

УДК 624.011.2

doi:10.31650/2707-3068-2020-24-19-27

ПРИМЕНЕНИЕ ДЕРЕВЯННЫХ ДВУТАВРОВЫХ БАЛОК С УЗЛАМИ ИЗ СТАЛЬНЫХ ТРУБЧАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ В КОНСТРУКЦИЯХ КРУЖАЛЬНО-СЕТЧАТЫХ СВОДОВ

Бояджи А.А., к.т.н., старший преподаватель,
mdipk4@gmail.com, ORCID: 0000-0002-9987-7974

Бойко А.В., к.т.н., ассистент,
Одесская государственная академия строительства и архитектуры
boikoolv@gmail.com, ORCID: 0000-0003-1762-9932

Стоянов В.О., к.т.н.,
ООО «ЦНИПС ЛДК»
stoianov.kdk@gmail.com, ORCID: 0000-0002-7578-7472

Аннотация. В статье авторы исследуют вопрос применения в конструкциях кружально-сетчатых сводов деревянных двутавровых балок со стальными трубчатыми узлами. Деревянные двутавровые балки давно доказали свою эффективность и в настоящее время широко применяются в конструкциях перекрытий и покрытий простых форм, однако их применение в конструкциях криволинейных и полигональных ограничено недостаточным количеством проработанных вариантов таких узлов. В статье авторы приводят возможный вариант такого узла и исследуют его напряженно-деформированное состояние в работе кружально-сетчатого свода пролетом 12 метров.

Ключевые слова: кружально-сетчатый свод, деревянная двутавровая балка, стальные трубчатые элементы, нагрузка, напряженно-деформированное состояние.

Введение. Древесина – быстро возобновляемый, экологичный материал с высокой удельной прочностью, который все чаще используется в строительстве современных зданий и сооружений. Деревянные двутавровые балки (ДДБ) давно доказали свою эффективность и в настоящее время широко применяются в конструкциях перекрытий и покрытий простых прямолинейных форм. Существенным минусом применения ДДБ является недостаточное количество проработанных узлов их соединения.

Анализ последних исследований и публикаций. Ранее в статье [1] авторы приводили конструкцию и анализ напряженно-деформированного состояния подобного узла, применяемого в полигональных арочных конструкциях. Кроме того, в настоящей работе использовались исследования в области конструирования и расчета кружально-сетчатых сводов профессоров Стоянова В.В., Карлсена Г.Г., Кагана М.Е. и других [2-4].

В конструкциях кружально-сетчатых сводов широко используется перекрестный узел системы Цольбау [2-4], который состоит из одинаковых дощатых элементов (косяков), поставленных на ребро и идущих по двум пересекающимся направлениям. В зависимости от поперечного сечения покрытия (круговая дуга или ломаная линия вписанного в нее правильного многоугольника) верхняя кромка элементов (косяков) может быть кривой (по эллипсу) или ломаной.

Наиболее близким к представленному в статье узлу является перекрестный узел, который применяется в кружально-сетчатом своде системы Пасельника, в котором не используются стальные элементы [2-4]. Перекрестный узел содержит три косяка, которые объединяются, при этом два набегающих косяка входят с обеих сторон своими шипами в гнездо сквозного косяка.

Существенным недостатком узлов системы Цольбау и Пасельника является недостаточная прочность (жесткость) узла.

Конструкция перекрестного узла системы Пасельника выбрана прототипом при разработке представленного в статье узла.

Целью работы является разработка эффективных и компактных узлов соединения ДДБ, работающих в конструкциях кружально-сетчатых сводов, исследование напряженно-деформированного состояния таких узлов и влияния их применения на НДС элементов конструкции и несущей способности конструкции в целом.

Методы исследования. В работе применялись аналитические методы строительной механики, а также численные расчеты, основанные на методе конечных элементов, реализованный в программных комплексах ЛИРА-САПР 2016 (предварительный расчет конструкции) и ANSYS Workbench 19.

Основной материал и результаты исследований. Наличие в конструкции узла стальных закладных элементов и усиливающих накладок может существенно повысить его несущую способность и жесткость. Благодаря геометрической форме закладных стальных элементов распределение нагрузки становится более равномерным, что уменьшает напряжения в несущих элементах.

