

## ОСОБЕННОСТИ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ДЕРЕВОМЕТАЛЛИЧЕСКИХ БАЛОК СО СТЕНКОЙ ИЗ СТАЛЬНЫХ ПРОФИЛИРОВАННЫХ ЛИСТОВ

Приведены результаты численных и экспериментальных исследований напряженно-деформированного состояния деревометаллических балок с гибкой стенкой из стальных профилированных листов с продольной ориентацией гофров. Исследована степень включения стенки в общую работу конструкции в зависимости от конструктивных особенностей и температурно-влажностных воздействий с учетом податливости крепления стенки к деревянному каркасу.

**Ключевые слова:** деревометаллическая балка, стенка, профилированный лист, численные исследования, эксперимент, напряженно-деформированное состояние, прочность, напряжения, деформации, методика расчета.

При расходовании на нужды строительства огромных объемов материальных и энергетических ресурсов повышение эффективности их использования приобретает существенное значение и становится важной народнохозяйственной проблемой. Одним из путей решения этой проблемы является широкое внедрение в строительную практику легких конструкций из различных конструкционных материалов. Применение их позволяет успешно решать задачи снижения веса, трудоемкости изготовления и стоимости сооружения, повышения эффективности капиталовложений в строительстве.

Среди несущих конструкций зданий и сооружений наибольшее применение находят элементы, работающие по балочной схеме. Несмотря на огромный опыт эксплуатации таких конструкций и традиционность их типов, до настоящего времени внимание исследователей не ослабевает к совершенствованию конструктивной формы балочных элементов и данный вопрос не перестает быть актуальным. Анализ последних достижений в области строительной науки показал, что традиционное развитие конструкций

из мономатериала (бетон, металл, дерево, конструкционные пластмассы) практически исчерпало себя. Их совершенствование позволяет сэкономить не более 10% материала, в то время как есть потребность в гораздо большей экономии. Достичь ее можно, развивая комбинированные конструкции из разномодульных элементов, но не путем их простой комбинации, а на основе творческой композиции, обеспечивающей эффективное использование полезных свойств каждого из применяемых материалов. Это позволяет достичь более высокого уровня снижения материалоемкости, трудозатрат и себестоимости при изготовлении конструкций, уменьшения эксплуатационных расходов.

В связи с вышеизложенным авторами разработаны новые конструктивные решения деревометаллических балок с тонкой стенкой из стальных профилированных листов, отличающиеся рядом положительных качеств в сравнении с известными зарубежными и отечественными аналогами [1, 2].

Деревометаллическая балка пролетом 6,0–15,0 метров (рисунок 1) состоит из верх-

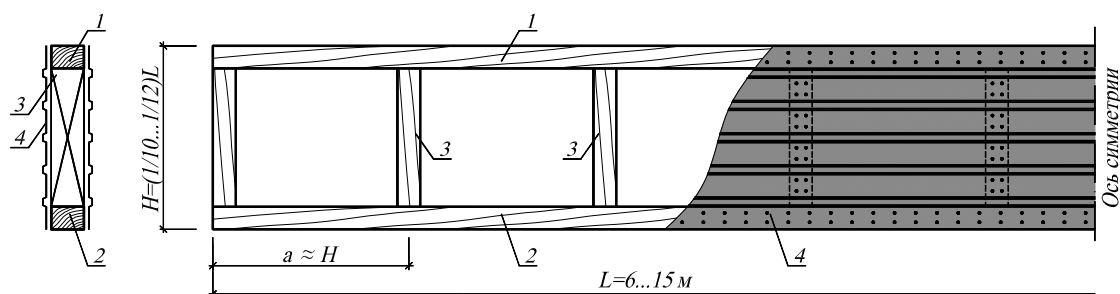


Рисунок 1. Деревометаллическая балка с тонкой профилированной стенкой:  
 1, 2 – верхний и нижний пояс; 3 – ребра жесткости; 4 – стенка из профилированных листов

