

- Prof. Fernando Martínez, ETSECCP de la Coruña, Universidad de la Coruña, 2002.
30. Hou, L. Experimental study of the shear properties of reinforced ultra-high toughness cementitious composite beams / L. Hou, D. Chen, S. Xu // Journal of Zhejiang University – Science A: Applied Physics and Engineering. – 2015. – Vol. 4, iss. 16. – P. 251–264.
  31. Moody, K. G. Shear Strength of Reinforced Concrete Beams Part 1 – Tests of Simple Beams / K. G. Moody, I. M. Viest, R. C. Elstner, E. Hognestad // ACI Journal Proceedings. – 1954. – Vol. 51, iss. 12. – P. 317–332.
  32. Mathey, R. G. Shear strength of beams without web reinforcement containing deformed bars of different yield strengths / R. G. Mathey, D. Watstein // ACI Journal Proceedings. – 1963. – Vol. 60, iss. 2. – P. 183–207.
  33. Kani, G. N. J. How safe are our large reinforced concrete beams? / G. N. J. Kani // ACI Journal Proceedings. – 1967. – Vol. 64, iss. 3. – P. 128–141.
  34. Papadakis, G. Shear failure of reinforced concrete beams without stirrups. PhD dissertation, Dept. of Civil Engineering, Aristotle Univ. of Thessaloniki, Greece (in Greek), 1996.
  35. Leonhardt, F., Walther, R. The Stuttgart shear tests 1961 / F. Leonhardt, R. Walther. – Cement & Concrete Association Library Translation, No. 111, London, 1961.
  36. Van Den Berg, F. J. Shear Strength of Reinforced Concrete Beams without Web Reinforcement Part 2 - Factors Affecting Load at diagonal Cracking / F. J. Van Den Berg // ACI Journal Proceedings. – 1962. – Vol. 59, iss. 11. – P. 1587–1599.
  37. Cao, S. Size Effect and the Influence of Longitudinal Reinforcement on the Shear Response of Large Reinforced Concrete Members. M.A.Sc. Thesis, Toronto: University of Toronto, Department of Civil Engineering, 2001.
  38. Niwa, J. Reevaluation of the equation for shear strength of R.C.-beams without web reinforcement / J. Niwa, K. Yamada, K. Yokoza-wa, M. Okamura // Proceedings JSCE No. 372/IV-5 1986-8 Translation in: Concrete Library of JSCE, No. 9. 1987. – P. 167–176.
  39. Quach, P. T. Understanding and safely predicting the shear response of large-scale reinforced concrete structures. M.A.Sc. Thesis, Toronto: University of Toronto, Graduate Department of Civil Engineering, 2016.
  40. Sherwood, E. G. One-way shear strength of thick slabs and wide beams / E. G. Sherwood, A. S. Lubell, E. C. Bentz, M. P. Collins // ACI Journal Proceedings. – 2006. – Vol. 103, iss. 6. – P. 794–802.
  41. Krefeld, W. Studies of the Shear and Diagonal Tension Strength of Simply Supported Reinforced Concrete Beams / W. Krefeld, C. Thurston // ACI Journal Proceedings. – 1966. – Vol. 63, iss. 4. – P. 449–476.
  42. Еврокод. Основы проектирования строительных конструкций = Еурокод. Основы праектавання будаўнічых канструкцый : ТКП EN 1990-2011\* (02250). – Введ. 15.11.11. – Минск : Стройтехнорм, 2012. – 146 с.
  43. Leonhardt, F., Walther, R. Schubversuche an einfeldrigen Stahlbetonbal-ken mit und ohne Schubbewehrung. DAFStb H.151, Berlin. 1962.
  44. Shioya, T. Shear Strength of Large Reinforced Concrete Beams / T. Shioya // Special Publication. – 1989. – Vol. 118. – P. 259–280.
  45. Zazaris, P. D. Shear Strength of Reinforced Concrete Beams under Uniformly Distributed Loads / P. D. Zazaris, I. P. Zazaris // ACI Journal Proceedings. – 2008. – Vol. 105, iss. 6. – P. 711–719.
  46. Cavagnis, F. Shear in reinforced concrete without transverse reinforcement: from refined experimental measurements to mechanical models. PhD thesis, Structural concrete laboratory (IBETON), École polytechnique fédérale de Lausanne (EPFL), Lausanne, Switzerland. – 2017.
  47. Cavagnis, F., Fernández Ruiz, M., Muttoni, A. An analysis of the shear transfer actions in reinforced concrete members without transverse reinforcement, accepted for publication in Structural Concrete. – 2017.

