

**РЕЗУЛЬТАТЫ ИСПЫТАНИЙ ТОНКОСТЕННЫХ  
ДЕРЕВОМЕТАЛЛИЧЕСКИХ БАЛОК С  
ПРОДОЛЬНОЙ ОРИЕНТАЦИЕЙ ГОФРОВ  
СТАЛЬНЫХ ПРОФИЛИРОВАННЫХ ЛИСТОВ**

**RESULTS OF TESTS THIN-WALLED WOOD AND METAL OF  
BEAMS WITH THE LONGITUDINAL ORIENTATION GOFFER  
OF STEEL GOFFERED LEAF**

*Преподаватель Лисов С.В., преподаватель Калинин С.В.  
(Оренбургский государственный университет);*

*Teacher Lisov S.V., teacher Kalinin S.V. (Orenburg state university).*

**Аннотация**

Приведены особенности конструктивного решения деревометаллических балок со стенкой из стальных профилированных листов, включённых в общую работу конструкции. Изложены методика испытаний опытных конструкций и результаты экспериментальных исследований. Дан анализ особенностей работы предложенного типа балок под нагрузкой. Исследована степень включения стенки с продольной ориентацией гофров в общую работу балки на поперечный изгиб.

**Ключевые слова:** деревометаллическая балка; профилированный лист; методика испытаний; эксперимент; напряжения; прогибы.

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 экономить не более 10% материала, в то время как есть потребность в гораздо большей экономии. Достичь её можно, развивая комбинированные конструкции из разномодульных элементов, но не путём их простой комбинации, а на основе творческой композиции, обеспечивающей эффективное использование полезных свойств каждого из применяемых материалов. Так, например, широкое применение в строительстве находят различные сталежелезобетонные фермы, деревобетонные конструкции, клефанерные балки с плоской или волнистой стенками, со стенками из древесностружечных и цементностружечных плит. При всех их достоинствах в сравнении с конструкциями из мономатериала

лов, известные конструктивные решения нельзя признать совершенными, так как их использование связано либо со значительной трудоёмкостью изготовления и сложностью сборки, либо с большим расходом материалов при ограниченной несущей способности.

В связи с вышеизложенным, авторами была предпринята попытка разработки нового конструктивного решения деревометаллической балки / 1 /, отличительной особенностью которой является тонкая стальная стенка, выполненная из стандартных профилированных листов и включённая в общую работу балки на поперечный изгиб. В конструкцию балки входят верхний и нижний пояса, выполненные из цельной или клеёной древесины, рёбра жёсткости, соединённые с поясами, и стенка из стальных профилированных листов, у которых гофры ориентированы вдоль пролёта. 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 жёсткость балки, работающей на поперечный изгиб.

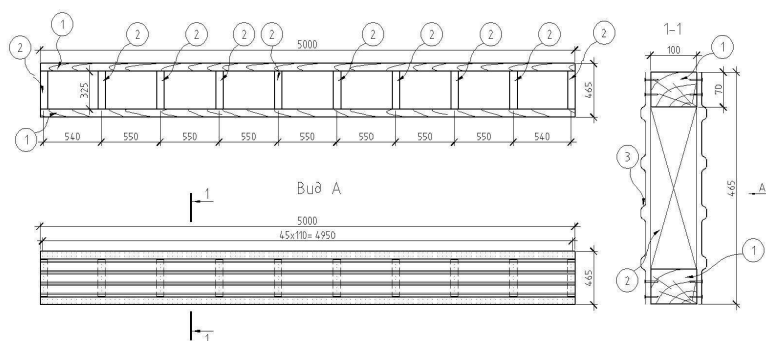


Рисунок 1. Опытная конструкция деревометаллической балки:  
1 - деревянные верхний и нижний пояса; 2 - вертикальные рёбра жёсткости ; 3 – стенка из стального профилированного листа