него и нижнего поясов из цельной древесины сосны II-го сорта, соединенных между собой вертикальными ребрами жесткости идентичного поперечного сечения. Величина расстояния между ребрами находится в зависимости от характера, места приложения и величины нагрузки. Соединение вертикальных ребер жесткости и поясов выполняется с помощью нагелей из стеклопластика или металла, который крепится на эпоксидный клей в заранее проделанные гнезда как в ребрах, так и в поясах. При этом следует отметить, что диаметр гнезда делается на 1–3 мм больше диаметра нагеля, что обеспечивает клеевую прослойку между древесиной и поверхностью нагеля. Следующим этапом изготовления балки является закрепление, с помощью гвоздевого забоя, двух симметрично расположенных стенок, в качестве которых применены стальные профилированные листы по ГОСТ 24045-90 [3] с продольной ориентацией гофров относительно основного каркаса балки. Пояса балки совместно со стенкой образуют коробчатое поперечное сечение. По предположению авторов продольная ориентация гофров, в отличие от известных аналогов, позволит включить стенку в общую работу комбинированной конструкции и тем самым существенно увеличит несущую способность и жесткость балки, работающей на поперечный изгиб. Толщина и тип гофра определяется из требуемой прочности и жесткости, а также из условия обеспечения устойчивости стенки. Технологичность и простота разработанных конструкций была подтверждена изготовлением опытных образцов.

Анализ нормативно-технической литературы в области конструирования и расчета деревометаллических балок с тонкой профилированной стенкой выявил, что существующие методы расчета и проведенные исследования [4] не дают ответа на вопрос о степени участия в общей работе конструкции стальной стенки из стальных листов с продольной ориентацией гофров. Отсутствие данных по этому вопросу приводит к несоответствию расчетных моделей реальному поведению конструкции при воздействии эксплуатационных нагрузок.

С целью изучения действительной работы разработанных типов балок при поперечном изгибе проведены их численные исследования и статические испытания. При этом ставились следующие задачи:

– изучить напряженно-деформированное состояние элементов деревометаллических балок при их работе на поперечный изгиб с учетом длительности действия нагрузки и податливости узловых соединений;

– оценить влияние геометрических параметров и толщины профилированного листа на степень его участия в общей работе конструкции;

– дать общую оценку напряженно-деформированного состояния разработанных балок при их работе на поперечный изгиб с учетом включения стенки в общую работу конструкции.

При проведении численных исследований в качестве базовой конструкции была принята балка длиной 5,0 м с высотой поперечного сечения 465 мм. Для стенки применен профилированный лист типа С10 по ГОСТ 24045-90 [3]. Выбор параметров базового варианта был определен размерами одной из опытных конструкций, на которой проводились натурные испытания. Такой подход обеспечивает возможность сравнения результатов численных исследований с экспериментальными данными. Исследования напряженно-деформированного состояния предложенных конструктивных форм выполнены при помощи программного комплекса «Лири-9.2». В качестве варьируемых параметров принимали:

– длину балки  $l$ : 3,0 м, 5,0 м и 9,0 м;

– профиль листов: С-10, С-15, С-21, НС-35;

– высоту поперечного сечения  $h$ : 967 и 465 для С-10, 967 и 465 для С-15, 930 и 430 для С-21, 865 и 418 для НС-35;

– толщину профилированного листа  $\delta$ : 0,5 мм, 0,6 мм и 0,7 мм.

В расчетной модели пояса и ребра жесткости балки задавали объемными конечными элементами – параллелепипедами (КЭ31) с модулями упругости  $E_{дл} = 10000$  МПа для нагружения расчетной длительной нагрузкой в соответствии с [4] и  $E_{кр} = 14000$  МПа для нагружения кратковременной нагрузкой, что соответствует материалу из древесины сосны (объемный вес 500 кг/м<sup>3</sup>).

Профилированный лист моделировали с использованием универсальных четырехугольных конечных элементов оболочки (КЭ41) толщиной 0,5 мм с модулем упругости  $E_c = 206010$  МПа, что соответствует стали (объемный вес 7850 кг/м<sup>3</sup>). Гвоздевые соединения смоделированы универсальными прямоугольными конечными элемен-

тами оболочки, направленными вдоль волокон поясов или ребер жесткости, соответственно. Их упругие характеристики также соответствуют древесине сосны. При задании расчетной схемы для упрощения древесину с учетом работы поясов на растяжение-сжатие моделировали изотропным материалом.