Материал поступил в редакцию 10.04.2019

**TUR V. V., VOROBEY A. P. Novel approaches of shear resistance determination for beam elements without transverse reinforcement: Part 2 – verification of a design models**

This article presents the results of a comparative analysis of the theoretical models of shear resistance for reinforced concrete beam elements without shear reinforcement incorporated in the TKP EN 1992-1: 2009, fib Model Code 2010, SNB 5.03.01-02 and SP 63.13330.2012, as well as the models proposed for insertion into the restated version of prEN 1992-1:2018 and based on the provisions of Critical Shear Crack Theory (CSCT). To verify the theoretical models, a database of experimental data was used, including the results of laboratory tests of beam members subjected to shear, performed by various researchers. At the same time, the influence of the load application scheme during the tests of beam members without shear reinforcement (local forces and uniform load) on the shear resistance is considered.

УДК 624.011.2

**Стоянов В. В., Бойко А. В.**

## ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ СОЕДИНЕНИЯ ПОЛИГОНАЛЬНОЙ ПЛОСКОЙ АРОЧНОЙ КОНСТРУКЦИИ ИЗ ДЕРЕВЯННЫХ ДВУТАВРОВЫХ БАЛОК

**Введение.** В настоящее время во всем мире продолжает наблюдаться устойчивое увеличение объемов производства двутавровых деревянных балок (ДДБ) со стенкой из OSB или фанеры. Развитие производств значительно снизило импорт таких изделий и наполнило отечественный строительный рынок легкими и эффективными конструкциями собственного производства. Составные балки с элементами из листа OSB все чаще используются в каркасах малоэтажных зданий, а также в качестве элементов покрытий и перекрытий в каменных зданиях. Легкость, небольшая стоимость и возможность использования в полигональных конструкциях применяя предложенные ранее авторами узлы открывает новые сферы их применения в строительстве [1]. В частности, жесткие узлы конструкции, рассмотренные в работе, путем крепления узлового соединения в двух плоскостях.

**Анализ последних исследований и публикаций.** Проведен-

ные ранее на кафедре МДИПК ОГАСА исследования прочности и деформативности двутавровых деревянных балок со стенкой из OSB [1], а также анализ различных конструктивных форм составных балок и особенностей их применения в каркасе зданий, показали, что при выполнении определенных конструктивно-технологических требований к ДДБ [2, 3] (в совокупности с существующими методами расчета таких балок) они могут быть использованы в полигональных сводчатых покрытиях пролетом 12–18 м.

**Определение цели и задачи исследования.** С целью изучения действительной работы предлагаемых конструкций [1], их элементов и соединений, выявления степени достоверности результатов численных исследований были проведены статические испытания полигональных арочных конструкций. Программа испытаний предусматривала кратковременные нагружения опытных образцов.

**Стоянов В. В.**, д. т. н., профессор, зав. кафедрой металлических и деревянных конструкций Одесской государственной академии строительства и архитектуры.

**Бойко А. В.**, аспирант Одесской государственной академии строительства и архитектуры.

Украина, г. Одесса, ул. Дидрихсона, 4.

