

# СТРОИТЕЛЬСТВО И АРХИТЕКТУРА

## Строительные конструкции

УДК 624.046.3

DOI 10.23968/1999-5571-2025-22-5-5-18

© Е. В. Попов, канд. техн. наук

© E. V. Popov, PhD in Sci. Tech.

© Б. В. Лабудин, д-р техн. наук, профессор

© B. V. Labudin, Dr. Sci. Tech., Professor

© О. В. Копров, аспирант

© O. V. Koprov, post-graduate student

© Д. А. Столыпин, аспирант

© D. A. Stolypin, post-graduate student

© В. В. Чередниченко, аспирант

© V. V. Cherednichenko, post-graduate student

© Л. А. Губенко, канд. техн. наук

© L. A. Gubenko, PhD in Sci. Tech.

(Северный (Арктический) федеральный университет им. М. В. Ломоносова, Архангельск, Россия)

(M. V. Lomonosov Northern (Arctic) Federal University, Arkhangelsk, Russia)

E-mail: egpv1989@mail.ru, vorpok28@gmail.com

E-mail: egpv1989@mail.ru, vorpok28@gmail.com

### МЕТОД ЧИСЛЕННОГО РАСЧЕТА СТЕНОВЫХ ПАНЕЛЕЙ ИЗ ДРЕВЕСНО-КОМПОЗИТНЫХ МАТЕРИАЛОВ, НАГРУЖЕННЫХ УСИЛИЕМ СДВИГА

### NUMERICAL CALCULATION METHOD FOR WOOD-COMPOSITE WALL PANELS LOADED BY SHEAR FORCE

Исследуются композитные стеновые панели с поперечной сдвигающей силой с полужесткими деформируемыми связями, в работу которых вводятся оболочки в начале нагружения элемента. Разработан численный метод расчета прочности, деформативности и сдвиговых перемещений композитных стеновых панелей с поперечной сдвигающей силой, учитывающий изменение коэффициента жесткости в зависимости от направления результирующего вектора деформации сдвиговых связей относительно волокон древесины опорных ребер каркаса. Метод решения задачи базируется на вариационном принципе строительной механики, а именно минимуме общей потенциальной энергии системы в деформированном состоянии.

*Ключевые слова:* древесно-композитные стеновые панели, численные методы, полужесткие соединения, усилие сдвига, жесткость сдвига.

Composite wall panels with transverse shearing force with semi-rigid deformable braces are investigated, into the operation of which shells are introduced at the beginning of the element loading. There has been developed a numerical method for calculating the strength, deformability and shear movements of composite wall panels with transverse shear force, taking into account the change in the stiffness coefficient depending on the direction of the resulting strain vector of shear bonds relative to wood fibers of the supporting ribs of the frame. The method for solving the problem is based on the variation principle of structural mechanics, namely, the minimum of the total potential energy of the system in a deformed state.

*Keywords:* wood-composite wall panels, numerical methods, semi-rigid connections, shear force, shear stiffness.

#### Введение

Применение деревянных конструкций уже давно не ограничивается малоэтажным домостроением [1], и строительство многоэтажных зданий из древесины набирает все большую популярность благодаря прогрессу в производстве инженерных деревянных изделий, способов их соединений и разработке

новых эффективных систем пожаротушения [2–5].

Ряд исследований посвящен включению обшивок в качестве сжатой полки деревокомпозитных ребристых панелей при работе на изгиб [2, 6]. Имеются также теоретические исследования, в которых изучается эффект от включения обшивок в качестве

полок при расчете на устойчивость сжатых стеновых панелей [7].

Вертикальные стены — диафрагмы жесткости — играют ключевую роль в обеспечении устойчивости зданий с каркасной и стеновой конструктивной схемой. Они служат основными элементами, способствующими равномерному распределению нагрузок и повышению жесткости конструкции. В условиях сильных ветров жесткие, рационально расположенные диафрагмы позволят обеспечить требуемый уровень динамической комфортности в жилых и административных зданиях, а в условиях сейсмической активности могут помочь предотвратить чрезмерные деформации и разрушения каркаса.

Вопросам расчета и проектирования стеновых панельных конструкций из древесины и элементов на ее основе посвящен ряд отечественных и зарубежных работ.

Целью исследования [8] было определение жесткости, прочности и способности поглощать энергию в новых сэндвич-сотовых панелях, изготовленных из бука с овальными ячейками акустического сердечника.

Исследование [9] описывает оценку возможности использования соединителей шпоночного типа, работающих на срез, при сборке жестких вертикальных соединений как альтернативы традиционным крепежным элементам штифтового типа с коротким шагом. Механическое поведение двух типов жестких шпоночных соединений исследовалось в ходе экспериментальной кампании, проведенной на уровне соединений и стен.

В работе [10] представлены результаты конечно-элементного анализа многопанельных модулей несущих стен из CLT (cross-laminated timber, перекрестно-клееная древесина) с внутримодульными соединениями (потайные соединения с наклонными винтами), нагруженных монотонными и циклическими силами в плоскости.

Целью работы [11] являлась оценка потенциальных преимуществ внедрения систе-

мы сборной стены с торцевыми колоннами (PreWEC), изготовленной из перекрестно-клееной древесины, соединенной со стальными колоннами в здании со сталедеревянными полами легкого типа.

В работе [12] представлены результаты циклических испытаний соединителя между полом и стеной на сдвиг, при этом все испытания соединителя на отрыв завершились разрушением пластинчатого соединения. Результаты сравнивались с предыдущими испытаниями CLT, которые использовались для валидации методики соединения и проектирования.

Статья [13] посвящена исследованию изгибных характеристик перекрестно-клееных деревянных (CLT) панелей с бесклеевыми торцевыми соединениями при четырехточечных испытаниях на изгиб. Численные модели экспериментально испытанных CLT-панелей были построены с использованием конечно-элементного программного обеспечения.

В исследовании [14] проводилась экспериментальная кампания для расширения знаний о двухслойных несущих стенах, включающая тестирование восьми полноразмерных конфигураций методом испытания на устойчивость к сдвигу с монотонной нагрузкой. Материалы обшивки — несущие и ненесущие гипсокартонные листы и древесно-стружечные плиты, клеенные смолой.

Работа [15] направлена на изучение поведения легких каркасных деревянных несущих стен с диагональной обшивкой посредством экспериментальных и численных исследований. Было проведено шесть полноразмерных испытаний несущих стен при монотонной и циклической нагрузках. Для изучения распределения упругих внутренних сил в досках и элементах деревянного каркаса была реализована численная модель конечных элементов.

Очевидно, что основная доля подобных исследований, в том числе касающихся работы на сдвиг в качестве диафрагм жесткости,

направлена на изучение стен из перекрестно-клееной древесины (CLT). Несмотря на относительно высокую прочность и жесткость этого материала, применение CLT-панелей в строительстве деревянных зданий в России не становится массовым, в первую очередь, из-за весьма высокой стоимости этого материала. Цена на CLT-продукцию значительно превышает стоимость традиционных деревянных изделий, таких как брус, доска, листовые древесные материалы.

В условиях ограниченных бюджетов и растущей конкуренции на строительном рынке застройщикам приходится выбирать более доступные альтернативы. Легкие ребристые стеновые панели на деревянном каркасе с обшивками из деревокомпозитных материалов, таких как OSB (oriented strand board, ориентированно-стружечная плита) [16], фанера, цементно-стружечные плиты (ЦСП), гипсоволокнистые плиты (GFB) [17], могут оказывать относительно высокое сопротивление сдвигающим нагрузкам и тем самым выполнять роль вертикальных диафрагм жесткости в деревянных зданиях не только малой, но и средней этажности. Обшивки в таких панелях крепятся к обеим сторонам деревянного каркаса гвоздями [18, 19], винтами [20] или скобами [21].