С точки зрения строительной механики балка является шарнирно-опертой внешне статически определимой системой. Одну опору задавали как шарнирно-неподвижную (разрешен поворот относительно оси  $X$ ), а вторую – как шарнирно-подвижную (разрешены поворот относительно оси  $X$  и перемещения по оси  $Y$ ). В расчетах балку нагружали сосредоточенными силами, приложенными в узлах верхних конечных элементов, моделирующих верхний пояс. Для этого проектную погонную нагрузку величиной 9,0 кН/м собирали с грузовых площадок: для крайних узлов у торцов балки значения сил оказались равными 0,5625 Н, в контурных узлах вдоль пролета – 1,125 Н, в остальных – 2,25 Н.

Податливость гвоздевых соединений стенок с поясами учитывали расчетами в две итерации: вначале осуществляли статический расчет с исходными модулями упругости в предположении отсутствия деформаций податливости. Затем по найденным усилиям в оболочечных элементах, моделирующих гвоздевое соединение, вычисляли условный модуль упругости по формуле (1) и повторяли статический расчет:

$$E_y = \frac{E}{1 + \frac{\delta \cdot E \cdot F}{(N \cdot l)}}, \quad (1)$$

где  $E$  – исходный модуль упругости конечных элементов, моделирующих гвоздевое соединение ( $E=10000$  МПа);

$\delta$  – расчетное предельное значение деформаций податливости, принимаемое равным согласно [4] в соединениях на нагелях всех видов 2,0 мм для расчетной нагрузки (для кратковременной – 1,0 мм);

$F$  – площадь поперечного сечения оболочечного элемента, м<sup>2</sup>;

$N$  – усилие, действующее в оболочечном элементе, кН;

$l$  – длина оболочечного элемента, м.

Для расчета на второй итерации в формулу (1) следует вводить скорректированное значение предельной деформации с учетом степени использования несущей способности соединения:

$$\delta_0 = \delta_{кр} \cdot \frac{N}{T}, \quad (2)$$

где  $T$  – расчетное сопротивление гвоздевого соединения, определяемое по [4].

Подставим (2) в (1) и выполним простейшие преобразования:

$$E_y = \frac{E}{1 + \frac{\delta_{кр} \cdot \frac{N}{T} \cdot E \cdot F}{(N \cdot l)}} = \frac{E}{1 + \frac{\delta_{кр} \cdot E \cdot F}{(T \cdot l)}}. \quad (3)$$

Таким образом, оказывается, в линейных расчетах условный модуль упругости  $E_y$  не зависит от величины нагрузки. В нашем случае он является постоянной величиной для всех смоделированных гвоздей: в расчетах на кратковременную нагрузку –  $E_y=1002,5$  МПа; на длительную –  $E_y=527,2$  МПа.

Выполненные расчеты базовой конструкции показали, что прогиб балки, вычисленный без учета податливости креплений стенок к поясам, составляет при расчетном значении нагрузки: 9,96 мм (1/502 пролета) при кратковременной нагрузке и 12,6 мм (1/396 пролета) при длительной нагрузке. Вследствие податливости упомянутых креплений прогиб при кратковременной нагрузке возрастает до величины 14,0 мм (1/357 пролета) – в 1,4 раза и до величины 19,1 мм (1/262 пролета) при длительной нагрузке – в 1,5 раза.

Максимальные нормальные растягивающие напряжения в профилированном листе стенки, определенные расчетами с учетом податливости креплений стенок, при кратковременной нагрузке оказались равны 198 МПа, а при длительной нагрузке – 250 МПа (рисунок 2а). Эти же величины без учета податливости креплений составили 150 МПа и 188 МПа соответственно. Максимальные значения касательных напряжений в профилированном листе стенки в опорной зоне в этих расчетах составили при кратковременной нагрузке 54,8 МПа и 58,6 МПа при длительной нагрузке. Максимальные нормальные сжимающие напряжения в верхнем поясе балки в центре пролета, определенные расчетами с учетом податливости креплений стенок, составляют при кратковременной нагрузке – 10,1 МПа, а при длительной – 9,14 МПа (рисунок 2б). Эти же величины без учета податливости креплений составили 9,73 МПа и 10,40 МПа соответственно. В нижнем поясе балки растягивающие напря-

жения при кратковременной нагрузке с учетом податливости связей – 8,99 МПа (9,44 МПа без учета податливости), а при длительной – 8,08 МПа (8,74 МПа без учета податливости связей крепления стенки к поясам).

