвесок (3). Расчетная нагрузка  $q = 13,50$  кН/м в первом приближении задана техническим заданием. Остальные параметры конструкции (высота и сечение арки, расположение и сечение подвесок, окончательная несущая способность конструкции) были определены численным линейным методом в программном комплексе (ПК) LIRA 9.6 (рис. 2) исходя из выбранного нами критерия оптимальности. Оптимальным считается тот вариант, для которого при расчетной нагрузке и минимальных размерах в элементах конструкции (арке, балке и подвесках) возникают напряжения, близкие к допускаемым:

$$\sigma_{\text{арк}}^{\text{доп}} = 24 \text{ кН/см}^2; \sigma_{\text{балк}}^{\text{доп}} = 1 \text{ кН/см}^2; \sigma_{\text{подв}}^{\text{доп}} = 24 \text{ кН/см}^2.$$

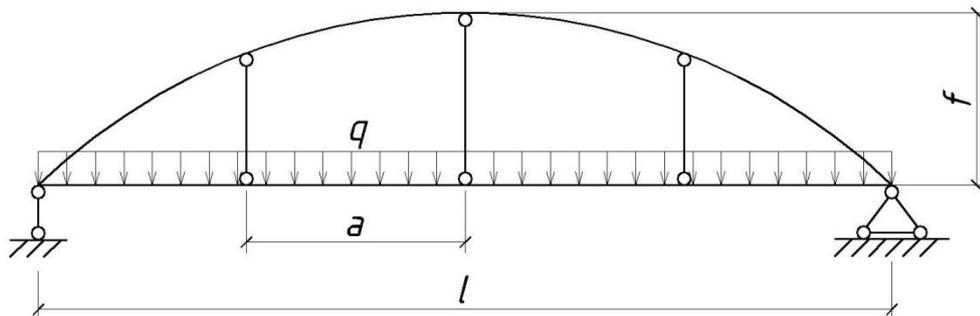


Рис. 2. Расчетная схема

При расчете в ПК LIRA варьировались геометрические и прочностные параметры конструкции: расстояние между средней и боковыми подвесками  $a$  – от 0,125 до 0,375  $l$  ( $l$  – длина балки) с шагом 0,05 м, высота арки  $f$  – от 0,23 до 0,330  $l$  с шагом 0,01 м. Для каждой из комбинаций варьируемых параметров определялись наибольшие напряжения в каждом из элементов конструкции (арке, балке, подвесках) и коэффициенты загруженности:

$$k_{\text{арк}} = \frac{\sigma_{\text{арк}}}{R_y^{\text{арк}}}; k_{\text{балк}} = \frac{\sigma_{\text{балк}}}{R_y^{\text{балк}}}; k_{\text{подв}} = \frac{\sigma_{\text{подв}}}{R_y^{\text{подв}}},$$

где  $R_y^{\text{арк}}$  – расчетное сопротивление материала арки (сталь);

$R_y^{\text{балк}}$  – расчетное сопротивление материала нижнего пояса (клееная древесина);

$R_y^{\text{подв}}$  – расчетное сопротивление материала подвески.

Для каждого поперечного сечения арки и подвесок отбирался тот вариант, в котором коэффициенты загруженности отличались друг от друга не более, чем на 5 %. Если значения этих коэффициентов отличались от 1, то расчетную нагрузку  $q$ , принятую по техническому заданию, изменяли в  $\frac{1}{k}$  раз.

Таким образом, для каждого поперечного сечения арки и подвесок выделялся вариант конструкции (со своими значениями  $a$  и  $f$ ), несущая способность которого оказывалась наибольшей. Если для какой-то комбинации поперечного сечения арки и подвесок варианта с одинаковыми значениями  $k_{\text{арк}}$ ,  $k_{\text{балк}}$  и  $k_{\text{подв}}$  не оказывалось, то это расценивалось как отсутствие оптимального варианта конструкции при этих параметрах.