Особенностью таких панелей в деревянном исполнении служит тот факт, что ввиду анизотропных качеств древесины невозможно заранее установить действительный угол наклона результирующих усилий в связях сдвига, скрепляющих обшивки и ребра, относительно волокон древесины. Это будет в значительной мере влиять на величину податливости каждой отдельно взятой связи и, как следствие, на жесткость целой конструкции при действии на панель сдвигающей нагрузки.

Целью данной работы является разработка более точной численно-аналитической методики расчета плитно-ребристых стеновых панелей при работе на сдвиг, принимающей во внимание влияние угла наклона

векторов усилий в связях сдвига на величину податливости дискретных связей.

### Методика

В ходе нагружения горизонтальной силой  $T$  каркас панели размерами  $2B \times 2H$  деформируется и происходит его перекося (в том числе относительно контура обшивки), что обусловлено сдвигом обшивки и сдвиговыми деформациями податливых механических соединений (рис. 1).

В основу расчета положен принцип минимума потенциальной энергии системы в деформированном состоянии, для чего вводятся неизвестные искомые перемещения:  $\alpha_1$  — угол поворота обшивки относительно горизонтальных ребер каркаса;  $\alpha_2$  — то же относительно вертикальных ребер;  $\alpha_3$  — угол наклона вертикальных ребер каркаса к оси  $z$ . Вводится ряд допущений:

- обшивка испытывает только сдвиговые деформации, ребра каркаса испытывают только деформации изгиба;
- усилия сдвига раскладываются на две составляющие — вдоль и ортогонально к направлению волокон, усилия в связях сдвига пропорциональны произведению коэффициента жесткости и величины перемещения по соответствующему направлению;
- перемещения и углы поворота малы, следовательно, справедливо равенство  $\sin \alpha \approx \alpha$  ( $\alpha$  — в радианах);
- узлы соединения элементов каркаса идеально шарнирные;
- панель имеет две плоскости симметрии, проходящие через центр тяжести обшивки; панель симметрична относительно своей срединной плоскости, т. е. реакции в связях по обе стороны от деревянного каркаса взаимно уравниваются, не вызывая изгиба ребер из плоскости панели и их деформацию.

Расчет производится итерационным методом, на каждой итерации для угловых коннекторов, на горизонтальных и вертикальных элементах каждого коннектора уточня-

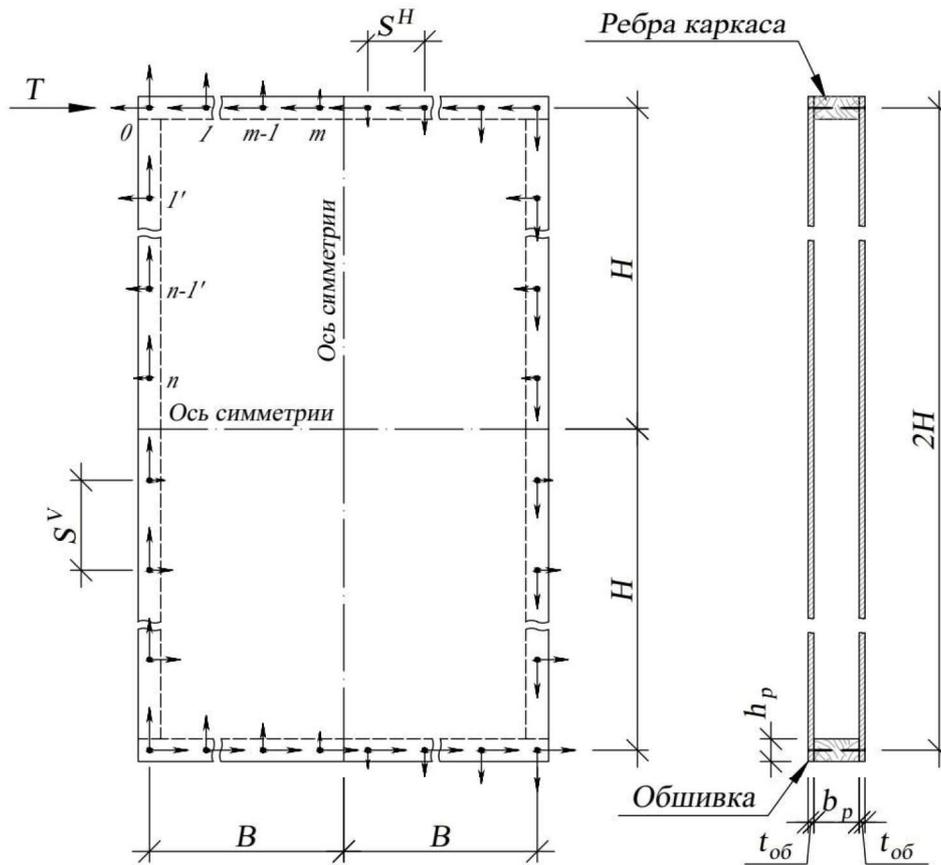


Рис. 1. Схема панели с основными размерами и ориентация компонентов усилий в связях сдвига при действии сдвигающей силы  $F$

ются угол наклона результирующего вектора деформации к волокнам древесины и коэффициент жесткости соединения. Итерационный процесс прекращается при достижении требуемого показателя точности (1...5 %), определяемого как относительная разность значений величины сдвига панели, полученных на текущей и предшествующей итерации.

Полная энергия деформации стеновой панели выражается формулой

$$\Pi = \Sigma U - A_T, \quad (1)$$

где  $\Sigma U$  — потенциальная энергия внутренних сил;  $A_T$  — работа сдвигающей силы  $T$ .

Потенциальная энергия внутренних сил складывается из энергии деформации деревянных ребер каркаса  $U_{реб}$ , энергии деформации связей сдвига, крепящих обшивку,  $U_{св}$  и энергии деформации обшивки  $U_{об}$ .

Потенциальная энергия деформации коннекторов, расположенных в местах пересечения вертикальных и горизонтальных ребер, определяется по формуле

$$\Sigma U_{кон,0} = \frac{1}{2} n_{об} 4k_{0,рез} [(\alpha_1 B)^2 + (\alpha_2 H)^2], \quad (2)$$

где  $n_{об}$  — количество обшивок ( $n_{об} = 2$ );  $k_{0,рез}$  — результирующий коэффициент жесткости угловых коннекторов, принимаемый в зависимости от угла наклона вектора деформации коннектора относительно волокон древесины, полученного на предшествующей итерации расчета;

Потенциальная энергия деформации промежуточных коннекторов определяется по более сложному алгоритму, так как зависит не только от углов поворота обшивки относительно осей  $X$  и  $Z$ , но и от прогибов

ребер в местах расположения коннекторов, создаваемых реакциями в них. Для этого необходимо рассмотреть горизонтальные и вертикальные ребра как балки, шарнирно опертые в местах сопряжения между собой, нагруженные рядом сосредоточенных сил в местах установки коннекторов и вызывающих изгиб ребер в плоскости панели.

Проекция усилий в связях сдвига на ось ребра, на котором они расположены, будут равны, так как осевые деформации ребер не учитываются. Расстояния между сосредоточенными силами равны шагу установки коннекторов, который принимается постоянным: обозначим  $S_H$  — шаг коннекторов на горизонтальных ребрах,  $S_V$  — на вертикальных.