Анализ полученных результатов позволил сделать следующие выводы.

1. В отличие от известных аналогов с ориентацией гофров стенки поперек пролета балки, когда стенка работает аналогично «гармошке» и обеспечивая лишь проектное положение поясов относительно нейтральной оси поперечного сечения, стальная стенка из профилированных листов с ориентацией гофров вдоль пролета балки способна воспринимать касательные напряжения и тем самым работать в составе поперечного сечения на восприятие нормальных напряжений. В этом случае геометрические характеристики сечения в практических инженерных расчетах необходимо определять по способу приведенного сечения по формуле:

$$I_{np} = I_n + I_{cm} \cdot n, \quad (5)$$

где  $I_{np}$  – приведенный момент инерции поперечного сечения;

$I_n$  – момент инерции деревянных поясов относительно нейтральной оси поперечного сечения;

$I_{cm}$  – момент инерции стальной стенки относительно нейтральной оси поперечного сечения;

$n = E_{cm}/E_d$  – коэффициент приведения материала стенки к материалу поясов, равный отношению соответствующих модуля упругости стали к модулю упругости древесины.

Отметим, что за счет включения стенки в общую работу балки момент инерции поперечного сечения повышается на 18...35% в зависимости от

типа примененного профилированного листа и пролета рассчитываемой конструкции.

2. Длительность действия нагрузки существенно влияет на напряженно-деформированное состояние предложенного типа деревометаллических балок. С течением времени за счет уменьшения модуля упругости древесины происходит количественное перераспределение нормальных напряжений, действующих в стенках и поясах, при этом качественная картина эпюр напряжений сохраняется. Доля воспринимаемой нагрузки деревянными поясами уменьшается с соответствующим увеличением максимальных значений нормальных напряжений, действующих в стальных поясах. Прогобы балки при длительном действии нагрузки увеличиваются в 1,27 раза. В связи с этим становится очевидной необходимость учета времени эксплуатации конструкции в инженерных расчетах соответствующими корректировочными коэффициентами. Например, при определении прогиба балок доля участия деревянных поясов при определении момента инерции поперечного сечения должна учитываться с коэффициентом 0,7. При расчете стенок балок по нормальным напряжениям к расчетному сопротивлению стали необходимо вводить коэффициент 0,8, что позволит учесть эффект перераспределения напряжений между стенкой и поясами.

Отметим, что полученные результаты хорошо согласуются с рекомендациями действующего свода правил по проектированию деревянных конструкций [4].

3. Податливость механических соединений стенки к поясам также оказывает существенное влияние на напряженно-деформированное состо-

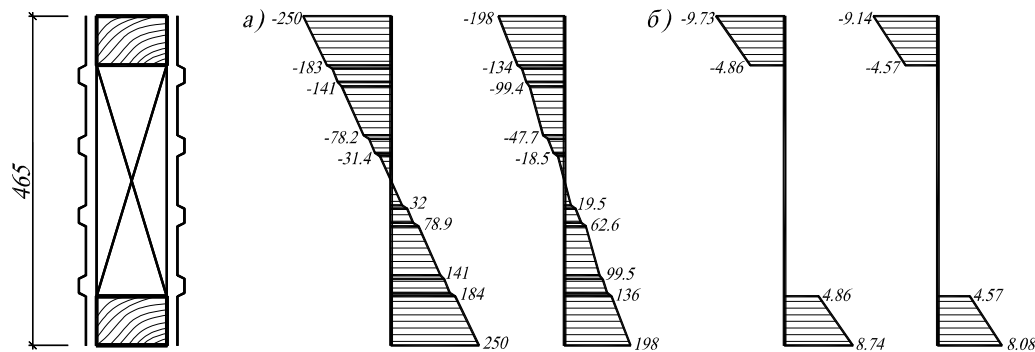


Рисунок 2. Характерные эпюры нормальных напряжений при длительном действии нагрузки: а – в стенке; б – в поясах; слева – без учета податливости связей, справа – с учетом податливости связей

