

ИСПЫТАНИЕ СОСТАВНОЙ БАЛКИ НА СТАЛЬНЫХ ВИТЫХ КРЕСТООБРАЗНЫХ СТЕРЖНЯХ

Аркаев М.А., Афанасьев В.Е., канд. техн. наук, доцент,

Овчинников И.В

Оренбургский государственный университет,

Сибирский федеральный университет

Необходимость усиления деревянных балок возникает в случае снижения их эксплуатационной надежности и долговечности, а так же при увеличении действующих нагрузок [1- 3]. Учитывая тот факт, что исторический пик массового строительства зданий и сооружений с использованием несущих конструкций на основе древесины в послевоенное время приходится на 50-80-е годы XX века, в настоящее время вопрос их усиления, несомненно, является актуальным.

Наиболее простым, но в то же время эффективным способом усиления эксплуатируемых деревянных балочных конструкций является усиление путем увеличения площади поперечного сечения [4, 5], при котором образуется составная балка. Совместность работы отдельных элементов обеспечивается за счет установки соединительных связей, функцию которых в исследуемом случае выполняют стальные витые крестообразные стержни. Их достоинства, особенно при витой форме, по сравнению с традиционными механическими связями определяют целесообразность их применения и при усилении деревянных конструкций.

С целью определения действительной несущей способности и деформативности составных балок, образуемых при усилении путем увеличения поперечного сечения с использованием стальных витых крестообразных стержней, были проведены их испытания при кратковременном действии нагрузок.

Для проведения испытаний для получения объективных данных с учетом методики планирования эксперимента были изготовлены из цельной древесины сосны четыре абсолютно идентичные составные балки длиной 3,0 м Б-1, Б-2, Б-3 и Б-4, рассчитанные под погонную расчетную нагрузку 5,0 кН/м (нормативная нагрузка 4,2 кН/м). Расчетный пролет балки – 2900 мм.

Нижняя балка выполнена поперечным сечением 94x145 мм (имитация эксплуатируемой балки), верхняя – 94x95 мм (имитация балки усиления). Конструкция опытной составной балки представлена на рисунке 1.

В качестве соединительных связей использовали крестообразные стержни витой формы с габаритными размерами 12 мм, установленные перпендикулярно продольной оси балки с шагом 120 мм. Общее количество стержней – 20 штук, при этом в средней зоне балки на участке длиной $0,2l = 600$ мм стержни не ставили. Несущая способность стержня и их количество определялось в соответствии с СП 64.13330.2017 «Деревянные конструкции» и [6-8]. Стержни вводились в проектное положение при помощи монтажного пистолета ПЦ-84. Перед непосредственным изготовлением составной балки выполнялась серия

пробных выстрелов для определения глубины внедрения стержня в массив древесины в зависимости от типа патрона.



Рисунок 1 – Опытная конструкция составной балки.

Расчетная схема испытываемой конструкции представляла собой балку, имеющую с одной стороны шарнирно-подвижную, с другой - шарнирно-неподвижную опоры. Опытная балка в момент проведения испытаний показана на рисунок 2.



Рисунок 2 – Опытная составная балка на испытательном стенде.

Влажность древесины и воздуха в лаборатории, где проходили испытания, контролировалась постоянно с помощью соответственно электронного влагомера и гигрометра. Испытания балок были проведены с использованием методики и рекомендаций по испытанию деревянных конструкций.

Для получения действительной картины работы составных балок на витых стержнях крестообразного поперечного сечения под нагрузкой при проведении испытаний измеряли:

- основные деформации системы: прогибы балок в середине и третях пролета, осадки опор, взаимное смещение верхней и нижней балок по шву сплачивания у торцов, в третях и в середине пролета;
- фибровые деформации древесины в середине пролета балки.

Для определения вышеуказанных деформаций приборы были установлены на опытные конструкции согласно рисункам 3, 4.

Прогибы балки замеряли прогибомерами 6ПАО-ЛИСИ с ценой деления 0,01 мм, взаимное смещение балок по длине и осадки опор контролировали индикаторами часового типа с ценой деления 0,01 мм. Фибровые деформации элементов измеряли тензодатчиками с базой 12 мм.