Перемещение ребра поперек оси в точке  $i$  от действия единичного усилия  $\bar{F} = 1$ , приложенного в той же точке, определяется по формуле

$$\delta_{ii}^H = -\frac{B^2 (iS_H)^2 - 2B (iS_H)^3 + (iS_H)^4}{3BEI_H};$$

$$\delta_{ii}^V = -\frac{H^2 (iS_V)^2 - 2H (iS_V)^3 + (iS_V)^4}{3HEI_V}, \quad (3)$$

а перемещение в точке  $i$  от действия единичного усилия в точке  $j$  — по формуле

$$\delta_{ij}^H = -\frac{(iS_H)^3 (B - jS_H)^3 - iS_H (2B^2 jS_H - 3B (jS_H)^2 + (jS_H)^3)}{6BEI_H}; \quad (4)$$

$$\delta_{ij}^V = -\frac{(iS_V)^3 (H - jS_V)^3 - iS_V (2H^2 jS_V - 3H (jS_V)^2 + (jS_V)^3)}{6HEI_V}. \quad (5)$$

Индексы  $H$  и  $V$  указывают на принадлежность параметра к горизонтальному или вертикальному ребру. Выражения (4) и (5) справедливы при  $i \leq j$ . Стоит отметить, что согласно теореме Максвелла  $\delta_{ij} = \delta_{ji}$  таким образом определяются значения недостающих коэффициентов.

Через  $k_{i, \text{рез}}$  обозначим результирующий коэффициент жесткости промежуточных коннекторов, который может быть вычис-

лен, если известны компоненты его деформации на оси  $X$  и  $Z$ ;  $k_{i,0}$  и  $k_{i,90}$  — проекции результирующего коэффициента жесткости на ось, параллельную оси деревянного ребра и ортогональную ей соответственно.

Проекция усилия в связи сдвига в точке  $i$  на ось, ортогональную оси ребра, пропорциональна величине деформации связи  $\Delta_{i,Z}^H$  ( $\Delta_{i,X}^V$ ), которая состоит из деформации, обусловленной поворотом обшивки относительно ребра на углы  $\alpha_1$  и  $\alpha_2$  (относительно горизонтальных и вертикальных ребер соответственно), и деформации, обусловленной прогибами ребра как изгибаемого элемента конечной жесткости (рис. 2), то есть

$$\Delta_{i,Z}^H = \alpha_1 (B - iS_H) - f_i \rightarrow$$

$$\rightarrow F_i = k_{i,90} [\alpha_1 (B - iS_H) - f_i]; \quad (6)$$

$$\Delta_{i,X}^V = \alpha_2 (H - iS_V) - f_i \rightarrow$$

$$\rightarrow F_i = k_{i,90} [\alpha_2 (H - iS_V) - f_i], \quad (7)$$

где  $k_{i,90}$  — проекция коэффициента жесткости коннектора на ось, ортогональную направлению волокон древесины (продольной оси ребра).

Для того чтобы выразить прогибы ребер в точках расположения связей сдвига  $f_i$ , необходимо составить систему уравнений:

$$\begin{cases} f_1 = \delta_{11}F_1 + \delta_{12}F_2 + \dots + \delta_{1m}F_m, \\ f_2 = \delta_{21}F_1 + \delta_{22}F_2 + \dots + \delta_{2m}F_m, \\ \dots \\ f_m = \delta_{m1}F_1 + \delta_{m2}F_2 + \dots + \delta_{mm}F_m. \end{cases} \quad (8)$$

Подстановка правой части (6) в систему (8) дает возможность выразить прогибы ребра  $f_i$  через  $\alpha_1$  и подставить полученные выражения в левую часть (6) для выражения поперечных компонент деформации коннекторов через  $\alpha_1$ .

Для вертикального ребра составляется аналогичная система с заменой  $t$  на  $n$ ,  $\alpha_1$  на  $\alpha_2$ ,  $B$  на  $H$  и т. д.

Проекция неизвестного вектора деформации коннекторов на ось ребра, на котором расположены коннекторы, может быть выражена через те же параметры  $\alpha_1$  и  $\alpha_2$  с уче-

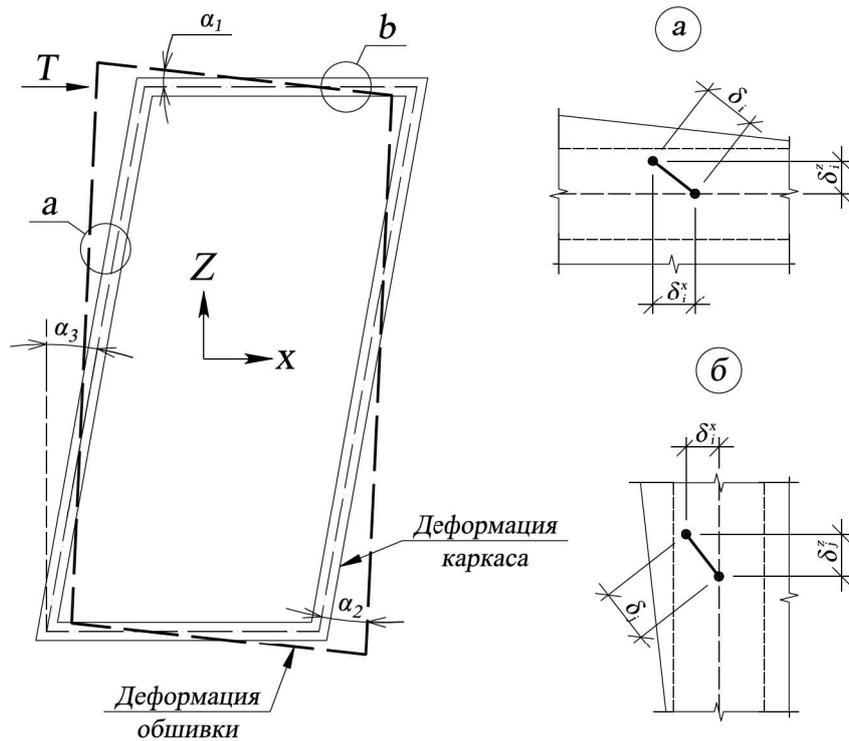


Рис. 2. Общая схема деформации и деформация коннекторов при сдвиге стеновой панели

том того, что эта компонента деформации для всех коннекторов в пределах ребра одинакова:

$$\delta_{j,z}^V = \alpha_1 H; \delta_{i,x}^H = \alpha_2 B, \quad (9)$$

где  $\delta_{i,x}^H$  — проекция вектора деформации  $i$ -го коннектора на горизонтальном ребре на ось  $X$ ;  $\delta_{i,z}^V$  — то же  $j$ -го коннектора на вертикальном ребре на ось  $Z$ .

Величина полной деформации коннектора определяется как корень из суммы квадратов проекций деформации на оси  $X$  и  $Z$ :

$$\delta_i^H = \sqrt{(\delta_{i,x}^H)^2 + (\delta_{i,z}^H)^2}; \delta_j^V = \sqrt{(\delta_{j,x}^V)^2 + (\delta_{j,z}^V)^2}. \quad (10)$$

Потенциальная энергия деформации всех коннекторов, за исключением угловых, определяется по формуле

$$\begin{aligned} \Sigma U_{con,i,j} = & \\ = \frac{n_{sh}}{2} & \left( 4 \sum_{i=1}^{m-1} \left[ \bar{k}_{con,i} (\delta_i^H)^2 \right] + 4 \sum_{j=1}^{n-1} \left[ \bar{k}_{con,j} (\delta_j^V)^2 \right] + \right. \\ & \left. + 2 \bar{k}_{con,m} (\delta_m^H)^2 + 2 \bar{k}_{con,n} (\delta_n^V)^2 \right), \quad (11) \end{aligned}$$

где за  $m$ -й и  $n$ -й принимаются коннекторы, расположенные посередине вертикальных и горизонтальных ребер соответственно.