На основании проведенных расчетов для экспериментального исследования была принята конструкция со следующими геометрическими характеристиками: пролет конструкции – 3 м; высота арки – 630 мм; число подвесок – 3; расстояние от средней подвески до боковых – 780 мм; сечение деревянной балки нижнего пояса – 105×70 мм; сечение арки – стальная

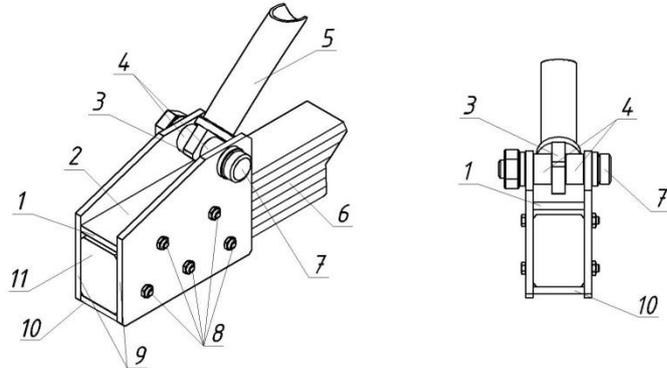


Рис. 3. Узел примыкания арки к балке: 1 – верхняя планка; 2 – башмак; 3 – серьга; 4 – втулки; 5 – арка; 6 – балка (затяжка); 7 – палец; 8 – болты; 9 – боковые щеки; 10 – нижняя планка; 11 – торец башмака

труба диаметром 48 мм с толщиной стенки 3,5 мм; сечение подвесок – стальной стержень диаметром 8 мм.

Характер приложенной нагрузки (равномерная по нижнему поясу) обусловлен работой конструкции в качестве несущего элемента пешеходного перехода. Рассматривались следующие варианты нагрузки конструкции: по всему пролету, на половине и на его четверти. Расчет показал, что наиболее опасна нагрузка, приложенная по всему пролету.

При этом приняты допущения, что соединения арки с балкой, арки и балки с подвесками шарнирные. Конструкции шарнирных узлов представлены на рис. 3–5.

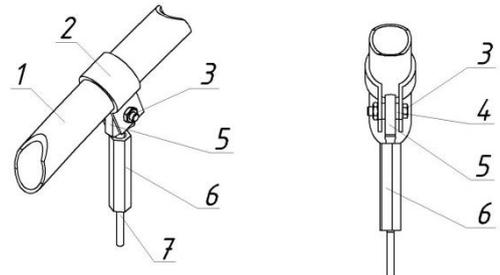


Рис. 4. Узел примыкания подвески к арке: 1 – арка; 2 – хомут; 3 – палец; 4 – втулка; 5 – проушина; 6 – талреп; 7 – подвеска

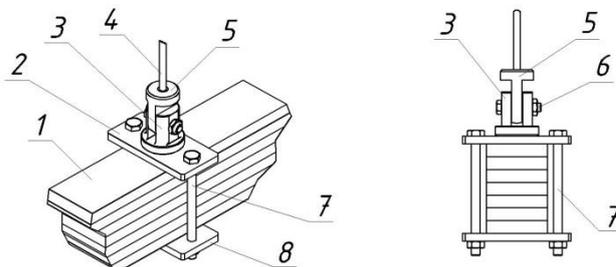


Рис. 5. Узел примыкания подвески к балке: 1 – балка; 2 – верхняя планка; 3 – серьга; 4 – подвеска; 5 – проушина; 6 – вал; 7 – болты; 8 – нижняя планка