Новое конструктивное решение перекрестного узла двутавровых деревянных балок комбинированных элементов-оболочек предусматривает использование главного и двух дополнительных перекрестных несущих деревянных стыковых элементов (рис. 1), в которых предусмотрены два трехлучевые закладные элементы и две усиливающие накладки. Следует отметить, что главный и дополнительные перекрестные несущие элементы выполнены в виде деревянных двутавровых балок, а закладные элементы и усиливающие накладки - изготовлены из металла. Трехлучевые закладные элементы закреплены в несущих двутавровых деревянных балках таким образом, что: одна часть каждого из этих элементов расположена в главной двутавровой деревянной балке и соединена с соответствующей усиливающей накладкой; вторая часть каждого из них расположена в условно первом дополнительном перекрестном несущем элементе; третья часть каждого из этих элементов расположена в условно втором дополнительном перекрестном несущем элементе.

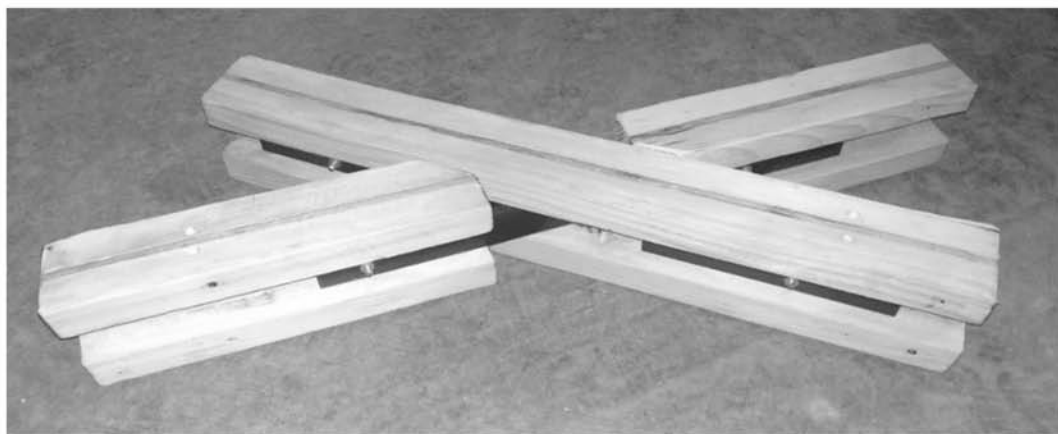


Рис. 1. Перекрестный узел двутавровых деревянных балок

Технический результат существенного укрепления перекрестного узла двутавровых деревянных балок достигается благодаря:

1. выполнению главного и дополнительных несущих элементов в виде двутавровых деревянных балок;
2. наличию металлических закладных элементов и усиливающих накладок;
3. получению нового геометрического очертания закладных элементов.

Перекрестный узел (рис. 2) двутавровых деревянных балок комбинированных элементов-оболочек выполняется с применением следующих элементов:

- 1 - главная двутавровая деревянная балка комбинированных элементов-оболочек;
- 2, 3 - две перекрещивающиеся двутавровые деревянные балки;
- 4, 5 - два закладных трехлучевых элемента;
- 6, 7 - две усиливающие накладки.