Потенциальная энергия деформации горизонтальных и вертикальных ребер определяется через функции изгибающего момента на участках ребер между связями сдвига:

$$\begin{aligned} \Sigma U_{реб} = \sum_{i=1}^m \int \frac{M_i^2}{2EI} dx_i = \sum_{i=1}^m \frac{1}{2EI} \int \times \\ \times \left( \begin{array}{l} V_0 [(i-1)S + x_i] - \\ - \sum_{k=1}^{i-1} F_k [(i-(k+1))S + x_i] \end{array} \right)^2 dx_i, \quad (12) \end{aligned}$$

где  $V_0$  — фиктивная опорная реакция, возникающая при рассмотрении ребра как шарнирно опертой балки на ее опоре (в точке сопряжения ребер), определяемая по формуле

$$V_0 = \frac{\sum_{i=1}^m F_i 2(B - iS)}{2B}. \quad (13)$$

Потенциальная энергия деформации обшивки определяется по формуле

$$U_{об} = 2BH \sum t_{об} G_{об} (\alpha_3 - \alpha_2 - \alpha_1)^2, \quad (14)$$

где  $G_{об}$  — модуль сдвига материала обшивок в плоскости панели.

Работа силы  $T$  выражается

$$A_T = T2H \left( \alpha_1 + \alpha_2 + \frac{T}{2Bn_{об}t_{об}G_{об}} \right). \quad (15)$$

Выражение для потенциальной энергии деформации системы как функции неизвестных углов поворота каркаса относительно обшивки имеет вид:

$$\begin{aligned} & \Pi(\alpha_1, \alpha_2) = \\ & = \sum U_{св, уг} + \sum U_{св, пр} + \sum U_{реб} + 2U_{об} - A_T. \end{aligned} \quad (16)$$

Для определения значений параметров, сообщающих минимум функции  $\Pi(\alpha_1, \alpha_2)$ , составляется система уравнений:

$$\begin{cases} \frac{\partial \Pi(\alpha_1, \alpha_2)}{\partial \alpha_1} = 0, \\ \frac{\partial \Pi(\alpha_1, \alpha_2)}{\partial \alpha_2} = 0. \end{cases} \quad (17)$$

Угол наклона вертикальных стоек каркаса к вертикальной оси  $\alpha_3$  определяется по формуле

$$\alpha_3 = \alpha_1 + \alpha_2 + \frac{T}{2Bn_{об}t_{об}G_{об}}. \quad (18)$$

Величина сдвиговой деформации деревянного каркаса в уровне верхней обвязки с учетом малости деформаций определяется по формуле

$$\Delta_{сдв} = H \sin \alpha_3 \approx H \alpha_3. \quad (19)$$

Для практических расчетов зданий со стеновой конструктивной системой, основными элементами которой, воспринимающими горизонтальные воздействия, являются плитно-ребристые стеновые панели, может быть рекомендован к использованию приведенный модуль сдвига, позволяющий укрупненно рассматривать эти панели как сплошные ортотропные пластинки. Величина приведенного модуля сдвига определяется по формуле

$$G_{ред}^k = \operatorname{tg} \alpha_3 \frac{T}{2H} \approx \frac{\alpha_3 T}{2H}. \quad (20)$$

Данный алгоритм может быть использован при расчете, когда необходимо производить учет физической нелинейности мате-

риала и работы связей сдвига. При этом на каждой итерации следует уточнять изгибную жесткость ребер и коэффициент жесткости связей сдвига по соответствующим зависимостям « $E_d - \varepsilon_d$ » и « $k_{кон} - \delta_{кон}$ ».

### Обсуждение результатов

В качестве примера рассмотрена стеновая панель размерами  $1,5 \times 3$  м ( $B \times H$ ) на деревянном каркасе из досок класса С20, с шарнирными узлами и двухсторонней обшивкой. Рассматриваются двухсторонние обшивки из фанеры конструкционной (ФК) ГОСТ 3916.1–2018, толщина обшивки  $t_{об} = 12$  мм; величина сдвигающей силы  $T = 10$  кН.

Модуль Юнга древесины С20 (СП 64.13330):  $E_I = 6,4 \cdot 10^6 \cdot 0,8 = 5,12 \cdot 10^6$  кПа.

Модуль сдвига обшивки из ФК (СП 64.13330):  $G_{об} = 750 \cdot 10^3$  кПа.

По результатам исследования полномасштабных моделей панелей на деревянном каркасе [22] установлено, что жесткость связей оказывает существенное влияние на их сдвиговую жесткость. Пределы варьирования жесткости коннекторов назначаются согласно результатам испытаний образцов соединений, полученным в ряде работ [19–21]: при  $\alpha_{н.в.} = 0^\circ$   $k_{90^\circ} = 100 \dots 1000$  кН/мм.

Руководствуясь табл. 19 СП 64.13330, можно принять  $k_{90^\circ} \approx 1/2 k_{0^\circ}$ . Для промежуточных значений угла наклона волокон древесины относительно вектора прикладываемого усилия коэффициент жесткости может уточняться по зависимости П. А. Дмитриева–Ю. Д. Стрижакова:

$$k_{\alpha_{н.в.}} = \frac{k_{\alpha=0}}{1 + \left( \frac{k_{\alpha=0}}{k_{\alpha=90}} - 1 \right) \sin^3 \alpha_{н.в.}}, \quad (21)$$

где  $\alpha_{н.в.}$  — угол между направлением волокон древесины и вектором прикладываемого усилия.

Потенциальная энергия деформации угловых коннекторов определяется по формуле (2):

$$\sum U_{св, уг} = \frac{1}{2} \cdot 2 \cdot 4k_{кон} \left[ 0,563\alpha_1^2 + 2,25\alpha_2^2 \right]. \quad (22)$$

Коэффициенты матрицы жесткости для горизонтальных ребер определяются по формулам (3), (4). Для ребер сечением 50×150 мм:  $\delta_{11} = \delta_{22} = 0,868 \cdot 10^{-3}$ ;  $\delta_{12} = \delta_{21} = 0,795 \cdot 10^{-3}$ .

Подставляя данные коэффициенты в систему (8) и решая ее, получаем выражения для прогибов ребер  $f_i$  в виде

$$f_1^H = \frac{1,776 \cdot 10^4 \bar{k}_1 \alpha_1 + 7,77 \cdot 10^3 \bar{k}_2 \alpha_1 - 3,963 \bar{k}_1 \bar{k}_2 \alpha_1}{3,552 \cdot 10^4 (\bar{k}_1 + \bar{k}_2) - 7,393 \bar{k}_1 \bar{k}_2 - 4 \cdot 10^7}; \quad (23)$$

$$f_2^H = \frac{3,108 \cdot 10^4 \bar{k}_1 \alpha_1 + 1,776 \cdot 10^4 \bar{k}_2 \alpha_1 - 3,696 \bar{k}_1 \bar{k}_2 \alpha_1}{7,104 \cdot 10^4 (\bar{k}_1 + \bar{k}_2) - 14,785 \bar{k}_1 \bar{k}_2 - 8 \cdot 10^7}. \quad (24)$$

Величина деформации коннекторов поперек оси ребра определяется по формуле (6):

$$\Delta_{1,Z}^H = 0,5\alpha_1 - f_1^H; \quad \Delta_{2,Z}^H = 0,25\alpha_1 - f_2^H;$$

$$F_1 = k_{1,90^\circ} (0,5\alpha_1 - f_1^H); \quad F_2 = k_{2,90^\circ} (0,25\alpha_1 - f_2^H).$$

По формуле (11) определяется фиктивная опорная реакция:  $V_0^H = \frac{2}{3}F_1 + \frac{1}{3}F_2$ .