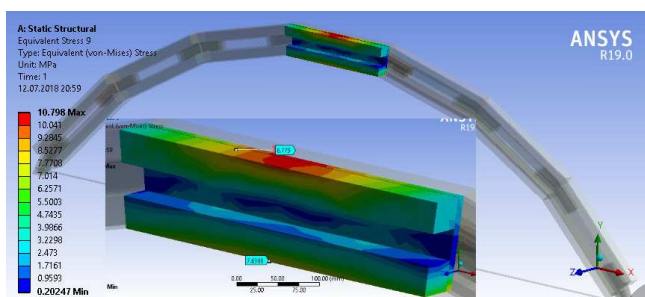
Для реализации поставленной цели рассматривалась 3D-модели и решались следующие задачи:

- исследовать напряженно-деформированное состояние каждого конструктивного элемента конструкции;
- оценить степень и долю включения металлических уголков узлов в общую работу конструкции;
- определить действительную несущую способность и деформативность конструкции, выяснить место и характер разрушения;
- установить сходимость результатов теоретических и экспериментальных исследований для определения возможности применения программных комплексов и усовершенствованных методик расчета в инженерной практике;

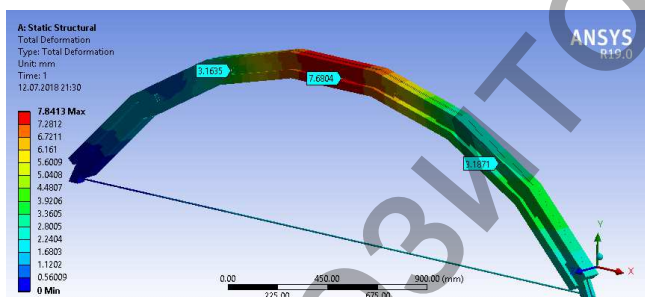
**Основная часть исследования.** Для определения допустимой нагрузки и предварительного выявления характера работы разработанной 3D-модели в экспериментальных условиях был проведен численный расчет модели в ПК ANSYS Workbench 19.0.

Наибольшие напряжения при сосредоточенной нагрузке в середине пролета в дереве и фанере возникают в центральном элементе (двутавре) при нагрузке  $P = 8$  кН (рис. 1).

При этой же величине нагрузки наибольшие вертикальные перемещения (рис. 2) конструкции возникают в том же элементе и равняются  $f = 7,7$  мм, что составляет  $f = (1/390) / L$ .

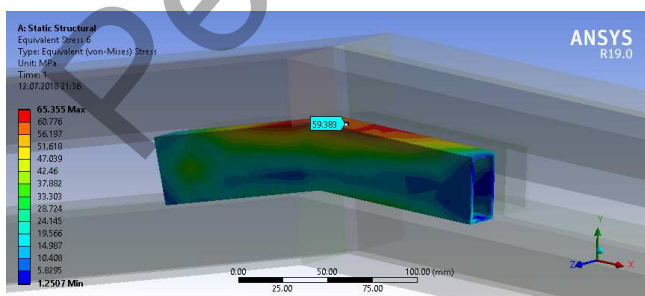


**Рисунок 1** – Изополю эквивалентных напряжений по Мизесу в наиболее напряженном деревянном элементе 3-метровой модели арочной полигональной конструкции



**Рисунок 2** – Изополю вертикальных перемещений 3-метровой модели арочной полигональной конструкции

Наибольшие напряжения в металле возникают в элементе, соединяющем центральный и соседний деревянные элементы (двутавры) и составляют  $\sigma = 65$  МПа (рис. 3.)



**Рисунок 3** – Изополю эквивалентных напряжений по Мизесу в наиболее напряженном металлическом элементе 3-метровой модели арочной полигональной конструкции

Согласно численному расчету в местах контактов элементов (дерево-дерево или металл-дерево) возникают наибольшие деформации и напряжения. В реальных условиях напряжения в конструкции будут распределяться иным образом, что связано с возникновением пластических деформаций на наиболее напряженных участках, а также сложной работой контакта стальной трубы и деревянных элементов.