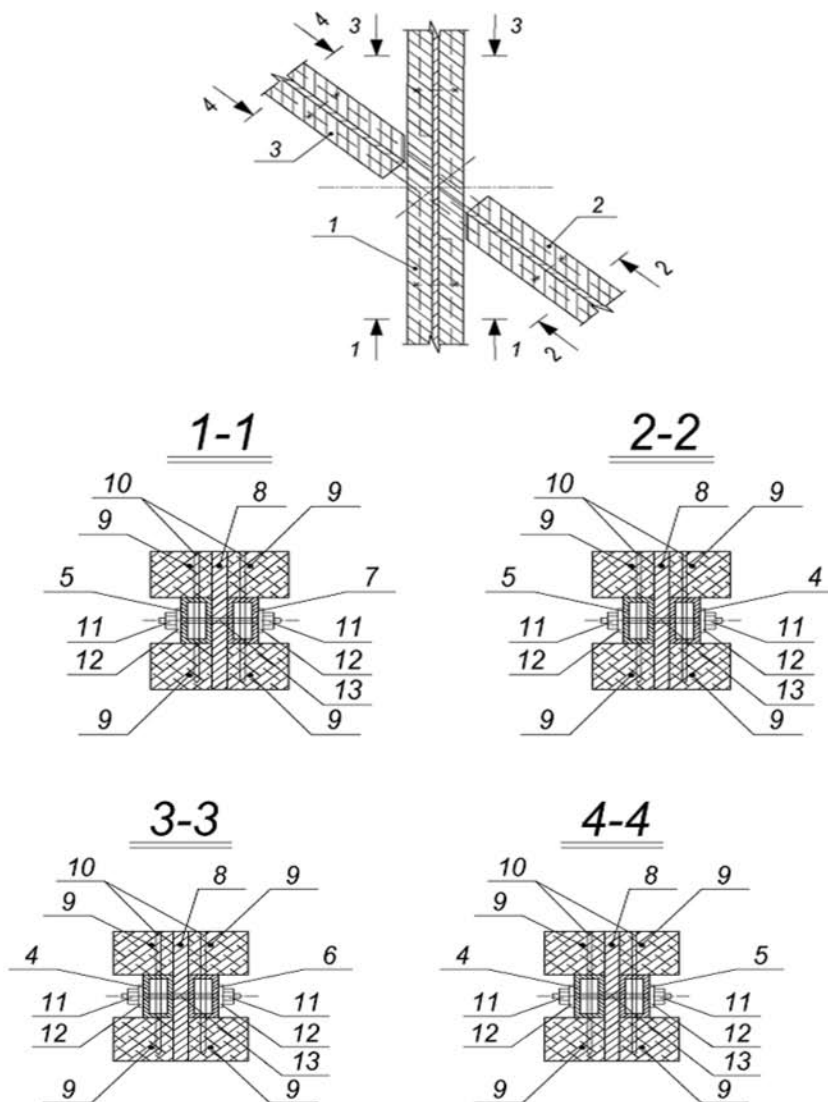


Рис. 2 Перекрестный узел двутавровых деревянных балок комбинированных элементов-оболочек

Применение деревянных двутавровых балок в качестве элементов кружально-сетчатых сводов (КСС) позволит существенно облегчить их конструкцию, а применение легких узлов - упростить процесс их возведения.

Что касается конструкции КСС, то она не является такой простой, как кажется на первый взгляд. Геометрический расчет такой пространственной конфигурации является достаточно сложным.

В статье приведен расчет сегмента сомкнутого свода на прямоугольном плане с цилиндрической поверхностью. В основной части сегмента возможно использование типовых косяков ввиду ее регулярности. Обычно, косяки, примыкающие к криволинейным ребрам, имеют нестандартную длину и, соответственно, индивидуальные конструктивные решения, их длины определяются по координатам точек пересечения осей регулярной сетки и криволинейного ребра.

Для уменьшения трудоемкости, рассмотренная конструкция была спроектирована из одинаковых по длине косяков, соединенных стальными прямоугольными трубами.

Пролет рассматриваемой конструкции составляет 18 метров, высота в замке - 3 метра. Кружально-сетчатый свод состоит из одинаковых прямолинейных косяков двутаврового сечения (рис. 3), соединенных под прямым углом и длина которых составляет 1515 мм.