Далее можно выразить потенциальную энергию деформации ребер по формуле (10):

$$\begin{aligned} \Sigma U_{\text{реб}}^H &= \frac{1}{16} \int_0^{0,25} \left( \frac{2F_1 + F_2}{3} x_1 \right)^2 dx_1 + \\ &+ \frac{1}{16} \int_0^{0,25} \left( \frac{2F_1 + F_2}{3} [0,25 + x_2] - F_1 x_2 \right)^2 dx_2 + \frac{1}{16} \int_0^{0,25} \times \\ &\times \left( \frac{2F_1 + F_2}{3} [0,5 + x_3] - \right. \\ &\left. - F_1 [0,25 + x_3] - F_2 x_3 \right)^2 dx_3. \quad (23) \end{aligned}$$

Далее необходимо произвести эти расчеты для вертикальных ребер. Коэффициенты матрицы жесткости для ребер сечением 50×150 мм:  $\delta_{11} = \delta_{44} = 3,6 \cdot 10^{-3}$ ;  $\delta_{22} = \delta_{33} = 8,1 \cdot 10^{-3}$ ;  $\delta_{12} = \delta_{21} = \delta_{34} = \delta_{43} = 5,062 \cdot 10^{-3}$ ;  $\delta_{13} = \delta_{31} = \delta_{24} = \delta_{42} = 4,5 \cdot 10^{-3}$ ;  $\delta_{14} = \delta_{41} = 2,587 \cdot 10^{-3}$ ;  $\delta_{23} = \delta_{32} = 7,65 \cdot 10^{-3}$  — подставляются в систему уравнений (8), а силы  $F_i$  выражаются через деформации коннекторов по формуле (7). В случае символического представления коэффициентов жесткости  $k_i$  при

числе неизвестных  $m \geq 3$  решение получается достаточно громоздким, поэтому удобно представить его в виде частного двух многочленов (количество коэффициентов многочлена в числителе дроби равно  $m^2 - 1$ , в знаменателе —  $m^2$ ):

$$\begin{aligned} &a_{i,1} k_{i,1} \alpha_2 + a_{i,1} k_{i,2} \alpha_2 + a_{i,1} k_{i,3} \alpha_2 + \\ &+ a_{i,4} k_{i,4} \alpha_2 + a_{i,5} k_{i,1} k_{i,2} \alpha_2 + \\ &+ a_{i,6} k_{i,1} k_{i,3} \alpha_2 + a_{i,7} k_{i,1} k_{i,4} \alpha_2 + \\ &+ a_{i,8} k_{i,2} k_{i,3} \alpha_2 + a_{i,9} k_{i,2} k_{i,4} \alpha_2 + \\ &+ a_{i,10} k_{i,3} k_{i,4} \alpha_2 + a_{i,11} k_{i,1} k_{i,2} k_{i,3} \alpha_2 + \\ &+ a_{i,12} k_{i,1} k_{i,2} k_{i,4} \alpha_2 + \\ &+ a_{i,13} k_{i,1} k_{i,3} k_{i,4} \alpha_2 + a_{i,14} k_{i,2} k_{i,3} k_{i,4} \alpha_2 + \\ &+ a_{i,15} k_{i,1} k_{i,2} k_{i,3} k_{i,4} \alpha_2 \quad (24) \\ &= \frac{b_{i,1} k_{i,1} + b_{i,2} k_{i,2} + b_{i,3} k_{i,3} + b_{i,4} k_{i,4} + \\ &+ b_{i,5} k_{i,1} k_{i,2} + b_{i,6} k_{i,1} k_{i,3} + b_{i,7} k_{i,1} k_{i,4} + \\ &+ b_{i,8} k_{i,2} k_{i,3} + b_{i,9} k_{i,2} k_{i,4} + b_{i,10} k_{i,3} k_{i,4} + \\ &+ b_{i,11} k_{i,1} k_{i,2} k_{i,3} + b_{i,12} k_{i,1} k_{i,2} k_{i,4} + \\ &+ b_{i,13} k_{i,1} k_{i,3} k_{i,4} + b_{i,14} k_{i,2} k_{i,3} k_{i,4} + \\ &+ b_{i,15} k_{i,1} k_{i,2} k_{i,3} k_{i,4} + b_{i,16} \end{aligned}$$

где  $a_{i,k}$  и  $b_{i,l}$  — числовые коэффициенты, получаемые при решении системы уравнений.

При изначально заданных числовых значениях коэффициентов жесткости  $k_i$  решение системы получается в виде одночленов  $a_i \alpha$ , однако такой подход менее удобен при итерационном способе решения задачи.

Фиктивная опорная реакция выражается через силы  $F_i$  по формуле (11):

$$V_0^V = 0,8F_1 + 0,6F_2 + 0,4F_3 + 0,2F_4.$$

Потенциальная энергия деформации ребер выражается по формуле (10):

$$\begin{aligned} \Sigma U_{\text{реб}}^V &= \frac{1}{16} \times \\ &\left[ \int_0^{0,3} (V_0^V x_1)^2 dx_1 + \int_0^{0,3} (V_0^V [0,3 + x_2] - F_1 x_2)^2 dx_2 + \right. \\ &+ \int_0^{0,3} \left( V_0^V [0,6 + x_3] - \right. \\ &\left. - F_1 [0,3 + x_3] - F_2 x_3 \right)^2 dx_3 + \\ &+ \int_0^{0,3} \left( V_0^V [0,9 + x_4] - F_1 [0,6 + x_4] - \right. \\ &\left. - F_2 [0,3 + x_4] - F_3 x_4 \right)^2 dx_4 + \\ &\left. + \int_0^{0,3} \left( V_0^V [1,2 + x_5] - F_1 [0,9 + x_5] - \right. \right. \\ &\left. \left. - F_2 [0,6 + x_5] - F_3 [0,3 + x_5] - F_4 x_5 \right)^2 dx_5 \right]. \quad (25) \end{aligned}$$

На примере коннекторов с жесткостью  $k_{0^\circ} = 200$  кН/м и  $k_{90^\circ} = 100$  кН/м подробно рассмотрен итерационный процесс. Для этого составлена таблица.

Для оценки влияния на сдвиг панели таких факторов, как размеры поперечного сечения ребра и коэффициент жесткости связей сдвига, произведена серия расчетов панели, остальные параметры назначались как в вышеприведенном примере. Рассмотрены следующие размеры поперечного сечения ребра ( $b \times h$ ), мм: 25×150; 50×150; 75×150; 100×150; 125×150; 150×150. Жесткость связей  $k_{0^\circ}$  рассмотрена в интервале  $k_{0^\circ} = 100 \dots 1000$  кН/м с градацией 50 кН/м; как и ранее, принималось  $k_{90^\circ} = 0,5k_{0^\circ}$ . Очевидно, что такой параметр, как толщина обшивки, не будет вносить существенных изменений в конечный результат расчета (ввиду относительно высокой сдвиговой жесткости даже при малой ее толщине) и в расчетах не варьировался.

Результаты расчета представлены на графиках зависимости « $k_{0^\circ} - \Delta_{\text{сдв}}$ » (рис. 3).

По результатам расчета установлено, что наиболее существенное влияние на величину перекоса деревокомпозитной стеновой панели оказывает жесткость связей сдвига, при увеличении которой в вышеуказанных пределах величина деформации сдвига снижалась в 8,8...8,9 раза.

Поперечное сечение деревянных ребер не оказывает существенного влияния на величину сдвига стеновой панели, даже несмотря на многократное увеличение их изгибной жесткости. При переходе от сечения 25×150 мм ( $I = 1,95 \cdot 10^{-7}$  м<sup>4</sup>) к сечению 150×150 мм ( $I = 4,22 \cdot 10^{-5}$  м<sup>4</sup>), т. е. при повышении изгибной жесткости деревянных ребер в 216 раз, снижение деформаций сдвига составило не более 10 %.