яние как поясов, так и стенок балки. За счет такой податливости напряжения, действующие в поясах, уменьшаются, а напряжения в стенках увеличиваются с сохранением форм эпюр распределения нормальных напряжений по высоте поперечного сечения балки. Прогибы балки при учете податливости связей с учетом длительности действия нагрузки увеличиваются в 1,5 раза. По аналогии с учетом длительности действия нагрузки податливость механических связей также рекомендуется учитывать в практических расчетах корректировочными коэффициентами. В частности, при определении прогиба балок к расчетному моменту инерции поперечного сечения рекомендуется ввести корректировочный коэффициент 0,65, а при расчете стенок балок по нормальным напряжениям – коэффициент 0,75 к расчетному сопротивлению стали.

Следует отметить, что приведенные значения корректировочных коэффициентов являются рекомендательными, их значения можно и нужно уточнять с учетом накопления соответствующих экспериментальных данных и опыта эксплуатации предлагаемых конструкций.

Расчет на кратковременную нагрузку и без учета податливости связей достаточно условный и представляет интерес только с точки зрения сравнения результатов численных и экспериментальных исследований. В реальных условиях эксплуатации конструкции находятся под нагрузкой не один десяток лет, а механические соединения всегда имеют податливость, поэтому дальнейшие расчеты ведем на длительную нагрузку с учетом податливости.

При исследовании влияния геометрических параметров и толщины профилированного листа на степень его участия в общей работе конструкции высоту балки для обеспечения корректности сопоставления результатов условно задавали постоянной для всех вариантов и равной 465 мм. Пролет балок также принят постоянным и равным 5,0 м.

В таблице 1 приведены результаты статических расчетов, выполненных с учетом податливости креплений стенок при длительной нагрузке для различных типов стальных профилированных листов.

Следует обратить внимание, что балка с профилем С-10 имеет минимальные значения прогибов, что можно объяснить влиянием эффекта местной потери устойчивости вертикальных и горизонтальных полок профлиста, который был выявлен при проведении численных расчетов. С увеличением высоты профиля листа влияние деформаций полок увеличивается, что и приводит к увеличению прогибов балки в целом. Максимальные значения нормальных напряжений в стенке, верхнем и нижнем поясах балки при варьировании типом профилированного листа изменяются незначительно (на величину не более 5%). Данный факт позволяет сделать вывод, что при выборе типа профилированного листа для проектируемых балок целесообразно учесть вопрос его фактической стоимости, которая изменяется в зависимости от региона строительства. Для обычных условий в качестве стенки деревометаллических балок рекомендуется стальной профилированный лист типа С-10.

Результаты статических расчетов балки с варьируемым параметром толщины профилированного листа, сведенные в таблицу 2, показывают, что сравниваемые величины изменяются практически пропорционально изменению толщины. Очевидно, что при выборе оптимальной толщины профилированного листа для проектируемой конструкции инженер-проектировщик должен учитывать как целесообразность увеличения геометрических характеристик поперечного сечения за счет увеличения толщины стенки, так и стоимостные параметры профилированных листов с выбранной толщиной, которые оказывают существенное влияние на стоимость деревометаллической балки в целом.