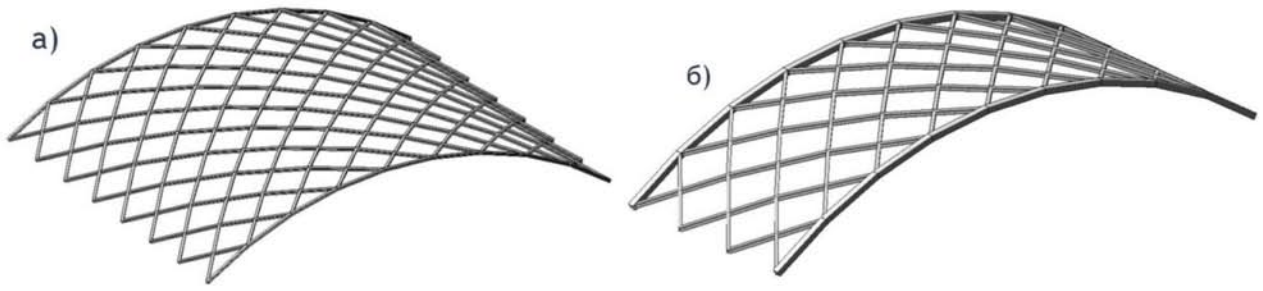


Рис. 3 Схема КСС в ПК "ЛИРА-САПР" з показаними поперечними перетинами елементів довжиною: а) 15 м; б) 6,42 м

Рассмотренный КСС набирается из деревянных двутавровых балок с OSB-стенкой следующих размеров: высота балки 120 мм; высота поясов 40 мм; ширина пояса 90 мм; толщина стенки из OSB 10 мм.

Расчет в ПК "ЛИРА-САПР". Значения усилий в элементах конструкций были приняты для расчета по методу эквивалентного (приведенного) сечения, предложенного в ДБН [5]. При расчете косяков не учитывается крутящий момент, влияние которого на несущую способность КСС существенно уменьшается за счет работы обшивки, которая чаще всего применяется в реальных конструкциях. Расчет для них ведется как для сжато-изогнутых элементов (точнее, сжатых элементов с косым изгибом), поскольку изгибающий момент косяков возникает по двум осям. Поскольку приведенная гибкость косяков превышает значение 0,3 (1), напряжения в них определяются с учетом коэффициентов устойчивости (2), (3).

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \left(l_{ef} / \pi \cdot \sqrt{\frac{I_{ef,inst}}{A_{ef,inst}}} \right) \times \sqrt{\frac{3 \cdot f_{c,0,k}}{2 \cdot E_{0,mean}}} = \left(151,5 / 3,14 \sqrt{1311 / 80,8} \right) \times \sqrt{\frac{3 \cdot 2}{2 \cdot 1000}} = 0,656 > 0,3; \quad (1)$$

Коэффициенты продольного изгиба определяются по формулам:

$$k_y = 0,5 \left(1 + \beta_c (\lambda_{rel,y} + 0,3) + \lambda_{rel,y}^2 \right) = 0,5 \left(1 + 0,1 \cdot (0,656 + 0,3) + 0,656^2 \right) = 0,733; \quad (2)$$

где $\beta_c = 0,1$ для клееной древесины и LVL;

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = \frac{1}{0,733 + \sqrt{0,733^2 - 0,656^2}} = 0,944; \quad (3)$$

Расчет показал, что наибольшие напряжения в конструкции длиной 15 м возникают у соединительного узла конструкции в месте максимального момента в плоскости косяка и составляют:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{N_{coome}}{A_{ef,inst} k_{c,y} f_{c,0,d}} + \frac{M_{y,max}}{W_{ef,y,inst} f_{m,y,d}} + \frac{M_{z,max}}{W_{ef,z,inst} f_{m,y,d}} = \frac{9,63}{80,8 \cdot 1,08} + \frac{3,84 \cdot 100}{218,5 \cdot 1,18} + \frac{0,528 \cdot 100}{147,3 \cdot 1,18} = 1,9 > 1;$$

$$f_{c,0,d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_m} = 0,7 \cdot \frac{2}{1,3} = 1,08 \text{ кН / см}^2;$$

$$f_{m,y,d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{m,k^a}}{\gamma_m} = 0,7 \cdot \frac{2,2}{1,3} = 1,18 \text{ кН / см}^2;$$

Что касается КСС длиной 6,24 м, то:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{N_{\text{cooms}}}{A_{\text{ef, inst}} k_{c,y} f_{c,0,d}} + \frac{M_{y,\text{max}}}{W_{\text{ef,y, inst}} f_{m,y,d}} + \frac{M_{z,\text{max}}}{W_{\text{ef,z, inst}} f_{m,y,d}} =$$

$$= \frac{7,23}{80,8 \cdot 1,08} + \frac{2,49 \cdot 100}{218,5 \cdot 1,18} + \frac{0,18 \cdot 100}{218,5 \cdot 1,18} = 1,152 > 1;$$

Максимальные вертикальные перемещения под действием расчетной нагрузки возникают около четверти пролета КСС со стороны большей нагрузки у соединительного узла конструкции и составляют по величине: $f_{\text{max}} = -67$ мм для конструкции длиной 15 м; $f_{\text{max}} = -63$ мм для - 6,24 м, что в обоих случаях превышает, но близко к допустимым значениям прогибов, которые составляют 60 мм.