Нагрузку балок производили до расчетных нагрузок ступенями, равными $0,2 P_{расч}$. Нагрузка на балку передавалась посредством насосной станции, подключенной к двум параллельно работающим домкратам, и двумя траверсами, при помощи которых усилие от домкрата передали на балку в виде сосредоточенных сил в четырех точках, расположенных равномерно по длине балки. Величина прилагаемой нагрузки контролировалась с помощью динамометров ДОСМ-3-1 и ДОС-5.

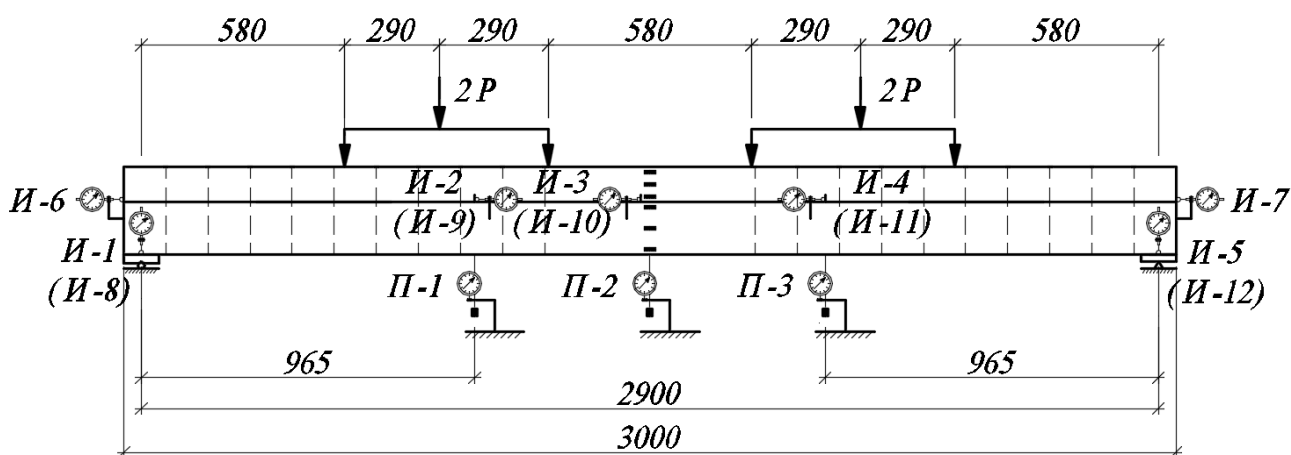


Рисунок 3 – Расположение механических приборов на опытной балке:

а - схема расстановки механических приборов; б - индикатор часового типа ИЧ-10 для измерения осадки опор; в, г - индикаторы часового типа ИЧ-10 для измерения взаимного смещения верхней и нижней балок по шву сплачивания в третях пролета и у торцов соответственно; д - прогибомер 6ПАО-ЛИСИ.