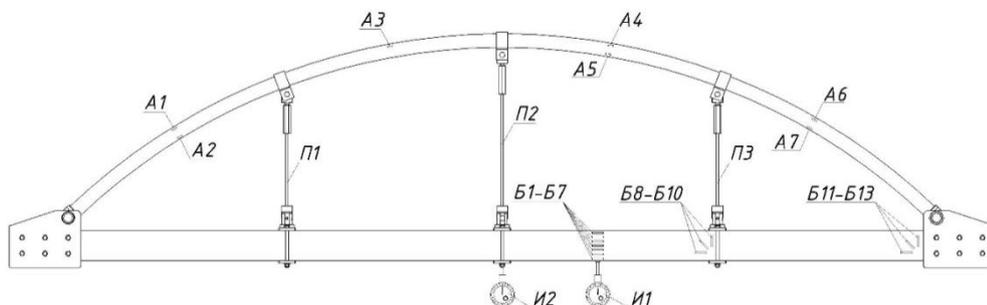


Рис. 6. Схема размещения измерительных приборов на конструкции: А1–А7 тензорезисторы на арке; П1–П3 – тензорезисторы на подвесках; Б1–Б7 – тензорезисторы на балке; Б8–Б13 – тензорезисторы на балке; И1, И2 – индикаторы часового типа для измерения вертикальных перемещений балки жесткости

При испытаниях краевые деформации определены с помощью датчиков сопротивления (тензорезисторов), вертикальные перемещения (прогибы) балки – индикаторов часового типа. Размещение тензодатчиков и индикаторов на конструкции показано на рис. 6.

Для испытаний на прочность и деформативность опытной комбинированной металлодеревянной арочной конструкции пролетом 3 м был спроектирован и изготовлен специальный стенд (рис. 7, 8), обеспечивающий моделирование для равномерного нагружения.

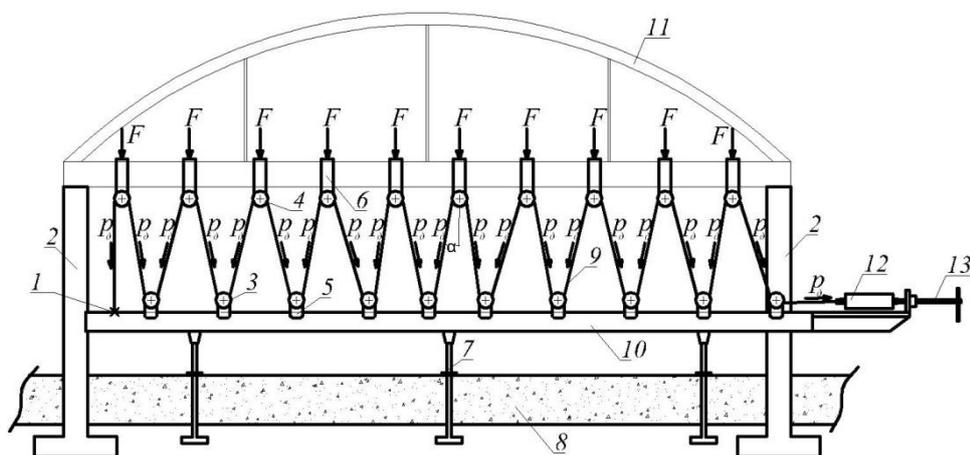


Рис. 7. Схема работы стенда для испытания арочной конструкции: 1 – крепежное кольцо; 2 – опоры; 3, 4 – шкивы; 5, 6 – хомуты; 7 – анкерные болты; 8 – силовой пол; 9 – трос; 10 – вспомогательная балка; 11 – арочная конструкция; 12 – динамометр; 13 – винтовое устройство