Расчет в ПК "ANSYS". Для расчета конструкция КСС, состоящая из 1001 объемного элемента (378 деревянных, 180 OSB и 443 стальных элементов), была разбита на 526000 КЭ. На перемещения левых и правых опор конструкции были наложены ограничения по всем трем осям. Ветровая нагрузка задавалась в виде давления, нормального к поверхности конструкции, а снеговая нагрузка - в виде распределенной по верхней поверхности косяков. Покрытие в расчет не введено, поэтому несущая способность конструкции будет несколько занижена.

Максимальные перемещения при несимметричной загрузке составляют 59,89 мм. Прогиб (перемещение по оси Y) составляет 52,82 мм, что удовлетворяет предельным значениям (согласно ДБН Деревянные конструкции [5]) и чуть ниже перемещений, полученных линейным расчетом. Это можно объяснить большей жесткостью расчетной схемы, в которую в качестве соединительных элементов входят стальные трубы.

Наибольшие напряжения в деревянных элементах конструкции (рис. 4) возникают в косяках, близких к середине длины конструкции и опорам - составляют 8,6 МПа.

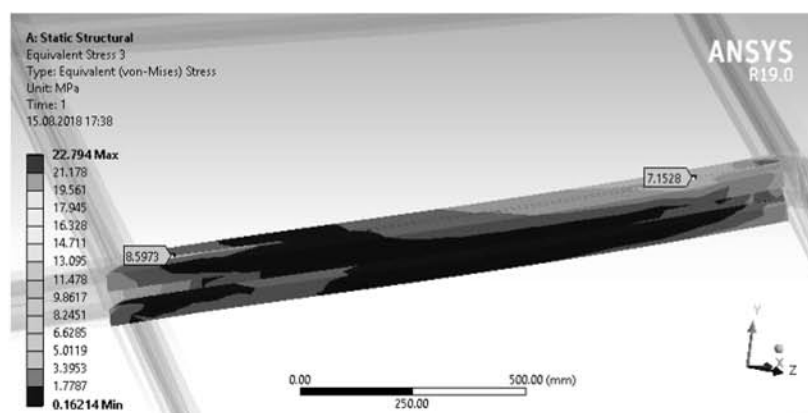


Рис. 4 Эквивалентные напряжения в деревянных элементах конструкции

$$\sigma_{f, \text{inst}, c, \text{max}, d} = 0,86 \text{ кН / см}^2 < k_c f_{c,0,d} = 1,08 \text{ кН / см}^2;$$

Наибольшие напряжения в стальной трубе (рис. 5) возникают в смежном, наиболее напряженном элементе узла (рис. 5) и составляют 204,5 МПа.

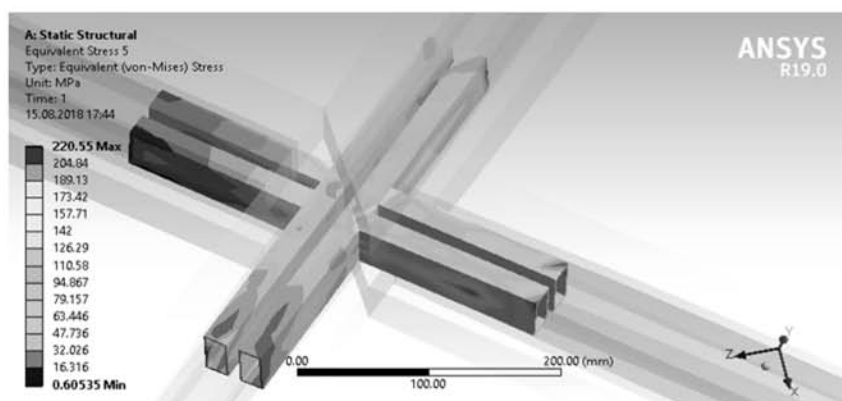


Рис. 5 Эквивалентные напряжения в стальной трубе соединительного узла конструкции