Несмотря на то что, как отмечено выше, материал обшивки не оказывает прямого

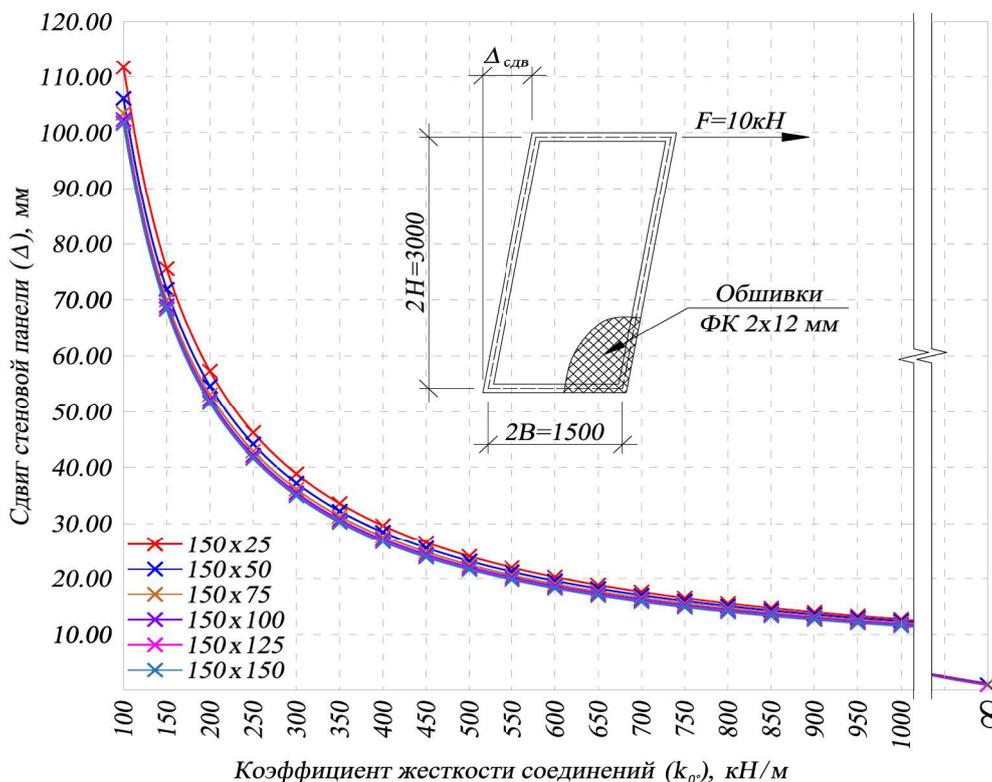


Рис. 3. Графики зависимости «коэффициент жесткости связей — сдвиг» стеновой панели с учетом варьирования размеров поперечного сечения деревянных ребер

**Пример расчета — итерационный процесс для случая панели с ребрами сечением 50 со связями сдвига жесткостью  $k_{90^\circ} = 200 / k_{0^\circ} = 100$**

Итерация	Связи сдвига		$k_{90^\circ}$ , кН/М		Параметры деформации схемы				Показатель точн., %	$\alpha_{н.в.}$ , град	$k_{рез}^{вых}$ , кН/М		
	Расположение	№	$k_{90^\circ}$ , кН/М	$k_{рез}^{вых}$ , кН/М	$\alpha_1 \cdot 10^3$ , рад	$\alpha_2 \cdot 10^3$ , рад	$\alpha_3 \cdot 10^3$ , рад	$\Delta_{сдв}$ , мм					
1	Угловые	0	$\frac{200}{100}$	200	10,01	4,15	14,53	43,6	-	39,65	159		
		Горизонтальное ребро	1	$\frac{200}{100}$							200	47,73	142
			2	$\frac{200}{100}$							200	34,57	169
	3		$\frac{200}{100}$	0							0	0	
	Вертикальное ребро	1	$\frac{200}{100}$	200							19,88	192	
		2	$\frac{200}{100}$	200							5,22	200	
		3	$\frac{200}{100}$	200							19,5	193	
		4	$\frac{200}{100}$	200							16,72	195	
	5	$\frac{200}{100}$	0	0							0		
	2	Угловые	0	$\frac{200}{100}$							159	11,3	4,98
Горизонтальное ребро			1	$\frac{200}{100}$	142	47,73	146						
			2	$\frac{200}{100}$	169	34,57	172						
		3	$\frac{200}{100}$	0	0	0							
Вертикальное ребро		1	$\frac{200}{100}$	192	19,88	191							
		2	$\frac{200}{100}$	200	5,22	200							
		3	$\frac{200}{100}$	193	19,5	192							
		4	$\frac{200}{100}$	195	16,72	195							
5		$\frac{200}{100}$	0	0	0								
3		Угловые	0	$\frac{200}{100}$	155	11,31	4,96	16,65	49,94	0,1	41,39		
	Горизонтальное ребро		1	$\frac{200}{100}$	146							45,97	146
			2	$\frac{200}{100}$	172							32,94	172
		3	$\frac{200}{100}$	0	0							0	
	Вертикальное ребро	1	$\frac{200}{100}$	191	21,03							191	
		2	$\frac{200}{100}$	200	5,55							200	
		3	$\frac{200}{100}$	192	20,64							192	
		4	$\frac{200}{100}$	195	17,72							195	
	5	$\frac{200}{100}$	0	0	0								

влияния на величину деформации панели, стоит отметить, что для обшивок из более жестких материалов будут характерны более высокие значения коэффициента жесткости соединения, так как полный сдвиг равен сумме сдвигов коннектора в древесине и обшивке. Кроме того, необходимо отметить, что толщина обшивки должна обеспечивать ее местную устойчивость при работе в составе композитного сечения [23].

При абсолютно жесткой связи обшивок и ребер каркаса (клеевое соединение) величина сдвига обусловлена только модулем упругости II рода материала обшивки и ее толщиной. В рассмотренном примере величина сдвиговой деформации такой панели составила 1,05 мм, при максимальном рассмотренном значении коэффициента жесткости податливых связей — 11,5...12,5 мм (в зависимости от изгибной жесткости ребер). Дальнейшим повышением коэффициента жесткости связей можно еще более существенно повысить жесткость стеновой панели при сдвиге, однако в таком случае потребуется установка специальных сдвиговых коннекторов в виде когтевых шайб [24, 25] или двухсторонних металлических зубчатых пластин [26]. Погонная жесткость связей сдвига также может быть повышена за счет уменьшения шага их расстановки.

### Выводы

1. Разработан численно-аналитический алгоритм расчета на сдвиг стеновых панелей на деревянном каркасе с обшивками из листовых материалов и податливыми связями их крепления, позволяющий итерационным путем уточнять коэффициенты жесткости связей сдвига в зависимости от углов наклона результирующих векторов деформации к волокнам древесины. Алгоритм может быть использован и при необходимости учета физической нелинейности материалов и нелинейной деформации связей сдвига.

2. Установлено, что приемлемую точность решения ( $\leq 1\%$ ) можно получить путем выполнения 3–4 итераций.

3. Наибольшее влияние на величину деформаций сдвига стеновых панелей на деревянном каркасе с обшивками из листовых материалов оказывает жесткость связей сдвига, а размеры поперечного сечения деревянных ребер каркаса практически не влияют на данный параметр.

4. Стеновые панели с достаточно жесткими часто установленными связями сдвига могут обладать значительной сдвиговой жесткостью и могут использоваться в качестве вертикальных диафрагм как альтернатива массивным и дорогостоящим CLT- и МНМ-панелям при строительстве деревянных зданий малой и средней этажности.