Для испытаний были изготовлены две конструкции с применением ранее разработанных узлов [1]. Изготовление конструкций производилось в соответствии с требованиями. В целом результаты изготовления опытных полигональных конструкций с размерами в плане 3,0 x 1,0 м свидетельствуют о высокой степени их технологичности, а также о возможности производства таких конструкций на действующих заводах КДК. Опытные конструкции после сборки и установки на опоры, показаны на рисунках 4 и 5.



**Рисунок 4** – Экспериментальная модель арочной полигональной конструкции пролетом 3 м



**Рисунок 5** – Экспериментальная модель арочной полигональной конструкции пролетом 3 м, установленная на опоры

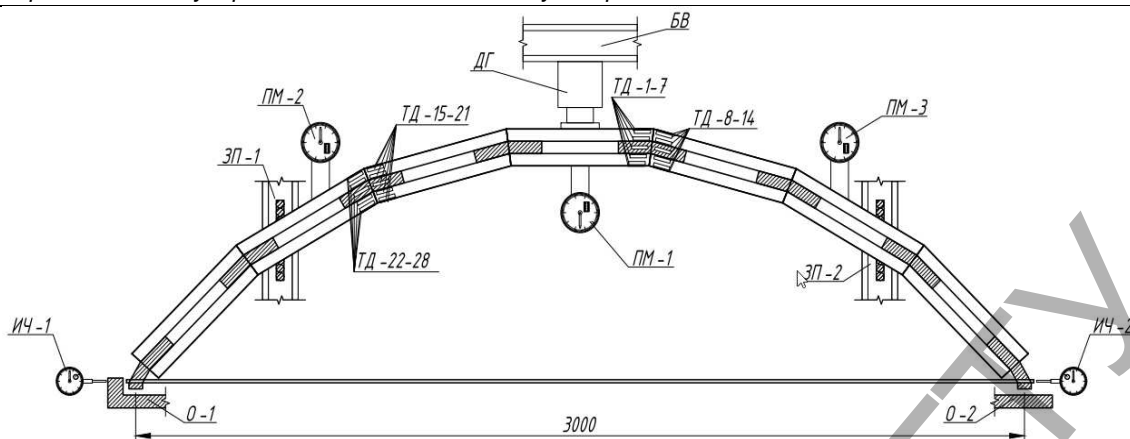
С учетом фактических размеров поперечных сечений элементов расчетная нагрузка на изготовленные конструкции, определенная по методике, составила  $q = 8,1$  кН.

Арки нагружали в вертикальном положении сосредоточенной нагрузкой в середине пролета. Конструкции имели с одной стороны шарнирно-подвижную, с другой – шарнирно-неподвижную опоры.

Для получения данных напряженно-деформированного состояния разработанных конструкций под нагрузкой при проведении испытаний измеряли основные деформации системы (прогибы арки в середине и третях пролета, изменение длины пролета) и деформации элементов. Для определения вышеуказанных деформаций приборы были установлены на элементы арочных конструкций согласно рисунку 6.

Основные деформации конструкции измеряли механическими приборами: прогибомерами Максимова и индикаторами часового типа ИЧ-10 с ценой деления шкалы 0,01 мм. Поверхностные деформации в элементах конструкции измеряли согласно общепринятой методике [4] с использованием тензорезисторов с базой 20 мм, расположенными на конструкции в соответствии со схемой, приведенной на рисунке 6. Номинальное сопротивление тензорезисторов составляло  $1 \approx 200$  Ом.

В качестве регистрирующего устройства использовалась микропроцессорная многоканальная тензометрическая система Мост-02. Нагрузка подавалась при помощи гидравлического домкрата и гидравлической станции высокого давления.



**Рисунок 6** – Схема расположения приборов и оборудования на экспериментальной модели полигональной арочной конструкции:

- ТД – тензодатчики;
- ПМ – прогибомеры Максимова;
- ИЧ – индикаторы часовые;
- О-1 – опора шарнирно неподвижная;
- О-2 – опора шарнирно подвижная;
- БВ – балка вспомогательная;
- ЗП – закрепления конструкции из плоскости;
- ДГ – дократ гидравлический.