$$\left(\frac{N}{A_n R_y \gamma_c} \right)^n + \frac{M_x}{c_x W_{xn, \min} R_y \gamma_c} + \frac{M_y}{c_y W_{yn, \min} R_y \gamma_c} \leq 1;$$

$$\frac{\sigma_{eq}}{R_y \gamma_c} = \frac{20,45}{24 \cdot 0,9} = 0,95 < 1$$

Наибольшие напряжения возникают в опорном узле (рис. 6). Напряжения сконцентрированы на небольшой площади, и их значение составляет 150 МПа.

$$\frac{\sigma_{eq}}{R_y \gamma_c} = \frac{15}{24 \cdot 0,9} = 0,7 < 1$$

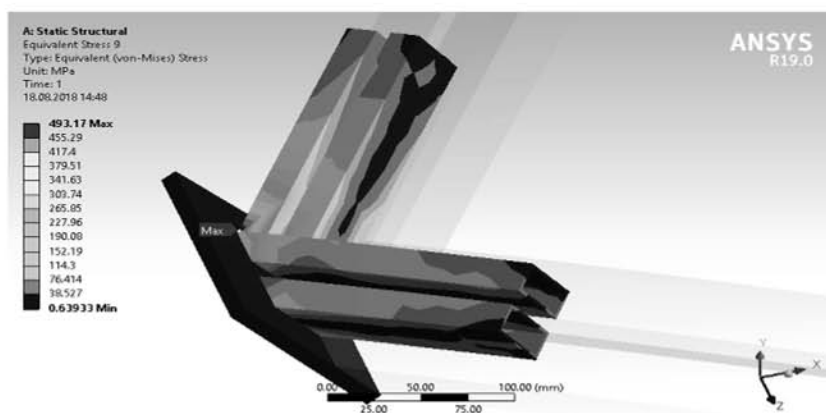


Рис. 6 Эквивалентные напряжения в стальной трубе соединительного узла конструкции

Выводы. Из расчетов в ПК "ANSYS WORKBENCH" и "ЛИРА-САПР" видно, что введение в расчет элементов соединений (стальных труб) существенно влияет на напряженно-деформированное состояние конструкции в целом за счет не только увеличения геометрических характеристик и несущей способности в узлах, а также, возможно, за счет работы этих элементов в качестве ребер жесткости, которые уменьшают деформацию деревянных двутавров и принимают на себя действие крутящего момента, в следствие того, что они являются сечениями замкнутого контура. За счет такой работы напряжение в соединительных элементах более чем в 10 раз выше, чем в ДДБ, что приемлемо и, более того, позволяет более полно использовать возможности материала, из которого они изготовлены - стали.

Литература

1. Експериментальні дослідження полігональної аркової конструкції / Стоянов В.В., Коршак О.М., Бояджи А. А., Бойко О.В. // Сучасні будівельні конструкції з металу, деревини та пластмас. – 2018. – №22. – С. 50–59.
2. Карлсен Г. Г. Конструкции из дерева и пластмасс / Г. Г. Карлсен, В. В. Большаков, М. Е. Каган. – Москва: Стройиздат, 1975. – 686 с.
3. Стоянов В. В. Конструирование легких сборных гиперболических покрытий / Владимир Васильевич Стоянов. – Одесса: Укртехснаб, 2000. – 164 с.
4. Журавлев А. А. Пространственные деревянные конструкции / А. А. Журавлев, Г. Б. Вержбовский, Н. Н. Еременко. – Ростов-на-Дону: Ростов-на-Дону, 2003. – 504 с.
5. ДБН В.2.6 – 161:2017. Дерев'яні конструкції. Норми проектування. – [чинні від 2015-01-01]. – К.: Мінрегіон України, 2017. – 117 с. (Державні будівельні норми України).
6. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування. – [чинні від 2007-01-01]. – К.: Мінбуд України, 2006. – 75 с. (Державні будівельні норми України).
7. ДБН В.1.2-14:2018. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. – [чинні від 2019-01-01]. – К.: Мінрегіон України, 2018. – 30 с. (Державні будівельні норми України).

