

УДК 624(075.8)

Манапов А.З. – кандидат технических наук, доцент

E-mail: man48-75@mail.ru

Галимшин Р.А. – кандидат технических наук, доцент

Гимранов Л.Р. – кандидат технических наук, ассистент

E-mail: leenur@mail.ru

Казанский государственный архитектурно-строительный университет

Адрес организации: 420043, Россия, г. Казань, ул. Зелёная, д. 1

Интервальный анализ несущих конструкций защитного сооружения Ханского дворца в г. Булгары РТ

Аннотация

Определены и оценены в интервальной форме неопределенности расчетной схемы, нагрузок и прочности материалов несущих деревянных конструкций защитного сооружения над руинами Ханского дворца в г. Булгары РТ. Решение неопределенностей выполнено с применением метода статистического моделирования путем генерирования в процессной форме возможных сочетаний параметров нагрузок, функций перехода от нагрузок к усилиям и напряжениям и прочности клееной древесины. Конечные результаты решений представлены в виде двух множеств: напряжений в сечениях конструкций и удельной прочности клееной древесины, использованной при строительстве. Отказ конструкции представлен как количество случаев превышения напряжений над удельной прочностью при их сравнении на каждом временном интервале, равном 10 суткам за планируемый срок эксплуатации 50 лет.

Ключевые слова: напряжение, прочность, статистическое моделирование, пролет балки, расчетная схема.

Архитектурное решение защитного сооружения над руинами Ханского дворца в г. Булгары РТ, реализованное в форме четырехгранного шатра с использованием в качестве основных несущих конструкций клееных деревянных балок пролетом до 29 метров, относится к уникальным сооружениям деревянного зодчества. Конструктивная, расчетная и геометрическая схемы шатрового покрытия защитного сооружения приведены на рис. 1-3.

При выполнении расчета клееных деревянных балок защитного сооружения обнаружился ряд неопределенностей, существенно влияющих на напряженно-деформированное состояние сооружения в целом и его отдельных конструктивных элементов. Выявленные и требующие решения неопределенности были разделены на группы в зависимости от значимых причин их появления и влияния (таблица 1).



Рис. 1. Несущие конструкции укрытия защитного сооружения над руинами Ханского дворца в г. Булгары РТ. Период монтажа клееных деревянных балок

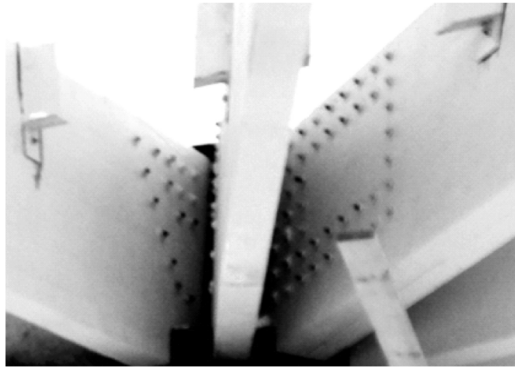


Рис. 2. Верхний опорный узел главной балки ГБ-3

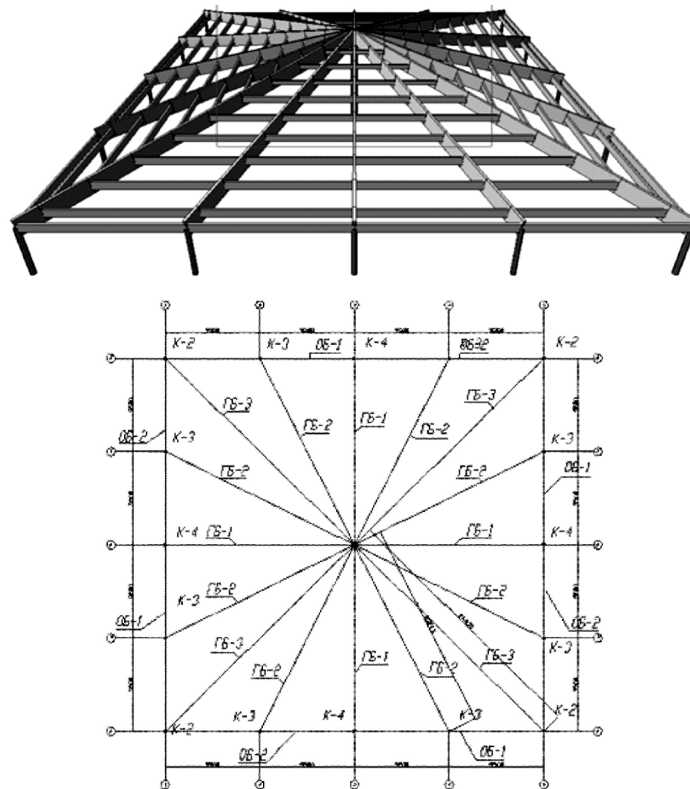


Рис. 3. Расчетная схема несущих конструкций защитного сооружения над руинами Ханского дворца в г. Булгары РТ