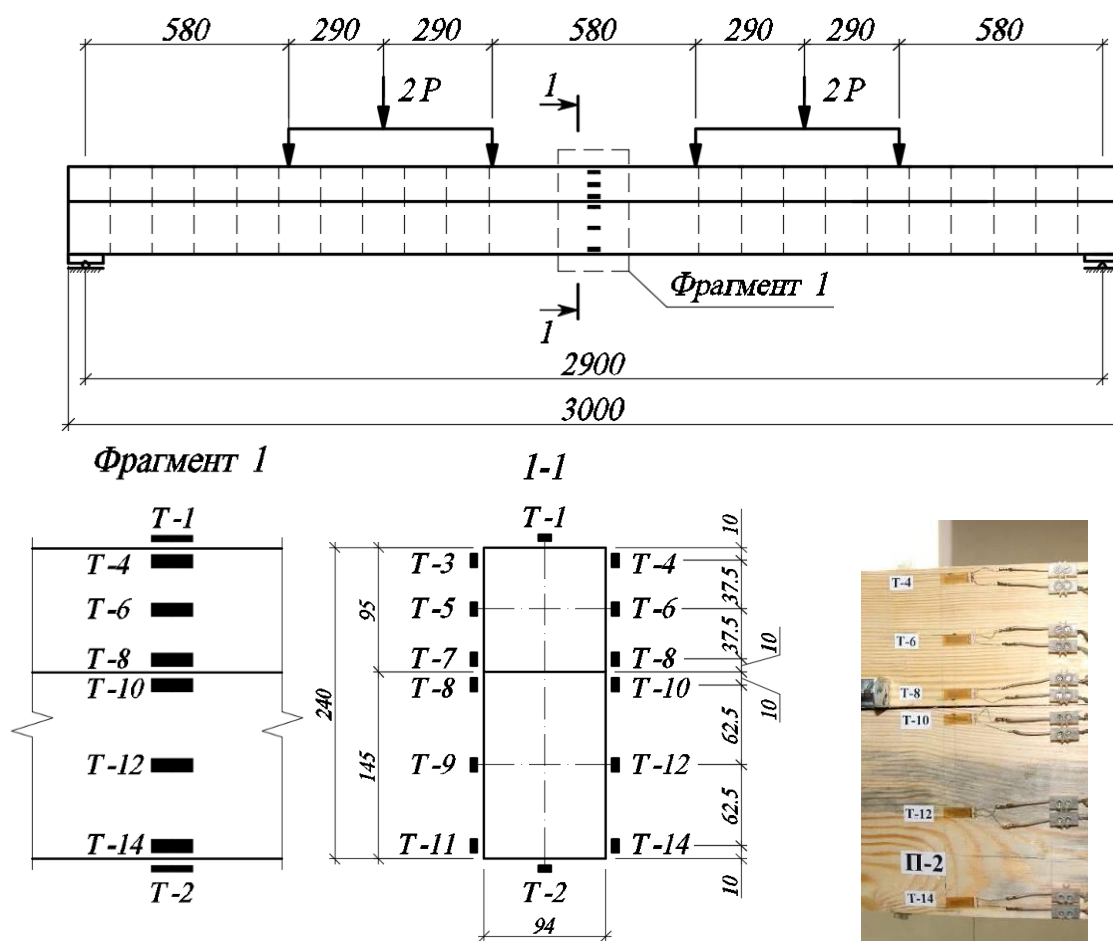


Рисунок 4 – Расположение тензодатчиков на опытной балке:
 а – схема расстановки тензодатчиков; б – тензодатчики,
 установленные на опытной конструкции.

Прогибы балки замеряли прогибомерами 6ПАО-ЛИСИ с ценой деления 0,01 мм, взаимное смещение балок по длине и осадки опор контролировали индикаторами часового типа с ценой деления 0,01 мм. Фибровые деформации элементов измеряли тензодатчиками с базой 12 мм.

Нагружение балок производили до расчетных нагрузок ступенями, равными $0,2 P_{\text{расч}}$. Нагрузка на балку передавалась посредством насосной станции, подключенной к двум параллельно работающим домкратам, и двумя траверсами, при помощи которых усилие от домкрата передали на балку в виде сосредоточенных сил в четырех точках, расположенных равномерно по длине балки. Величина прилагаемой нагрузки контролировалась с помощью динамометров ДОСМ-3-1 и ДОС-5.

После завершения первых испытаний балки разгружали и выдерживали перед проведением последующих не менее трех суток. При проведении испытаний соблюдали следующие условия:

- нагрузку прикладывали ступенями в равные промежутки времени, составляющие ≈ 1 минуту;

- испытываемая конструкция находилась под нагрузкой на каждой ступени в течение времени, необходимого для снятия отчетов (не более 1 минуты) и стабилизации (≈ 5 мин);

- отсчеты снимали в одной последовательности – сначала посередине пролета, затем на опорах.

Измерение деформаций проводили после загрузки и непосредственно перед приложением нагрузки. Во время испытаний осуществляли непрерывное наблюдение за поведением исследуемой конструкции с целью фиксации возможных повреждений и непроектных деформаций.

Всего на каждой испытываемой балке было установлено 14 тензорезисторов, 3 прогибомера, 12 индикаторов с ценой деления 0,01 мм.

В конце испытаний до разрушения в соответствии с рекомендациями по испытанию деревянных конструкций отбирали образцы для контрольного определения прочности и модуля упругости древесины при поперечном изгибе. Влажность деревянных элементов устанавливали с помощью электронного влагомера МГ-4Д.

Анализ результатов кратковременных испытаний изгибаемых балок.

Испытания составных балок проведены в полном соответствии с вышеизложенной методикой. В условиях строительной лаборатории ОГУ было испытано четыре балки. Трехкратное нагружение осуществляли до расчетных нагрузок плюс одна ступень, после чего балки Б-1, Б-2 и Б-3 были доведены до разрушения, а балка Б-4 подвергнута длительным испытаниям.