Таблица 1. Значения характерных величин, установленные статическими расчетами балки при длительной нагрузке с учетом податливости креплений

Профиль	$f_{\max}$ , мм	$\sigma_{\max}$ , МПа в профлисте	$\sigma_{\max}$ , МПа в верхнем поясе	$\sigma_{\max}$ , МПа в нижнем поясе	$\tau_{\max}$ , МПа в приопорной зоне в профлисте
С-10	19,1	250	-9,14	7,97	53,4
С-15	20,4	247	-9,11	8,15	59,4
С-21	24,3	274	-9,14	8,02	68,0
НС-35	23,1	237	-8,87	7,94	68,5

Для подтверждения достоверности результатов численных исследований проведены кратковременные статические испытания натурной опытной конструкции длиной 5,0 м (аналог базового варианта, принятого в численных исследованиях). При испытании опытная конструкция имела с одной стороны шарнирно-подвижную, с другой – шарнирно-неподвижную опору. Опорные реакции передавались на нижнюю грань нижнего пояса через стальные жесткие прокладки длиной 70 мм и шириной, равной ширине пояса. Перед испытанием опытную конструкцию тщательно обследовали визуально. Проводили измерение поперечных сечений рабочих элементов и сравнивали с размерами, заданными в численных расчетах. Фактические пороки древесины были сопоставлены с допусками по нормам. Кроме того, проверяли качество изготовления конструкции (точность подгонки элементов, наличие или отсутствие повреждений древесины и профлистов, качество обработки рабочих поверхностей и т. д.). При проведении испытаний измеряли температуру и влажность воздуха в помещении. Испытания были проведены с использованием «Рекомендаций по испытанию деревянных конструкций», разработанных ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко.

Для получения четкой картины работы балки под нагрузкой при проведении испытаний измеряли:

– основные деформации системы: прогиб балок в середине и третях пролета, осадки опор, деформации профилированного листа в середине опорного и соседнего отсека в трех наиболее характерных точках по высоте, величина сдвига стального листа относительно верхнего пояса балки в опорном сечении;

– фибровые деформации элементов: поясов балки в середине пролета, стенки в середине пролета и в опорном отсеке с симметричным расположением дублирующих тензодатчиков.

Прогибы конструкции замерялись прогибомерами 6ПАО-ЛИСИ с ценой деления 0,01 мм,

деформации профилированного листа контролировались индикаторами часового типа с ценой деления 0,01 мм, а величина сдвига стального листа относительно верхнего пояса балки – индикаторами часового типа с ценой деления 0,001 мм. Фибровые деформации элементов измеряли тензодатчиками с базой 10 мм с применением многоканальной микропроцессорной тензометрической системы ММТС-64.01. При проведении испытаний данные с тензодатчиков поступали на компьютер, обрабатывались и выдавались микропроцессорной системой в виде напряжений. Нагрузки производили до расчетных нагрузок.

В целях объективности сопоставления результатов испытаний с теоретическими данными были выполнены дополнительные статические расчеты исследуемой конструкции при помощи программного комплекса «Лира-9.2». При задании упругих характеристик конечным элементам был введен в расчет фактический модуль упругости древесины поясов и ребер жесткости, установленный стандартными испытаниями образцов, взятых из конструкции после ее разрушения. Экспериментальная величина модуля упругости древесины составила  $E_{др} = 12600$  МПа.

Максимальный прогиб балки в середине пролета при расчетной нагрузке составил 10,24 мм. Разница между экспериментальными и теоретическими значениями прогибов составила 8%. При расчетном значении нагрузки максимальное нормальное напряжение в стенке составило 2,38 МПа. Расхождения между экспериментальными и теоретическими значениями коэффициентов приведения составили не более 4,8 %, что для условий натурального эксперимента можно считать допустимой погрешностью.

В процессе испытаний наблюдалась местная потеря устойчивости стального профилированного листа в середине пролета балки между точками его крепления к верхнему поясу. Причем данный эффект проявился на третьей ступени загрузки (5,4 кН/м). В дальнейшем

Таблица 2. Параметры НДС балки при различных толщинах профлиста С-10 при длительной нагрузке с учетом податливости креплений

Толщина профлиста, мм	$f_{max}$ , мм	$\sigma_{max}$ , МПа в профлисте	$\sigma_{max}$ , МПа в верхнем поясе	$\sigma_{max}$ , МПа в нижнем поясе	$\tau_{max}$ , МПа в приопорной зоне в профлисте
0,5	19,1	-250	-9,14	7,97	53,4
0,6	17,8	-232	-8,32	7,25	45,7
0,7	16,8	-216	-7,07	6,17	40,0

величина деформации профилированного листа между гвоздями из плоскости балки увеличивалась пропорционально росту нагрузки и при ее расчетном значении в среднем составила 2,6 мм. Такой же эффект был выявлен при проведении численных исследований, что также говорит об их адекватности.