Всего на каждой из исследуемых арочных конструкций было установлено 28 тензорезисторов, 3 прогибомера и 2 индикатора.

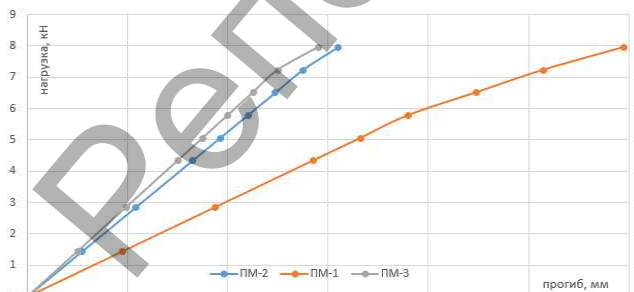
Испытания полигональной плоской арочной конструкции с узлами с применением стальных труб пролетом 3,0 м и высотой подъема 0,85 м проведены в полном соответствии с вышеизложенной методикой.

Значения упругих характеристик древесины ребер и обшивки устанавливали стандартными испытаниями на изгиб.

Значение фактического максимального прогиба конструкции в середине пролета от действия приведенной к сосредоточенной нормативной поперечной нагрузки (5,08 кН) составило в среднем 6,65 мм (рис. 7), что соответствует величине относительного прогиба 1/451 от расчетного пролета. При увеличении нагрузки на конструкцию до расчетного значения величина прогиба составила 11,9 мм или 1/252. Значения прогибов при нагружении арки сосредоточенной нагрузкой отличались между собой не более чем на 3%.

Анализ процессов деформирования элементов испытанных конструкций выявил, что в пределах расчетных значений нагрузок нарастание прогибов независимо от расположения элементов происходило пропорционально нагрузке. Это свидетельствует об упругой работе арки и о том, что в процессе испытаний была обеспечена ее устойчивость.

Испытания опытных конструкций на различных стадиях показаны на рисунке 5, а их основные результаты приведены в рис. 9–12.

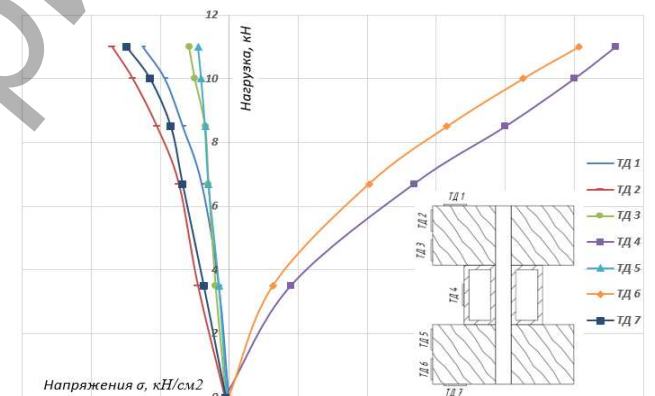


**Рисунок 7** – График экспериментальных прогибов арочной полигональной конструкции

Напряженное состояние элементов арки оценивали по результатам тензометрирования. Зависимость напряжений сжато-изгибаемых элементов от приложенной нагрузки на примере узла 1 конструкции в исследуемом сечении представлены на рисунках 8 и 9. Работу

элементов под нагрузкой изучали, наблюдая за изменениями в ней нормальных напряжений. Наиболее характерными являлись напряжения по нижним граням деревянного двутавра и в стальной трубе.

Из рисунков 8 и 9 видно, что в верхних точках сечения возникают сжимающие усилия, а в нижних растягивающие, при этом т. к. стальной элемент растягивается – нейтральная ось сечения смещена вверх.