При проведении испытаний принципиальных различий в измеряемых величинах у всех балок не выявлено. Величина расхождения данных не превышала 11,5 %. В связи с этим результаты исследований получены как средние арифметические значения по данным трех однотипных испытаний четырех балок.

В процессе испытаний прогибы балок Б-1, Б-2, Б-3 и Б-4, как в третях, так и в середине пролета увеличивались пропорционально росту нагрузки, при этом разница в значениях деформаций у четырёх балок не превышала 9,0 %. При достижении нагрузкой расчетной величины ($P=3,0$ кН, эквивалентная погонная нагрузка $q_{\text{экв}}=5,0$ кН/м) максимальные значения прогибов в середине пролета составили 9,60 мм или $1/302$ от расчетного пролета (рисунок 5,а). При нормативном значении ($P=2,5$ кН, $q_{\text{экв}}=4,2$ кН/м) эти величины соответственно были равны 8,25 мм и $1/352L$. Все величины прогибов были определены с учетом фактических значений осадок опор, которые определяли в опорных сечениях с двух сторон балки, при этом в расчет вводили среднеарифметическое значение от измеренных величин. Также пропорционально росту нагрузки происходило увеличение горизонтальных взаимных смещений верхнего и нижнего брусьев, замеренных как на опорах, так и третях пролета (рисунок 5,б). Этот факт также свидетельствует об упругой работе балки в пределах расчетных нагрузок. При расчетной нагрузке максимальная величина этого смещения составила 0,71 мм.

Экспериментальный прогиб в середине пролета на 14 % больше теоретической величины 8,2 мм, полученной при расчете балки по методике СП 64.13330.2017 «Деревянные конструкции» с введением фактического модуля упругости древесины $E_d=12000$ МПа. Такое расхождение подтверждает необходимость при выполнении усиления балочных конструкций применять поддомкрачивание до внедрения стержней с созданием обратного выгиба, что за счет предварительного напряжения позволит сразу включить соединительные элементы в работу усиливаемой балки.

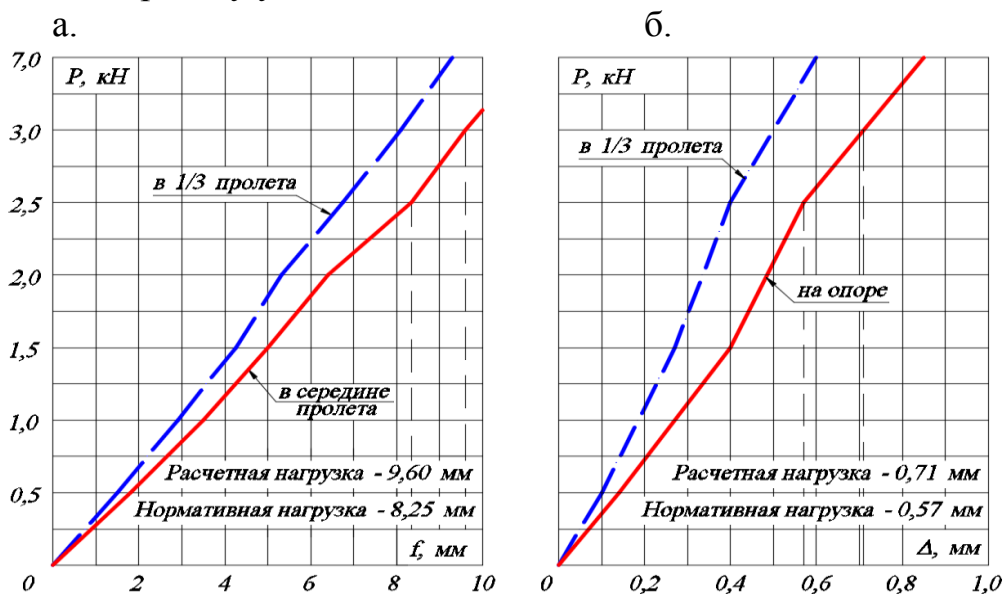


Рисунок 5 - Прогибы балок (а) и взаимное смещение брусьев (б) в середине и третях пролета.