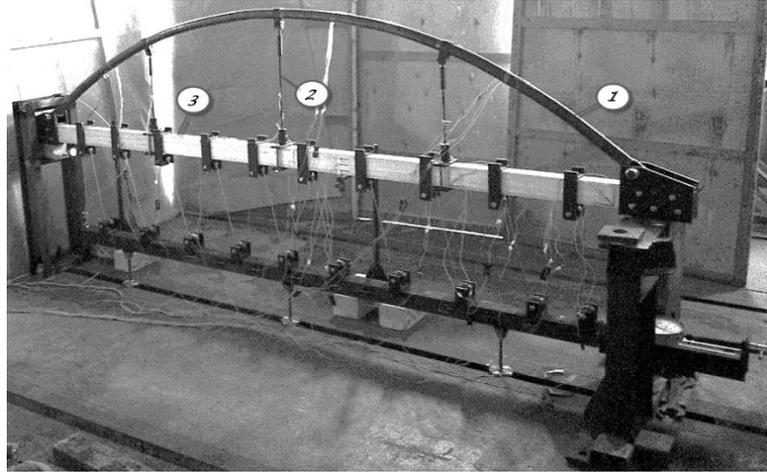


Рис. 8. Общий вид стенда для испытаний с установленной арочной конструкцией: 1 – арка; 2 – подвески; 3 – балка

Работа испытательного стенда и нагружение арочной конструкции осуществлялось следующим образом (см. рис. 7): под арочной конструкцией (11), которая опирается на две штатные опоры (2) (одна из которых представляет собой подвижный шарнир) при помощи трех мощных анкерных болтов (7) на высоте около 300 мм от силового пола (8) закреплена жесткая балка (10), сваренная из двух швеллеров. К деревянной балке на равном расстоянии (около 300 мм) при помощи специальных хомутов (6) закреплены 10 шкивов (4) (шкивы посажены на подшипники качения). Точно такие же хомуты (5) с шкивами (3) приварены к вспомогательной металлической балке (10). Через блоки переброшен трос (9) диаметром 5 мм, один конец которого закреплен к вспомогательной балке (10) при помощи скобы и приваренного крепежного кольца (рыма) (1). Другой конец троса связан с винтовым устройством (13), позволяющим натягивать этот трос. Усилие натяжения  $p_d$  показывает динамометр (12), к которому с одной стороны прикреплен трос, а с другой – винтовое устройство.

Равнораспределенная нагрузка  $q$  связана с усилием  $p_d$  следующей формулой:

$$q = \frac{20p_d \cos \alpha}{l_{\text{балк}}},$$

где  $\alpha$  – угол отклонения ветви троса от вертикали;

$l_{\text{балк}}$  – расчетная длина балки.

Чтобы реализовать расчетную равнораспределенную нагрузку  $q = 13,50$  кН/м, нужно обеспечить натяжение троса (при помощи винта) и создать усилие, равное 2,16 кН.

Испытания состояли из нескольких этапов загрузки и разгрузки конструкции с шагом 1,25 кН/м (шаг на динамометре 0,20 кН). Показания снимались через 30 мин после каждого нагружения. Равнораспределенная нагрузка

была доведена до 18,78 кН/м (что соответствует показанию 3,20 кН на динамометре). Результаты испытаний (рис. 9) сравнивались с результатами расчета в программном комплексе, учитывающем физическую и геометрическую нелинейность.

Переход от краевых деформаций к напряжениям выполнен на основании результатов, полученных при стандартных испытаниях древесины и взяты из справочной литературы для стали.

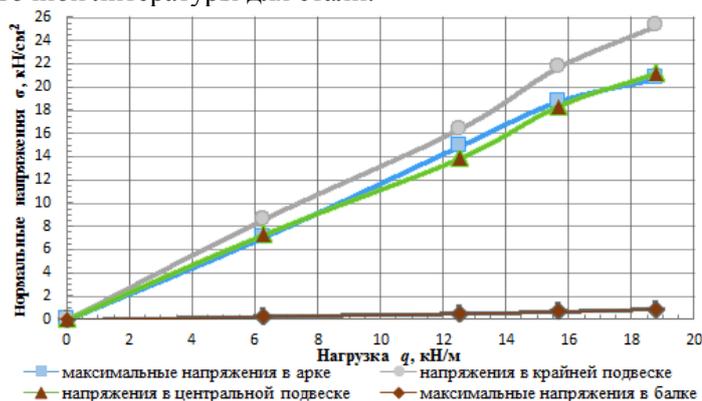


Рис. 9. Зависимость напряжений в элементах конструкции от нагрузки на нижнем поясе