**Рисунок 8** – График зависимости нормальных напряжений от нагрузки в узле 1, тензодатчики 1–7

В меньшей степени такое явление наблюдается и в работе правого элемента узла 1 (рис. 9) в креплении верхнего пояса к стенке (ТД 10), когда при нагрузках выше 5 кН нижняя часть бруса верхнего пояса переходит от сжатия к растяжению. Максимальное нормальное напряжение в элементе справа первого узла (рис. 9) возникает в нижнем поясе и составляет 1,98 кН/см<sup>2</sup>, минимальное нормальное напряжение возникает в верхней полке – 0,32 кН/см<sup>2</sup>. В стальной трубе возникают напряжения сжатия – 0,47 кН/см<sup>2</sup>.

Во втором узле возросли влияния сжимающих (продольных) усилий. Максимальное нормальное напряжение в элементе второго узла возникает в нижнем поясе и составляет 2,6 кН/см<sup>2</sup>, минимальное нормальное напряжение возникает в верхней полке – 3,84 кН/см<sup>2</sup>. В стальной трубе возникают напряжения сжатия – 0,9 кН/см<sup>2</sup>. В месте расположения ТД 21 (рис.6) наблюдается всплеск сжимающих напряжений, что объясняется местными напряжениями, возникающими при деформации элемента в процессе передачи нагрузки от выше лежащего элемента. В дальнейшем, при последующих нагружениях

концентраций напряжений в месте расположения ТД 21 не наблюдались.

По результатам испытаний видно, что на протяжении всего эксперимента, практически во всех исследуемых точках монотонно увеличивались напряжения сжатия.

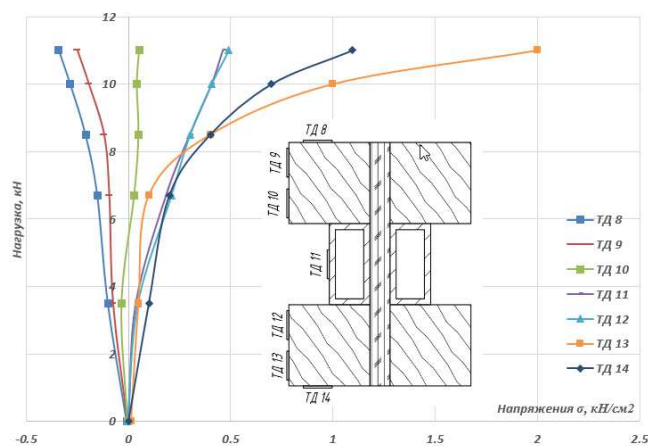


Рисунок 9 – График зависимости нормальных напряжений от нагрузки в узле 1, тензодатчики 8–14

Разница между значениями прогибов, определенных по программе ANSYS при действии расчетной нагрузки, и значениями прогибов, полученных в ходе экспериментальных исследований, составляла не более 28% с учетом введения в результаты численных расчетов фактического модуля упругости древесины и 41% при использовании табличных характеристик. Расчет в ПК ЛИРА-САПР показал большие прогибы, а, следовательно, более близкие к эксперименту результаты. Т. о., если не учитывать при расчете деформативности конструкции жестких металлических вставок – стальных труб получается более реальная картина деформаций. Деформации, полученные по данным численных исследований в ПК ANSYS, имели меньшее значение.

Так же экспериментальные прогибы в четвертях конструкции больше, чем в расчете, что указывает на недостаточное натяжение или большую деформативность затяжки.

Близкого к экспериментальным данным результата расчета в ПК ANSYS можно добиться, решая контактную задачу, когда стальная труба прикреплена к стенке и полкам двутавра при помощи болтов. В настоящем исследовании между элементами был выбран контакт bonded, что обеспечивает жесткое соединение элементов по всем соприкасающимся поверхностям. Вследствие чего напряжения в

стенке по экспериментальным данным (достигающие  $0,2 \text{ кН/см}^2$ ) ниже полученных численным методом (до  $0,35 \text{ кН/см}^2$ ) на 32% – 70%. Напряжения в верхней полке узла 1 по результатам эксперимента (до  $0,33 \text{ кН/см}^2$ ) также были ниже чем полученные численным методом (до  $0,38 \text{ кН/см}^2$ ) на 13%.