References

- [1] Eksperymentalni doslidzhennia polihonalnoi arkovoi konstruktsii / Stoianov V.V., Korshak O.M., Boiadzhi A. A., Boiko O.V.. // Suchasni budivelni konstruktsii z metalu, derevyny ta plastmas. – 2018.
- [2] Karlsen H. H. Konstruktsyy yz dereva y plastmass / H. H. Karlsen, V. V. Bolshakov, M. E. Kahan. – Moskva: Stroiyzdat, 1975.
- [3] Stoyanov V. V. Konstruirovaniye legkikh sborny`kh giperbolicheskikh pokry`tij / Vladimir Vasil`evich Stoyanov. – Odessa: Ukrtekhsnab, 2000.
- [4] Zhuravlev A. A. Prostranstvenny`e derevyanny`e konstrukczii / A. A. Zhuravlev, G. B. Verzhbovskij, N. N. Eremenko. – Rostov-na-Donu: Rostov-na-Donu, 2003.
- [5] DBN V.2.6–198:2014. *Stal'nyye konstruktsii. Normy proyektirovaniya* [chynni vid 2015-01-01]. K.: Minrehion Ukrainy, 2014.
- [6] DBN V.1.2-2:2006. *Navantazhennia i vplyvy. Normy proyektirovaniya* [chynni vid 2007-01-01]. K.: Minbud Ukrainy, 2006.
- [7] DBN V.1.2–14:2018. *Systema zabezpechennya nadiynosti ta bezpeky budivel'nykh ob"yektiv. Zahal'ni pryntsypy zabezpechennya nadiynosti ta konstruktyvnoyi bezpeky budivel' i sporud* [chynni vid 2019-01-01]. K.: Minrehion Ukrainy, 2018.

ЗАСТОСУВАННЯ ДЕРЕВ'ЯНИХ ДВОТАВРОВИХ БАЛОК З ВУЗЛАМИ З ТРУБЧАСТИХ СТАЛЕВИХ ЕЛЕМЕНТІВ У КОНСТРУКЦІЯХ КРУЖАЛЬНО-СІТЧАСТИХ СКЛЕПІНЬ

Бояджи А.О., к.т.н., старший викладач,
mdipk4@gmail.com, ORCID: 0000-0002-9987-7974

Бойко А.В., к.т.н., асистент,
Одеська державна академія будівництва та архітектури
boikoolv@gmail.com, ORCID: 0000-0003-1762-9932

Стоянов В.О., к.т.н.,
ТОВ «ЦНДПС ЛДК»
stoianov.kdk@gmail.com, ORCID: 0000-0002-7578-7472

Анотація. У статті автори досліджують питання застосування в конструкціях кружальної-сітчастих склепінь дерев'яних двотаврових балок зі сталевими трубчастими вузлами. Дерев'яні двотаврові балки (ДДБ) давно довели свою ефективність і в даний час широко застосовуються в конструкціях перекриттів і покриттів простих форм, однак застосування в конструкціях криволінійних і полігональних ускладнене в зв'язку з відсутністю опрацьованих вузлів їх з'єднань. У статті автори наводять можливий варіант такого вузла, досліджують його напружено-деформований стан (НДС) в роботі кружально-сітчастого склепіння прольотом 12 метрів.

Метою роботи є розробка ефективних і компактних вузлів з'єднання ДДБ, що працюють в конструкціях кружально-сітчастих склепінь, дослідження напружено-деформованого стану розробленого вузла, впливу його застосування на НДС елементів конструкції і несучої здатності конструкції в цілому.

В роботі було проведено аналіз існуючих на тему досліджень, з якого було видно, що найбільш близьким до представленого в статті вузлу є перехресний вузол, який застосовується в кружально-сітчастому склепінні без використання сталевих елементів, системи Пасельніка. Перехресний вузол містить три косяки, що з'єднуються, при цьому два набігаючих косяки входять по обидва боки своїми шипами в гніздо наскрізного косяку.

Застосування дерев'яних двотаврових балок в якості елементів кружальної-сітчастих склепінь (КСС) дозволить істотно полегшити їх конструкцію, а застосування легких вузлів - спростити процес їх зведення.