Для подтверждения выдвинутой гипотезы в строительной лаборатории Оренбургского государственного университета проведены экспериментальные исследования опытной конструкции предложенного типа деревометаллической балки. Испытаниям была подвергнута балка пролётом 5,0 м, запроектированная под погонную расчётную нагрузку 9,0 кН/м. Нижний и верхний пояса, а также вертикальные рёбра жёсткости выполнены из цельной древесины сосны второго

сорта поперечным сечением 70x100 мм. Шаг рёбер жёсткости составлял 550 мм или  $\approx 1/10 L$ . Соединение поясов вертикальных ребер жёсткости выполнено при помощи вклеенных арматурных стержней диаметром 10 мм с применением эпоксидного клея. Соединение стенки с поясами и рёбрами жёсткости решено на гвоздевом забое на гвоздях 2,5x30 мм с соблюдением правил / 3 / в части правил расстановки гвоздей в соединениях деревянных конструкций. Забивка гвоздей производилась в местах сопряжения плоской грани гофров профилированного листа с гранями деревянных элементов балки.

Опытная конструкция испытывалась как балка, имеющая с одной стороны шарнирно-подвижную, с другой стороны – шарнирно-неподвижную опоры. Испытания проводили с использованием методики и рекомендаций / 4 /. Опорные реакции передавались на нижний пояс балки через стальные жёсткие прокладки, размеры которых определяли из расчёта нижнего пояса на смятие древесины поперек волокон.

Для имитации передачи на балку расчётной равномерно-распределённой нагрузки на верхний пояс (например, от клефанерных плит покрытия), были использованы четыре гидравлических домкрата, объединённые в общую систему и передающие нагрузку на восемь точек в местах расположения вертикальных рёбер жёсткости через жёсткие траверсы с расчётным прогибом не более  $1/500L$ . Усилие, создаваемое на насосной станции, посредством передачи гидравлического давления передавалось параллельно соединённым домкратам. Технические особенности соединения домкратов и конструирования системы передачи нагрузки на опытную конструкцию гарантировали равномерно-распределённое давление на цилиндры домкратов, как по величине, так и во времени. Устойчивость плоской формы деформирования балки при проведении испытаний обеспечивали специальными вертикальными траверсами, которые не препятствовали вертикальным прогибам испытываемой конструкции (рис. 3). Нагружение конструкции осуществляли ступенями в равные промежутки времени, составляющие 1...1,5 мин, причём каждой ступени принималась равной 0,2 от расчётной.

Для получения чёткой картины работы деревометаллических балок под нагрузкой при проведении испытаний измеряли:

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

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

Нагрузки производили до расчётных нагрузок. После завершения первых испытаний балку разгружали и выдерживали перед проведением последующих не менее трёх суток. После трёхкратного испытания балки расчётными нагрузками конструкцию довели до разрушения, при этом нагрузку также увеличивали ступенями в соответствии с ранее принятой схемой.

При проведении испытаний соблюдали следующие условия: испытываемая конструкция находилась под нагрузкой на каждой ступени в течение времени, необходимого для снятия отсчётов и стабилизации ( $\approx 10$  мин); отсчёты снимали в одной последовательности – сначала посредине пролёта, затем на опорах. Во время испытаний осуществляли непрерывное наблюдение за поведением исследуемой конструкции с целью фиксации возможных повреждений и неперектных деформаций.

Для обработки результатов испытаний определяли фактический модуль упругости древесины. Влажность стандартных образцов при определении модуля упругости соответствовала влажности на момент испытания балки и колебалась в незначительных пределах от 8,5% до 9,1%. Модуль упругости древесины был определён при статическом изгибе по стандартной методике, при этом его фактическая величина составила 12600 МПа.

В процессе испытаний прогибы балки, как в третях, так и в середине пролёта увеличивались пропорционально росту нагрузки (рис. 2). При достижении нагрузкой расчётной величины (9,0 кН/м) максимальные значения прогибов в середине пролёта составили 10,24 мм или 1/481 от расчётного пролёта. При нормативном значении нагрузки (6,6 кН/м) эти величины соответственно были равны 7,52 мм и 1/656L. Все величины прогибов были определены с учётом фактических значений осадок опор, которые определяли в опорных сечениях с двух сторон балки, при этом в расчёт вводили среднеарифметическое значение от измеренных величин.