В узле 2 разница напряжений в верхней полке по экспериментальным и численным методам достигает 64,8%. Причиной послужили местные напряжения сжатия. Для уменьшения напряжений в верхней полке модели был увеличен зазор между верхними полками смежных элементов, после чего напряжения в верхней полке составили  $0,62 \text{ кН/см}^2$ , что на 11% меньше расчетных величин.

#### Заключение

1. Результаты изготовления опытных полигональных конструкций с размерами в плане  $3,0 \times 1,0 \text{ м}$  свидетельствуют о высокотехнологичности, а также о возможности производства таких конструкций на действующих заводах КДК.
2. Критические напряжения, определенные численным методом, отличаются от экспериментальных значений на 12%. Расхождение объясняется тем, что в численной модели не учитывалась величина податливости соединения, т. е. соединение деревянных элементов со стальными элементами принималось жестким и они закреплялись в двух плоскостях.
3. Расчет конструкции с узлами с металлическими трубами требует дополнительных исследований в области контакта узловых элементов для определения деформаций конструкции.
4. Отсутствие зазоров между торцами соединяемых элементов, определенных из диаграммы податливости для данного вида соединения двутавровых деревянных балок, может привести к изменению статической работы элементов конструкции и распределению напряжений как в самих элементах, так и в узловых соединениях.

#### СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Проектирование деревянных полигональных сводчатых покрытий / А. В. Бойко, В. В. Стоянов, А. О. Бояджи [та ін.] // Збірник наукових праць УкрДУЗТ. – 2017. – №174. – С. 27–32.
2. ДБН В.2.6-161:2017 / ТОВ Укрінсталькон ім. В. М. Шимановського. – Київ: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2017. – 117 с.
3. Серов Е. Н. Проектирование деревянных конструкций : учебное пособие / Е. Н. Серов, Ю. Д. Санников, А. Е. Серов. – Москва, 2011. – 534 с.
4. Золотухин, Ю. Д. Испытание строительных конструкций. – М. : Выс. шк., 1983.
5. Стоянов, В. В. Конструкции из дерева и пластмасс : курс лекций / Владимир Стоянов. – О.: ВРС, 2005.

Материал поступил в редакцию 10.04.2018

#### STOYANOV V. V., BOIKO O. V. Experimental investigations of polygonal plane arctic construction with nodes using steel pipes

The article investigates the stress-strain state of a polygonal flat arch construction of wooden I-beams using steel pipes for joining. Analytical and numerical calculations of the models were performed, according to the results of which the most interesting ones for the experimental study were selected. An experimental study was carried out with the determination of surface stresses by the electric tensometric method and the determination of deflections until complete destruction of the structure under the action of a concentrated load in the middle of the span. Special attention was paid to the analysis of the work of the node variant proposed earlier by the authors and used in the design under study. The analysis of the results of numerical and experimental studies.

УДК 691.32 (043.3)

Павлова И. П.

### МОДИФИЦИРОВАННАЯ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКАЯ МЕТОДИКА ОПРЕДЕЛЕНИЯ ВЕЩЕСТВЕННОГО СОСТАВА БЕТОНА

**Введение.** На сегодняшний день составы всех бетонных смесей, подбираемых и выпускаемых рядом заводов-изготовителей, должны обеспечивать ряд характеристик в соответствии с СТБ

EN 206 [1] и со спецификацией.

Таким образом, бетон, полученный в результате затвердевания бетонной смеси, изготовленной в строго контролируемых условиях,

Павлова Инесса Павловна, к. т. н., доцент кафедры технологии бетона и строительных материалов Брестского государственного технического университета.

Беларусь, БрГТУ, 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.

Строительство и архитектура