Характер распределения нормальных напряжений по высоте сечения в середине пролета балки показан на рисунок б. Как видно из рисунка, соединительные связи в виде витых крестообразных стержней практически сразу включаются в работу балки. Однако это включение не обеспечивает работу конструкции как монолитной и приводит к скачку в значениях нормальных напряжений по линии сплачивания брусьев. Такая картина распределения напряжений полностью соответствует теории составных стержней, когда из-за податливости связей наблюдается увеличение значений напряжений в крайних волокнах в сравнении с балками цельного поперечного сечения. Одновременно величины напряжений меньше соответствующих расчетных значений для балок-пакетов, что подтверждает эффективную работу связей.

Отметим, что рост напряжений во всех контролируемых точках, как и нарастание деформаций, происходил практически пропорционально росту нагрузки, что является дополнительным фактом, позволяющим утверждать об упругом характере деформирования балки при достижении нагрузкой расчетной величины.

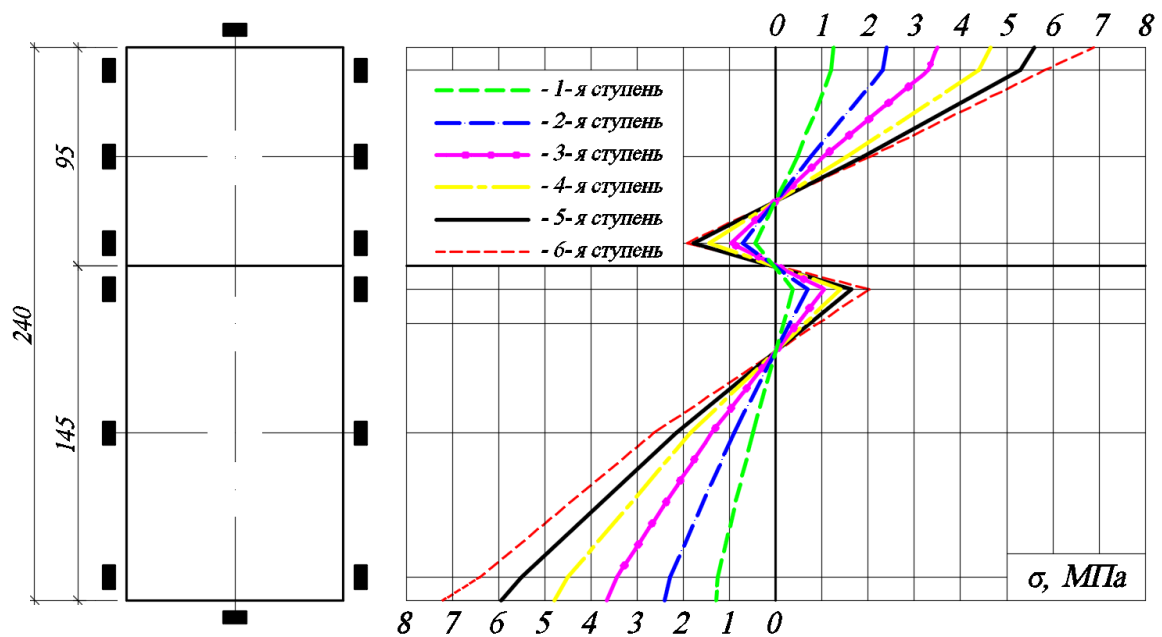


Рисунок 6 – Характер распределения нормальных напряжений по высоте сечения в середине пролета балки.

Опытная конструкция балки Б-1 разрушилась при нагрузке $P=13,0$ кН, что в 4,33 раза превышает расчетную величину. Разрушение было хрупким и произошло из-за характерного разрыва волокон древесины нижней грани балки в середине пролета. При увеличении нагрузки наблюдалось увеличение величины смещения торцов сплачиваемых брусьев относительно друг друга. Расчетное сопротивление древесины изгибу было превышено в 2,4 раза, то есть этой величине соответствует фактический коэффициент безопасности. Требуемый коэффициент безопасности, определенный согласно [9, 10] по формуле:

$$K_{xp} = 1,48(1,88 - 0,106 \lg t) \quad , \quad (1)$$

где t – приведенное время, соответствующее действию неизменной нагрузки, определяемое по формуле:

$$t = 0,02t_1 + t_2 \quad , \quad (2)$$

где t_1 – время доведения нагрузки до разрушающей величины, сек;
 t_2 – время, в течение которого конструкция выдерживала разрушающую нагрузку, сек.:

$$t = 0,02 \cdot 14340 + 140 = 427 \text{ сек} \quad ,$$

$$K_{xp} = 1,48(1,88 - 0,106 \lg 427) = 2,37 < 2,4 \quad ,$$

что свидетельствует о достаточной несущей способности и эксплуатационной надежности разработанного способа усиления с учетом длительности действия нагрузки.