Таблица 1

№	Содержание неопределенности
1	Неопределенности, связанные с составлением расчетной схемы, с физической и геометрической нелинейностью
2	Неопределенности, связанные с назначением нагрузок
3	Неопределенности, связанные с прочностью и деформативностью материалов и изменениями их свойств во времени

Как следует из таблицы 1, к первой группе были отнесены неопределенности, связанные с составлением расчетной схемы сооружения. Эти неопределенности прежде всего связаны с податливостью узлов деревянных конструкций и их влиянием на перераспределение усилий между конструктивными элементами. В отличие от стальных конструкций в деревянных конструкциях затруднительно, а во многих случаях и невозможно, обеспечить равную деформативность узлов с основными элементами конструкций. Например, в рассматриваемом сооружении, в узле опирания прогонов на

главные балки, смятие прогонов будет происходить вдоль волокон, а смятие главных балок – поперек волокон. Учитывая, что модули упругости вдоль волокон и поперек волокон отличаются в несколько раз, передача усилий из одного элемента к другому будет вызывать неодинаковые деформации. В этой связи на распределение внутренних усилий в элементах пространственного каркаса защитного сооружения в г. Булгары в значительной степени влияют характеристики прочности и жесткости узлов. Неопределенности, связанные с составлением расчетной схемы защитного сооружения в г. Булгары решались вариантным методом, путем составления различных возможных расчетных схем с анализом изменений внутренних усилий.

Рассмотрено три возможных варианта расчетной схемы главных балок ГБ-2 и ГБ-3 (табл. 2).

Таблица 2

Номер варианта расчетной схемы	Условия опирания балок на колонны	Условия взаимодействия с прогонами
1 вариант расчетной схемы	Жесткая заделка на центральной и крайних колоннах	Узлы соединения с прогонами шарнирные. Жесткость на линейные перемещения равна нулю
2 вариант расчетной схемы	Шарнирное опирание на центральную и крайние колонны	Узлы соединения с прогонами шарнирные. Жесткость на линейные перемещения конечная по расчету
3 вариант расчетной схемы	Шарнирное опирание на центральную и крайние колонны	Узлы соединения с прогонами шарнирные. Жесткость на линейные перемещения равна нулю

В соответствии с принятыми вариантами расчетных схем выполнены расчеты внутренних усилий M и N и определен диапазон их возможных значений (рис. 4-5, табл. 3-4).

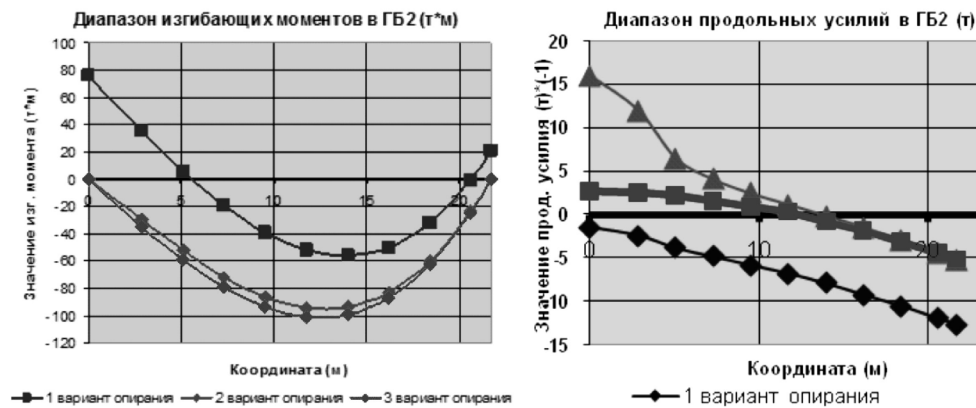


Рис. 4. Диапазон изменения значений внутренних усилий в балке ГБ-2

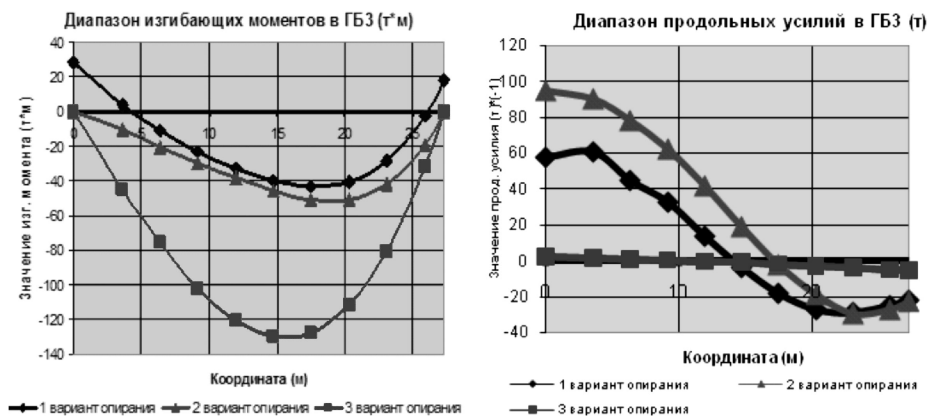


Рис. 5. Диапазон изменения значений изгибающих моментов в балке ГБ-3

Таблица 3

Коэффициенты перехода для ГБ-3
Внутренние усилия в сечениях главной балки ГБ-3
при различных вариантах расчетной схемы