Проліт розглянутої конструкції становить 18 метрів, висота в замку - 3 метри. Кружально-сітчасте склепіння складається з однакових прямолінійних косяків двотаврового перетину, з'єднаних під прямим кутом і довжина яких становить 1515 мм.

Розглянутий КСС набирається з дерев'яних двотаврових балок з OSB стінкою наступних розмірів: висота балки 120 мм; висота поясів 40 мм; ширина поясу 90 мм; товщина стінки з OSB 10 мм.

З розрахунків в ПК "ANSYS WORKBENCH" і "ЛІПА-САПР" отримано, що введення в розрахунок елементів з'єднань (сталевих труб) істотно впливає на напружено-деформований стан конструкції в цілому за рахунок не тільки збільшення геометричних характеристик і несучої здатності в вузлах, а також, можливо, за рахунок роботи цих елементів в якості ребер жорсткості, які зменшують деформацію дерев'яних двотавров і приймають на себе дію крутного моменту, в наслідок того, що вони є перерізами замкнутого контуру. За рахунок такої роботи напруження в сполучних елементах більш ніж в 10 разів вище, ніж в ДДБ, що є прийнятним і, більш того, дозволяє більш повно використовувати можливості матеріалу, з якого вони виготовлені - сталі.

Ключові слова: кружально-сітчасте склепіння, дерев'яна двотаврова балка, сталеві трубчасті елементи, навантаження, напружено-деформований стан.

DESIGNS OF LAMELLA ROOF WITH WOODEN I-BEAMS AND NODES OF TUBULAR ELEMENTS

Boiadzhi A.O., Ph.D., Senior lecturer

mdipk4@gmail.com, ORCID: 0000-0002-9987-7974

Boyko A.V., Ph.D., assistant,

Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture

boikoolv@gmail.com, ORCID: 0000-0003-1762-9932

Stoyanov V.V., Ph.D.,

«CSRIPS LDK»

stoianov.kdk@gmail.com, ORCID: 0000-0002-7578-7472

Abstract. In the article, the authors investigate the issue of the use of wooden I-beams with steel tubular nodes in the designs of lamella roof. Wooden I-beams have been proven to be effective

and now they are widely used in the construction of floors and coatings of simple shapes, however, the use in curved and polygonal structures is complicated due to the lack of developed nodes of their connections. In the article, the authors give a possible version of such a node, examine its stress-strain state in the work of a circular-mesh arch with a span of 12 meters.

The aim of the work is to develop efficient and compact nodes of the wooden I-beams connection working as a part of lamella roof, to study the stress-strain state (SSS) of the developed node, the impact of its application on the SSS of structural elements and the bearing capacity of all the structure.

The closest to the node presented in the article is the cross node, which is used in a lamella roof of the Pselnik system (without the use of steel elements). The cross node contains three jambs, which are combined, while two oncoming jambs enter on both sides with their spikes in the through jamb socket.

The use of wooden I-beams as elements of the lamella roof will significantly facilitate their design, and the use of light nodes will simplify the process of their construction.

The span of the structure under consideration is 18 meters, the height in the lock is 3 meters. The lamella roof consists of identical rectilinear jambs of the I-wooden beam, connected at right angles and whose length is 1515 mm.

The considered lamella roof is assembled from wooden I-beams made of OSB with a wall of the following sizes: beam height 120 mm; belt height 40 mm; belt width 90 mm; OSB wall thickness 10 mm.

The calculations in the "ANSYS WORKBENCH" and "LIRA-SAPR" software systems shows that the introduction into the calculation of the elements of the joints (steel pipes) significantly affects the stress-strain state of the all structure due to not only an increase in geometric characteristics and bearing capacity in nodes, but also, possibly, due to the work of these elements as stiffeners, which reduce the deformation of wooden I-beams and take on the action of torque, due to the fact that they are sections of a closed loop. Due to this work, the voltage in the connecting elements is more than 10 times higher than in the wooden I-beams, which is acceptable and, moreover, allows you to more fully use the capabilities of the material from which they are made - steel.

Keywords: lamella roof, wooden I-beam, steel tubular elements, load, stress-strain state.