Численный линейный (без учета нелинейности) расчет, выполненный в ПК LIRA 9.6, показал, что наибольшие напряжения в арке возникают на промежутке между опорой и крайней подвеской и достигают значений, близких к расчетному сопротивлению стали ( $R_y = 24$  кН/см<sup>2</sup>) при нагрузке  $q = 13,50$  кН/м. В ходе испытаний установлено, что при расчетной нагрузке наибольшие напряжения в указанном промежутке арки меньше расчетных:  $\sigma_{арк} = 17,00$  кН/см<sup>2</sup> (рис. 10).

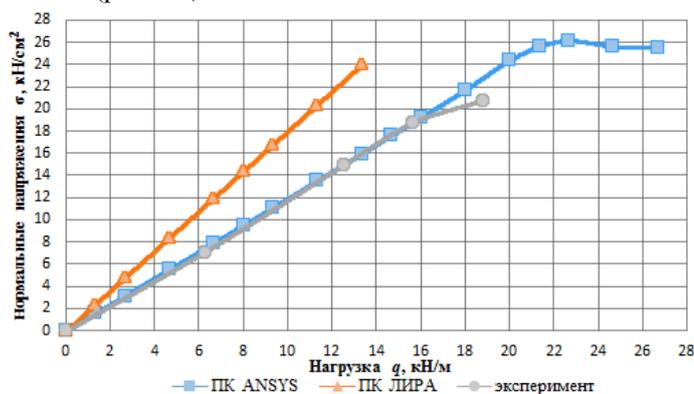


Рис. 10. Сравнение значений максимальных нормальных напряжений в арке с результатами расчетов в ПК

При расчете в ПК LIRA 9.6, напряжения в боковой (более нагруженной) подвеске достигают  $24,00 \text{ кН/см}^2$  при расчетной нагрузке  $13,50 \text{ кН/м}$ , при расчете с учетом нелинейности и этой же нагрузке они составляют  $19,50 \text{ кН/см}^2$ , а при испытаниях –  $17,70 \text{ кН/см}^2$  (рис. 11).

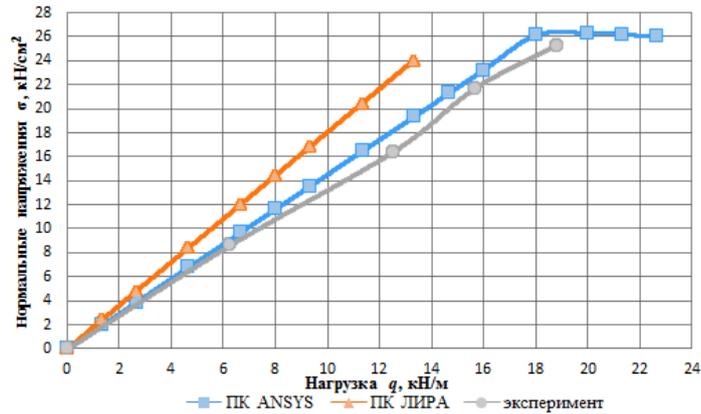


Рис. 11. Сравнение нормальных напряжений в боковых подвесках при испытаниях с результатами расчетов в ПК LIRA 9.6 и ANSYS

При расчете в ПК LIRA 9.6 напряжения в балке (затяжке) достигают  $0,90 \text{ кН/см}^2$  при нагрузке  $13,50 \text{ кН/м}$ , при расчете с учетом нелинейности –  $0,80 \text{ кН/см}^2$ , а при испытаниях –  $0,60 \text{ кН/см}^2$  (рис. 12).