#### **Выводы**

1. Стенка деревометаллических балок, выполненная из стальных профилированных листов с продольной ориентацией гофров и скрепленная с поясами и ребрами деревянного каркаса механическими связями, включается в общую работу конструкции, увеличивая тем самым ее прочность и жесткость.

2. Степень неравномерности распределения нормальных напряжений по высоте стенки, определяемая при помощи коэффициента приведения  $k_{ст}$ , практически не зависит от типа примененного профилированного листа, пролета

конструкции, геометрических параметров балки и температурно-влажностных воздействий.

3. Податливость стенки, прикрепленной к деревянному каркасу механическими связями, длительность действия нагрузки и эксплуатационные температурно-влажностные воздействия существенно влияют на напряженно-деформированное состояние балки в целом и должны учитываться в практических расчетах путем введения соответствующих корректировочных коэффициентов.

4. Расчет деревометаллических балок со стенкой из стальных профилированных листов, включенной в общую работу конструкции, рекомендуется выполнять с использованием программного комплекса «ЛИРА» и ему подобных. Инженерный расчет можно производить по методу приведенного сечения с учетом полученных значений корректировочных коэффициентов, определенных для конкретных параметров балок численными или экспериментальными методами.

30.07.2012

### **Работа выполнена в рамках Федеральной целевой программы Министерства образования и науки РФ (номер государственного соглашения 14.U02.21.0129)**

#### **Список литературы:**

1. Патент РФ на изобретение №2276239. МПК Е 04 С 3/07. Балка / П.А. Дмитриев, В.И. Жаданов, С.В. Калинин. Опубл. 10.05.06. Бюл. №13. – 6 с.
2. Жаданов В.И., Калинин С.В. Деревометаллические балки с тонкой гибкой стенкой и конструкции на их основе // Современные строительные конструкции из металла и древесины. – 2005. – Часть 2. – С. 40–44.
3. ГОСТ 24045-90. Профили стальные листовые гнутые с трапециевидными гофрами для строительства. 1984.: ИПК издательство стандартов, 2004. – 24 с.
4. СП 64.13330.2011. Свод правил. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80. – М.: ОАО «ЦСП», 2011. – 141 с.

Сведения об авторах:

**Калинин Сергей Владимирович**, преподаватель кафедры строительных конструкций Оренбургского государственного университета, e-mail: bibis@rambler.ru

**Жаданов Виктор Иванович**, профессор кафедры строительных конструкций Оренбургского государственного университета, доктор технических наук, профессор, e-mail: organ-2003@bk.ru

**Украинченко Дмитрий Александрович**, старший преподаватель кафедры строительных конструкций Оренбургского государственного университета, кандидат технических наук

**Лисов Сергей Вячеславович**, аспирант кафедры строительных конструкций

Оренбургского государственного университета, e-mail: lisoff@bk.ru  
460018, г. Оренбург, пр-т Победы, 13, ауд. 3126, тел. (3532) 372524

#### **UDC 624.011.1**

**Kalinin S.V., Zhadanov V.I., Ukrainchenko D.A., Lisov S.V.**

Orenburg state university, e-mail: organ-2003@bk.ru

#### **FEATURES INTENSE THE DEFORMED CONDITIONS WOODMETALL OF BEAMS WITH THE WALL FROM STEEL PROFILID OF SHEETS**

Results of numerical and pilot studies intense the deformed condition of woodmetall beams with a flexible wall from steel profilid sheets with longitudinal orientation gofred are given. Extent of inclusion of a wall in the general work of a design depending on design features and temperature vormplase influences taking into account a pliability of fastening of a wall to a wooden framework is investigated.

Key words: a woodmetall beam, a wall, a profilid leaf, numerical researches, experiment, intense the deformed condition, durability, tension, deformations, a design procedure.