### Библиографический список

1. Pinaykin I. P., Zhadanov V. I., Ukrainchenko D. A. Wooden low-rise construction. New constructive and technological solutions // IOP Conference Series: Earth and Environmental Science. 2021. Vol. 751. 012092. DOI 10.1088/1755-1315/751/1/012092.
2. Жаданов В. И., Украинченко Д. А., Мельников П. П., Семенов М. Ю., Мельникова И. В. Аэродинамичный четырехэтажный жилой дом двухгалерейного типа с ядром из CLT // Вестник Поволжского гос. технологического ун-та. Серия «Материалы. Конструкции. Технологии». 2021. № 3. С. 30–40. DOI 10.25686/2542-114X.2021.3.30.
3. Tulebekova S., Malo K. A., Rønnquist A., Nåvik P. Modeling stiffness of connections and non-structural elements for dynamic response of taller glulam timber frame buildings // Engineering Structures. 2022. Vol. 261. 114209. DOI 10.1016/j.engstruct.2022.114209.
4. Ussher E., Aloisio A., Rathy S. Effect of lateral resisting systems on the wind-induced serviceability response of tall timber buildings // Case Studies in Construction Materials. 2023. Vol. 19. e02540. DOI 10.1016/j.cscm.2023.e02540.
5. Aslantamer Ö. N., Ilgin H. E. Space efficiency in timber office buildings // Journal of Building Engineering. 2024. Vol. 91. 109618. DOI 10.1016/j.job.2024.109618.
6. Chernova T. P., Melekhov V. I. Behavior of timber-timber composite structure connected by inclined screws // Magazine of Civil Engineering. 2023. № 4 (120). 12004. DOI 10.34910/MCE.120.4.

7. Лабудин Б. В., Попов Е. В., Гетман Д. В., Столыпин Д. А., Румянцева В. Е. Методика расчета устойчивости ребристых панелей с учетом температурно-влажностного режима технологий текстильного производства // Известия высших учебных заведений. Технология текстильной промышленности. 2021. № 2 (404). С. 199–208.
8. Smardzewski J. Experimental and numerical analysis of wooden sandwich panels with an auxetic core and oval cells // *Materials & Design*. 2019. Vol. 183. 108159. DOI 10.1016/j.matdes.2019.108159.
9. Polastri A., Casagrande D. Mechanical behaviour of multi-panel cross laminated timber shear-walls with stiff connectors // *Construction and Building Materials*. 2022. Vol. 332. 127275. DOI 10.1016/j.conbuildmat.2022.127275.
10. Bhandari S., Fischer E. C., Riggio M., Muszynski L. Numerical assessment of In-plane behavior of multi-panel CLT shear walls for modular structures // *Engineering Structures*. 2023. Vol. 295. 116846. DOI 10.1016/j.engstruct.2023.116846.
11. Belleri A., Minkada M. E., Baldassarre D., Palumbo E., Loss C. Preliminary assessment of PreWEC-like systems made by cross-laminated timber panels and steel columns // *Procedia Structural Integrity*. 2023. Vol. 48. Pp. 371–378. DOI 10.1016/j.prostr.2023.07.119.
12. Morrell I., Sinha A., Cheney D., Taylor R., Potter F., Way D., Deboodt T. Reverse-cyclic performance of United States prescriptive code connectors in a novel mass timber structural composite panel // *Case Studies in Construction Materials*. 2024. Vol. 21 (9). e03524. DOI 10.1016/j.cscm.2024.e03524.
13. Ren H., Bahrami A., Cehlin M., Wallhagen M. Proposing new adhesive-free timber edge connections for cross-laminated timber panels: A step toward sustainable construction // *Case Studies in Construction Materials*. 2024. Vol. 20. e02975. DOI 10.1016/j.cscm.2024.e02975.
14. Byloos D., Vandoren B. Experimental and analytical assessment of the racking behavior of timber frame walls with single-sided double-layered sheathing panels // *Engineering Structures*. 2024. Vol. 316. 118592. DOI 10.1016/j.engstruct.2024.118592.
15. Casagrande D., Setti A., Polastri A. Structural behaviour of light-frame timber shear-walls with diagonal board sheathing // *Construction and Building Materials*. 2024. Vol. 416. 135077. DOI 10.1016/j.conbuildmat.2024.135077.
16. Manser N., Steiger R., Geiser M., Otti M., Frangi A. Shear resistance of Oriented Strand Board panel sheathings in timber-framed shear walls // *Engineering Structures*. 2024. Vol. 316. 118461. DOI 10.1016/j.engstruct.2024.118461.
17. Dobrila P., Premrov M. Reinforcing methods for composite timber frame-fiberboard wall panels // *Engineering Structures*. 2003. Vol. 25. No. 11. Pp. 1369–1376. DOI 10.1016/S0141-0296(03)00109-3.
18. Muñoz W., Salenikovich A., Mohammad M., Quenneville P. Determination of Yield Point and Ductility of Timber Assemblies: in Search of Harmonised Approach // 10th World Conference on Timber Engineering. Miyazaki, Japan, 2–5 June 2008. Vol. 2 of 4. Pp. 1064–1071.
19. Кавелин А. С. Современное положение вопроса расчета нагельных соединений в деревянных стеновых панелях // *Инженерный вестник Дона*. 2018. № 2 (49). С. 154.
20. Labudin B. V., Popov E. V., Tyurikova T. V., Nikitina T. A., Ruslanova A. V. Experimental Studies of the Strength and Rigidity of Screw Connections of Covers with Wooden Ribs // *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 2020. Vol. 753 (4). 042063. DOI 10.1088/1757-899X/753/4/042063.
21. Hassanieh A., Valipour H. Experimental and numerical study of OSB sheathed-LVL stud wall with stapled connections // *Construction and Building Materials*. 2020. Vol. 233. 117373. DOI 10.1016/j.conbuildmat.2019.117373.
22. Véliz F., Estrella X., Lagos J., Guindos P. Testing and nonlinear modelling of industrialized light-frame wooden diaphragms including optimized nailing and nonstructural sheathing // *Engineering Structures*. 2023. Vol. 297. 117017. DOI 10.1016/j.engstruct.2023.117017.
23. Labudin B. V., Popov E. V., Sopilov V. V. Stability of compressed sheathings of wood composite plate-ribbed structures // *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 2019. Vol. 687 (3). 033041. DOI 10.1088/1757-899X/687/3/033041.
24. Черных А. Г., Данилов Е. В., Коваль П. С. Расчет жесткости соединений конструкций из LVL с когтевыми шайбами // *Известия вузов. Лесной журнал*. 2020. № 4 (376). С. 157–167. DOI 10.37482/0536-1036-2020-4-157-167.
25. Popov E. V., Ruslanova A. V., Sopilov V. V., Zdravlovic N., Mamedov S. M., Labudin B. V. Contact Interaction of a Claw Washer with Wood at Limiting Shear // *Russian Forestry Journal*. 2020. Vol. 4 (376). Pp. 178–189. DOI 10.37482/0536-1036-2020-4-178-189.
26. Jacquier N., Girhammar U. A. Evaluation of bending tests on composite glulam-CLT beams connected with double-sided punched metal plates and inclined screws // *Construction and Building Materials*. 2015. Vol. 95. Pp. 762–773. DOI 10.1016/j.conbuildmat.2015.07.137.