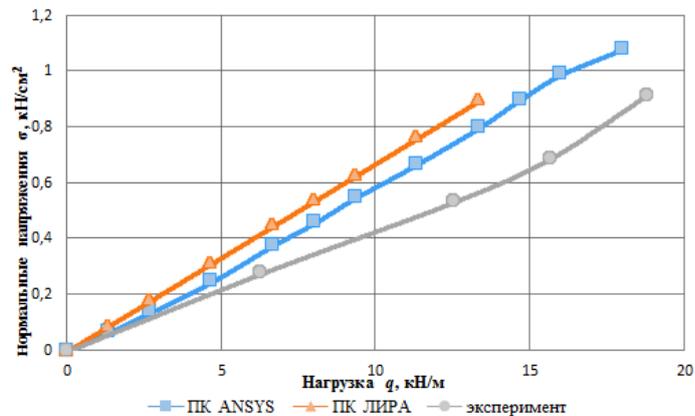


Рис. 12. Сравнение значений нормальных напряжений в балке (затяжке) при испытаниях с результатами расчетов в ПК LIRA 9.6 и ANSYS

Как видно из графиков максимальных вертикальных перемещений (прогибов) нижнего пояса (рис. 13), при нагружении и разгрузке ступенями и выдержки в течение 30 мин на каждой ступени зависимость «нагрузка–перемещения (прогибы)» в диапазоне расчетных нагрузок носит практически линейный характер и только в конце загрузки наблюдается нелинейность.

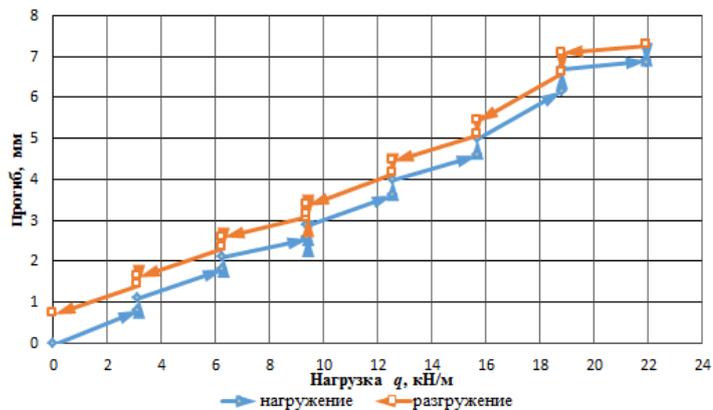


Рис. 13. Максимальные вертикальные перемещения (прогибы) нижнего пояса в конструкции при испытаниях ступенчатой нагрузкой на этапах «нагрузка–разгрузка»

#### Выводы

1. Наиболее напряженные участки конструкции по расчетам (как в линейной, так и в нелинейной постановке) и при испытаниях совпадают. Наибольшие напряжения возникают при полном загрузении нижнего пояса в крайней подвеске, в арке – на участке между боковой подвеской и опорой, в балке – на участке между центральной и боковой подвесками.

2. Несущая способность конструкции, определенная в ПК ANSYS, учитывающем нелинейность ( $q = 18,50$  кН/м), практически совпадает с результатами испытаний ( $q = 18,80$  кН/м). Расхождение составляет 2,0 %.

3. Напряжения в арке и боковой подвеске меньше напряжений, полученных при расчете (для арки наибольшее расхождение – 2,0 %, для боковой подвески – 4,5 %). Наибольшим оказалось расхождение напряжений в нижнем поясе (затяжке) – до 30,0 % ниже напряжений, полученных при расчете, что можно объяснить сложным (неоднородным и анизотропным) строением материала, из которого она изготовлена – древесины, а также некоторым упрочнением ее при склеивании.

4. При приближении нагрузки к предельной деформированное состояние конструкции перестает быть плоским, появляются перемещения элементов конструкции, перпендикулярные ее плоскости, что полностью согласуется с картиной пространственной деформации, которую дает расчетный комплекс.