В то же время, в процессе испытаний наблюдалась местная потеря устойчивости стального профилированного листа в середине пролёта балки между точками его крепления к верхнему поясу. Причём данный эффект проявился на третьей ступени загрузки (5,4 кН/м). В дальнейшем величина деформации профилированного листа между гвоздями из плоскости балки увеличивалась пропорционально росту нагрузки и при её расчётном значении в среднем составила 1,2 мм.

Также процесс деформирования стального профилированного листа из плоскости балки был зафиксирован при помощи индикаторов в опорном и примыкающем к нему отсеках практически с первой ступени загрузки. Величины прогибов стенки в середине отсеков нарастают пропорционально нагрузке и при её расчётном значении составили 0,9 мм в опорном отсеке и 0,7 мм в примыкающем отсеке.

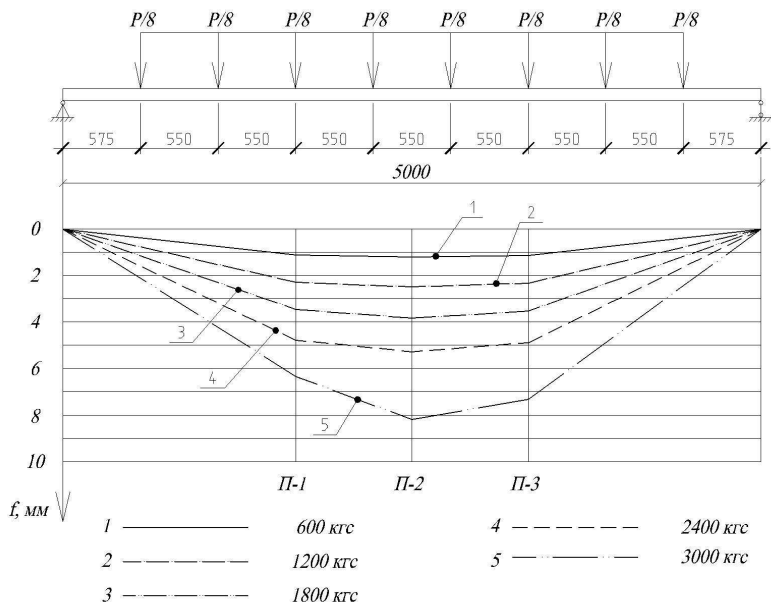


Рис. 2. График прогибов балки по ступеням загрузки

Анализируя это явление, следует отметить, что местная потеря устойчивости стального профилированного листа в середине пролёта балки между крепёжными гвоздями, соединяющими верхний пояс со стенкой, а также прогибы профилированного листа из плоскости балки в середине отсеков, расположенных у опор, не повлияла на общий упругий характер деформирования балки, при котором рост прогибов происходил практически пропорционально росту нагрузки.

Характер распределения нормальных напряжений в стенке в середине пролёта балки показан на рис. 3. Как видно из рисунка, стенка из стальных профилированных листов с продольной ориентацией гофров практически полностью включается в общую работу балки, тем самым увеличивая её прочность и жесткость. При этом в зоне крепления

стенки к поясам при помощи гвоздей наблюдается некоторое падение значений напряжений, что можно объяснить локальными точками крепления листа к поясам, за счет чего и происходит такое снижение. Предполагая, что характер распределения нормальных напряжений в стенке соответствует элементарной теории поперечного изгиба и сравнивая теоретические эпюры с экспериментальными данными можно рассчитать корректировочный коэффициент, учитывающий изменение нормальных напряжений в стенке в зоне ее крепления к поясам в меньшую сторону. Обработка опытных данных показала, что значение такого коэффициента составляет 0,85, причем это значение сохраняется по всем ступеням загрузки. Отметим, что рост напряжений во всех контролируемых точках происходил практически пропорционально росту нагрузки, что позволяет утверждать об упругом характере деформирования балки при достижении нагрузки расчетной величины. Аналогичный характер распределения напряжений по высоте стенки наблюдался и в опорном отсеке с соответствующими значениями нормальных напряжений.