Превышение разрушающей нагрузки расчетной в 4,3 раза объясняется тем, что при расчете балки определяющим фактором была ее деформативность, а значения максимальных нормальных напряжений при этом были на 44% ниже нормируемого расчетного сопротивления древесины изгибу.

Процесс разрушения как балки Б-2, так и балки Б-3, был идентичным и также был связан с хрупким разрывом волокон древесины нижней грани балки в середине пролета.

Полученные коэффициенты безопасности в целом для условий испытаний натуральных конструкций с учетом фактического характера разрушения (разрыв волокон древесины растянутой зоны) можно считать достаточными для гарантии эксплуатационной надежности предложенного способа усиления. Отметим, что какие-либо разрушения соединительных элементов, смятия опорных частей, увеличение зазора между сплавляемыми брусками не наблюдались.

Выводы. В результате проведенных испытаний получены новые экспериментальные данные о напряженно-деформированном состоянии изгибаемых балочных конструкций, усиленных путем увеличения поперечного сечения с использованием стальных витых крестообразных стержней. Разработанный способ усиления деревянных конструкций с использованием витых стержней крестообразного поперечного сечения обладает необходимой степенью прочности и жесткости при кратковременном действии нагрузок.

Возможность использования предлагаемого способа усиления так же подтверждается результатами аналогичных испытаний при длительном действии нагрузок, проведенных в Оренбургском государственном университете (ОГУ).

В настоящее время актуальность дальнейшего изучения витых крестообразных стержней не вызывает сомнений. В связи с этим в ОГУ проводятся разработки и экспериментальные исследования различных способов усиления деревянных конструкций с использованием предлагаемых стержней, так же изучается вопрос совершенствования технологии их изготовления в т.ч. возможности использования в качестве сырья полимерных и композитных материалов.

Список литературы

- 1. Большаков, В.В. Руководство по эксплуатации и ремонту деревянных конструкций // ГОССТРОЙИЗДАТ, 1939.*
- 2. Гуськов, И.М. Эксплуатация деревянных конструкций и методы устранения их дефектов // Учебное пособие. Москва, 1982. 106с.*
- 3. Аркаев М.А., Жаданов В.И., Столповский Г.А., Украинченко Д.А., Лисов С.В. Усиление деревянных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений (монография). Оренбург: ООО ИПК «Университет», 2012. - 176 с.*

4. Аркаев М.А., Жаданов В.И. Расчет односрезных соединений на витых крестообразных нагелях при усилении деревянных конструкций путем увеличения поперечного сечения // Известия вузов. Строительство. - №2. - 2017. - С. 92-100.

5. Аркаев М.А., Жаданов В.И., Столповский Г.А. Усиление деревянных конструкций с использованием витых крестообразных нагелей // Промышленное и гражданское строительство. - №5. – 2017. – С. 23-29.

6. Дмитриев, П.А. Экспериментальные исследования соединений элементов деревянных конструкций на металлических и пластмассовых нагелях и теория их расчета с учетом упруговязких и пластических деформаций. Диссертация на соискание ученой степени доктора техн. наук. - Новосибирск: НИСИ, 1975. - 529 с.

7. Шведов, В.Н. Соединение деревянных элементов на нагелях крестообразного сечения, забитых огнестрельным способом. Диссертация на соискание ученой степени канд. техн. наук. Новосибирск: 1999. 185 с.

8. Столповский, Г.А. Соединение деревянных элементов на витых крестообразных стержнях, работающих на выдергивание. Диссертация на соискание ученой степени канд. техн. наук. Оренбург: 2011. 186 с.

9. Рекомендации по испытанию деревянных конструкций / ЦНИИСК. – М.: Стройиздат, 1976. – 28 с.

10. ГОСТ 33082-2014. Конструкции деревянные. Методы определения несущей способности узловых соединений.