## References

1. Pinaykin I. P., Zhadanov V. I., Ukrainchenko D. A. Wooden low-rise construction. New constructive and technological solutions. *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, 2021, vol. 751, 012092. DOI 10.1088/1755-1315/751/1/012092.
2. Zhadanov V. I., Ukrainchenko D. A., Mel'nikov P. P., Semenov M. Yu., Mel'nikova I. V. *Aerodinamichniy chetyrekhetazhniy zhiloy dom dvukhgalereynogo tipa s yadrom iz CLT* [Aerodynamic four-story residential building of a two-gallery type with a core of CLT]. *Vestnik Povolzhskogo gos. tekhnologicheskogo un-ta. Seriya «Materialy. Konstruktsii. Tekhnologii» – Bulletin of the Volga State Technological University. Series “Materials. Constructions. Technologies”*, 2021, no. 3, pp. 30–40. DOI 10.25686/2542-114X.2021.3.30.
3. Tulebekova S., Malo K. A., Runnquist A., Nevik P. Modeling stiffness of connections and non-structural elements for dynamic response of taller glulam timber frame buildings. *Engineering Structures*, 2022, vol. 261, 114209. DOI 10.1016/j.engstruct.2022.114209.
4. Ussher E., Aloisio A., Rathy S. Effect of lateral resisting systems on the wind-induced serviceability response of tall timber buildings. *Case Studies in Construction Materials*, 2023, vol. 19, e02540. DOI 10.1016/j.cscm.2023.e02540.
5. Aslantamer Ö. N., Ilgün H. E. Space efficiency in timber office buildings. *Journal of Building Engineering*, 2024, vol. 91, 109618. DOI 10.1016/j.jobe.2024.109618.
6. Chernova T. P., Melekhov V. I. Behavior of timber-timber composite structure connected by inclined screws. *Magazine of Civil Engineering*, 2023, no. 4 (120), 12004. DOI 10.34910/MCE.120.4.
7. Labudin B. V., Popov E. V., Getman D. V., Stolypin D. A., Romyantseva V. E. *Metodika rascheta ustoychivosti rebristyykh paneley s uchetom temperaturno-vlazhnostnogo rezhima tekhnologiy tekstil'nogo proizvodstva* [Methodology for calculating the stability of ribbed panels taking into account the temperature and humidity regime of textile production technologies]. *Izvestiya vysshikh uchebnykh zavedeniy. Tekhnologiya tekstil'noy promyshlennosti – Bulletin of higher educational institutions. Textile industry technology*, 2021, no. 2 (404), pp. 199–208.
8. Smardzewski J. Experimental and numerical analysis of wooden sandwich panels with an auxetic core and oval cells. *Materials & Design*, 2019, vol. 183, 108159. DOI 10.1016/j.matdes.2019.108159.
9. Polastri A., Casagrande D. Mechanical behaviour of multi-panel cross laminated timber shear-walls with stiff connectors. *Construction and Building Materials*, 2022, vol. 332, 127275. DOI 10.1016/j.conbuildmat.2022.127275.
10. Bhandari S., Fischer E. C., Riggio M., Muszynski L. Numerical assessment of In-plane behavior of multi-panel CLT shear walls for modular structures. *Engineering Structures*, 2023, vol. 295, 116846. DOI 10.1016/j.engstruct.2023.116846.
11. Belleri A., Minkada M. E., Baldassarre D., Palumbo E., Loss C. Preliminary assessment of PreWEC-like systems made by cross-laminated timber panels and steel columns. *Procedia Structural Integrity*, 2023, vol. 48, pp. 371–378. DOI 10.1016/j.prostr.2023.07.119.
12. Morrell I., Sinha A., Cheney D., Taylor R., Potter F., Way D., Deboodt T. Reverse-cyclic performance of United States prescriptive code connectors in a novel mass timber structural composite panel. *Case Studies in Construction Materials*, 2024, vol. 21 (9), e03524. DOI 10.1016/j.cscm.2024.e03524.
13. Ren H., Bahrami A., Cehlin M., Wallhagen M. Proposing new adhesive-free timber edge connections for cross-laminated timber panels: A step toward sustainable construction. *Case Studies in Construction Materials*, 2024, vol. 20, e02975. DOI 10.1016/j.cscm.2024.e02975.
14. Byloos D., Vandoren B. Experimental and analytical assessment of the racking behavior of timber frame walls with single-sided double-layered sheathing panels. *Engineering Structures*, 2024, vol. 316, 118592. DOI 10.1016/j.engstruct.2024.118592.
15. Casagrande D., Setti A., Polastri A. Structural behaviour of light-frame timber shear-walls with diagonal board sheathing. *Construction and Building Materials*, 2024, vol. 416, 135077. DOI 10.1016/j.conbuildmat.2024.135077.
16. Manser N., Steiger R., Geiser M., Otti M., Frangi A. Shear resistance of Oriented Strand Board panel sheathings in timber-framed shear walls. *Engineering Structures*, 2024, vol. 316, 118461. DOI 10.1016/j.engstruct.2024.118461.
17. Dobrila P., Premrov M. Reinforcing methods for composite timber frame-fiberboard wall panels. *Engineering Structures*, 2003, vol. 25, no. 11, pp. 1369–1376. DOI 10.1016/S0141-0296(03)00109-3.
18. Mucoz W., Salenikovich A., Mohammad M., Quenneville P. Determination of Yield Point and Ductility of Timber Assemblies: in Search of Harmonised Approach. *Proceedings of the 10-th World Conference on Timber Engineering*, Miyazaki, Japan, 2–5 June, 2008, vol. 2 of 4, pp. 1064–1071.
19. Kavelin A. S. *Sovremennoe polozhenie voprosa rascheta nagel'nykh soedineniy v derevyannykh stenovykh panelyakh* [Current situation of the issue of calculation of brazing joints in wooden wall panels]. *Inzhenernyi vestnik Dona – Don Engineering Bulletin*, 2018, no. 2 (49), p. 154.
20. Labudin B. V., Popov E. V., Tyurikova T. V., Nikitina T. A., Ruslanova A. V. Experimental Studies of the Strength and Rigidity of Screw Connections of Covers

with Wooden Ribs. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 2020, vol. 753 (4), 042063. DOI 10.1088/1757-899X/753/4/042063.

21. Hassanieh A., Valipour H. Experimental and numerical study of OSB sheathed-LVL stud wall with stapled connections. *Construction and Building Materials*, 2020, vol. 233, 117373. DOI 10.1016/j.conbuildmat.2019.117373.

22. Vüliz F., Estrella X., Lagos J., Guindos P. Testing and nonlinear modelling of industrialized light-frame wooden diaphragms including optimized nailing and nonstructural sheathing. *Engineering Structures*, 2023, vol. 297, 117017. DOI 10.1016/j.engstruct.2023.117017.

23. Labudin B. V., Popov E. V., Sopilov V. V. Stability of compressed sheathings of wood composite plate-ribbed structures. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 2019, vol. 687 (3), 033041. DOI 10.1088/1757-899X/687/3/033041.

24. Chernykh A. G., Danilov E. V., Koval' P. S. *Raschet zhestkosti soedineniy konstruktsiy iz LVL s kogtevyimi shaybami* [Calculation of stiffness of joints of structures made of LVL with claw washers]. *Izvestiya vuzov. Lesnoy zhurnal – Bulletin of universities. Forestry Magazine*, 2020, no. 4 (376), pp. 157–167. DOI 10.37482/0536-1036-2020-4-157-167.

25. Popov E. V., Ruslanova A. V., Sopilov V. V., Zdravovic N., Mamedov S. M., Labudin B. V. Contact Interaction of a Claw Washer with Wood at Limiting Shear. *Russian Forestry Journal*, 2020, vol. 4 (376), pp. 178–189. DOI 10.37482/0536-1036-2020-4-178-189.

26. Jacquier N., Girhammar U. A. Evaluation of bending tests on composite glulam-CLT beams connected with double-sided punched metal plates and inclined screws. *Construction and Building Materials*, 2015, vol. 95, pp. 762–773. DOI 10.1016/j.conbuildmat.2015.07.137.