Полученные результаты тензометрирования явились дополнительным доказательством принятого допущения о том, что местная потеря устойчивости стального профилированного листа в середине пролёта балки между крепёжными гвоздями, соединяющими верхний

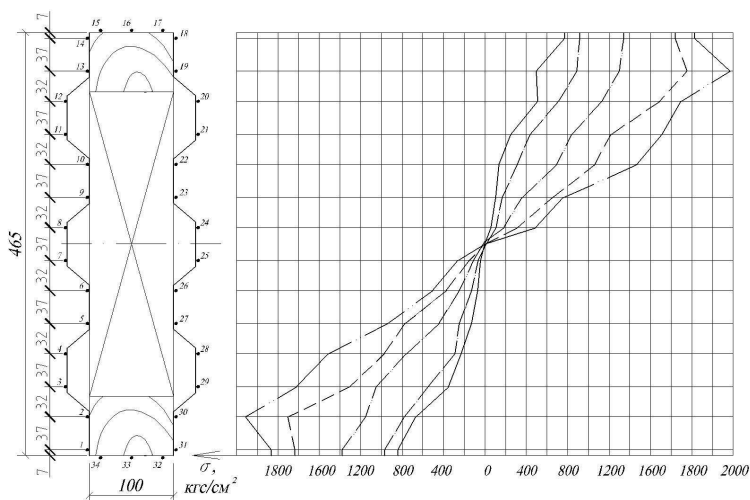


Рис. 3. Графики нормальных напряжений в стенке в середине пролёта балки по ступеням загрузки

пояс со стенкой могут не учитываться в практических расчётах при определении геометрических характеристик поперечного сечения.

Опытная конструкция балки разрушилась при нагрузке 12,8 кН/м, что в 1,42 раза превышает расчётную величину. Процесс разрушения сопровождался падением давления в гидравлической системе и при восстановлении его величины до 12,8 кН/м непрерывным ростом деформаций балки, при этом в опорных сечениях происходило выпучивание стального профилированного листа из плоскости балки с выдергиванием крепёжных гвоздей из опорного вертикального ребра жесткости и приопорных зон поясов.

**Выводы.** 1. Стенка балки из стального профилированного листа, скреплённая с рёбрами деревянного каркаса, эффективно включается в совместную работу балки на поперечный изгиб при продольной ориентации гофров, при этом нормальные напряжения по высоте стенки распределяются практически в полном соответствии с теорией элементарного изгиба.

2. Включение стенки в общую работу конструкции позволяет на 18...30% увеличить геометрические характеристики конструкции в зависимости от пролёта балки и типа применённого листа.

3. Инженерный расчёт можно проводить по методу приведённого сечения с учётом фактических значений модулей упругости применённой древесины и стали, при этом доля участия стенки в общей работе конструкции должна учитываться с корректировочным коэффициентом 0,85.

**Примечание.** Исследование выполнено при поддержке Министерства образования и науки Российской Федерации, соглашение 14.U02.21.0129.

#### *Список литературы:*

1. Калинин С.В. Деревометаллические балочные конструкции со стенкой из стального профилированного листа / Калинин С.В., Жаданов В.И. - Изв. вузов. Строительство, 2012, №6. - с. 90-96
2. СП 64.13330.2011. Свод правил. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80. - М.: ОАО «ЦПП», 2011. - 141 с.
3. Рекомендации по испытанию деревянных конструкций / ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. - М.: Стройиздат, 1976. - 28 с.
4. Ренский А.Б. Тензометрирование строительных конструкций и материалов / А.Б. Ренский, Д.С. Баранов – М.: Стройиздат, 1977. – 240с.