5. Главным результатом проведенных испытаний конструкции, рационально и оптимально спроектированной при помощи ПК LIRA 9.6, является то, что действительная несущая способность этой конструкции, определенная во время испытаний ( $q = 18,50$  кН/м), оказалась на 36 % выше расчетной ( $q = 13,50$  кН/м).

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. *Окунь И.В., Чучмай С.М., Приступлюк В.П.* Эффективные клеодошчатые несущие конструкции надземных пешеходных переходов // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. Вип. № 46. Одеса: Зовнішньорекламсервіс, 2012. С. 263 – 267.
2. *Стоянов В. В., Бояджи А.А.* Некоторые аспекты оптимального проектирования комбинированной арочной конструкции при наличии дополнительных конструктивных условий // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. 2014. №29. С. 362 – 368.

Поступила 03.07.2014

UDC 624.016

**Experimental Study Of Strength And Deformability Of Combined Metalwooden Arch Structure**

© *V.V. Stoyanov, Doctor of Engineering, Professor*  
*A.A. Boyadzhi, Postgraduate Student*

Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture, Didrihsona, 4, Odessa, 65029, Ukraine; e-mail: MDiPK@yandex.ru

Problem of increasing road capacity in the big cities is becoming more acute due to their increasing workload. It can also been solved by using elevated pedestrian crossings. Department of metal, wood and plastic constructions Odessa State Academy of Construction and Architecture studies the elevated pedestrian crossings (12-24 m opening). The arch structure, in which the arch and suspension are metal and toke is wooden laminated beam was considered in this paper version. The purpose is to design the optimal structure (in terms of its carrying capacity and material savings) to do an experimental investigation of its stress-strain state and compare it with the calculated results. The opening, cross-section of laminated wooden beam and the number of suspensions were taken as input designing parameters of the test model. In a first approximation, the rated load considered as given by specifications. The rest of the design parameters - height and cross section of the arch, the location and the cross section of suspensions and ultimate bearing capacity were determined by numerical linear calculation by LIRA 9.6 based on the criterion of optimality (the best is that variant for which at rated load and minimum cross section sizes, the stresses of structural elements (arch, beam and suspensions) are close to permitted). The geometric and strength parameters of the structure varied when calculating. For each of the combinations of variable parameters defined maximum stresses in each of the structural elements (arch, beam, suspension) and load factor. For each cross-section of the arch and suspensions stood the variant of the construction with the geometrical parameters, in which the bearing capacity has the greatest ability. The special stand for tests was designed and manufactured. It provides modeling equipartition loading of construction. The tests revealed that the bearing capacity of an arch structure, designed in accordance with the criteria of optimality 36% higher than calculated in the LIRA and 2% higher than obtained in the calculation in the software package that takes into account geometrical and physical nonlinearity. Studies have

shown that the process of designing adopted and the optimality criterion proposed can be used in the practice of designing such structures.

*Keywords:* arch structures of metal and wood, strength, deformability

#### REFERENCES

1. Okun I.V., Chuchmaj S.M., Pristupljuk V.P. Jeffektivnye kleedoshhatye nesushhie konstrukcii nadzemnyh peshehodnyh perehodov.[Effective glued board bearing structures of elevated pedestrian crossings]. Bulletin of the Odessa State Academy of Construction and Architecture, ser. № 46, Odessa: Zovnishn'oreklamservis, 2012, pp. 263 – 267.

2. Stoyanov V.V., Boyadzhi A.A. Nekotoryie aspektyi optimalnogo proektirovaniya kombinirovannoy archnoy konstruksii pri nalichii dopolnitelnyih konstruktivnyih usloviy [Some aspects of optimal projection of arch combined constructions with additional constructives conditions]. Resources saving materials, constructions and buildings, 2014, No.29. pp. 362 – 368.

Received on 03.07.2014

---

---