Координаты (м)	1 вариант расчетной схемы		2 вариант расчетной схемы		3 вариант расчетной схемы	
	M (т*м)	N (т)	M (т*м)	N (т)	M (т*м)	N (т)
0,0	28,2	58,0	0,0	95,0	0,0	2,4
3,6	3,7	60,5	-10,5	90,0	-45,1	1,2
6,4	-11,1	45,0	-20,5	78,5	-75,8	0,8
9,2	-23,3	33,0	-29,6	62,0	-102,0	0,4
12,0	-32,8	14,0	-38,3	41,5	-120,4	-0,4
14,8	-40,1	-3,5	-46,1	19,0	-129,7	-1,0
17,5	-43,5	-18,0	-51,1	-2,0	-127,5	-2,0
20,3	-40,7	-27,0	-51,0	-19,0	-111,8	-3,0
23,1	-28,6	-29,0	-41,8	-29,5	-80,8	-4,0
25,9	2,5	-25,0	-19,4	-27,0	-31,8	-5,0
27,3	17,9	-22,0	0,0	-23,0	0,0	-5,6

Таблица 4

Коэффициенты перехода для главной балки ГБ-2

Координаты (м)	1 вариант расчетной схемы		2 вариант расчетной схемы		3 вариант расчетной схемы	
	$K_M (м^3)$	$K_N (м^2)$	$K_M (м^3)$	$K_N (м^2)$	$K_M (м^3)$	$K_N (м^2)$
0,0	-117,5	241,7	0,0	395,8	0,0	10,0
3,6	15,4	252,1	-43,8	375,0	-187,9	5,0
6,4	-46,3	187,5	-85,4	327,1	-315,8	3,3
9,2	-97,1	137,5	-123,3	258,3	-425,0	1,7
12,0	-136,7	58,3	-159,6	172,9	-501,7	-1,7
14,8	-167,1	-14,6	-192,1	79,2	-540,4	-4,2
17,5	-181,3	-75,0	-212,9	-8,3	-531,3	-8,3
20,3	-169,6	-112,5	-212,5	-79,2	-465,8	-12,5
23,1	-119,2	-120,8	-174,2	-122,9	-336,7	-16,7
25,9	10,4	-104,2	-80,8	-112,5	-132,5	-20,8
27,3	74,6	-91,7	0,0	-95,8	0,0	-23,3

Таблица 5

Координаты (м)	Интервалы функции распределения коэффициента перехода $K_M (м^3)$ для главной балки ГБ-2			Интервалы функции распределения коэффициента перехода $K_N (м^2)$ для главной балки ГБ-2		
	Максимум	Минимум	Параметры распредел	Максимум	Минимум	Параметры распредел
0,0	117,5	0,0	M=58,5 $\Delta=19,5$	395,8	10,0	M=192,9 $\Delta=60,9$
3,6	187,9	15,4		375,0	5,0	
6,4	315,8	46,3		327,1	3,3	
9,2	425,0	97,1		258,3	1,7	
12,0	501,7	136,7		172,9	1,7	
14,8	540,4	167,1	M=353 $\Delta=62,2$	79,2	4,2	M=37,5 $\Delta=11,1$
17,5	531,3	181,3		75,0	8,3	
20,3	465,8	169,6		12,5	12,5	
23,1	336,7	119,2		122,9	16,7	
25,9	132,5	10,4		112,5	20,8	
27,3	74,6	0,0		95,8	23,3	

С использованием полученных результатов составлены функции распределения коэффициента перехода $K_M (м^3)$, один из которых представлен на рис. 6.

Распределение коэффициента перехода для сечения ГБ-2-14.8

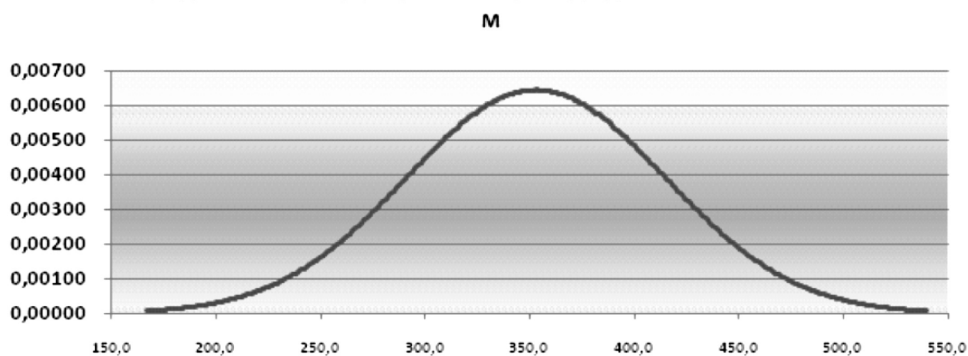


Рис. 6. Распределение коэффициентов перехода для сечения ГБ-2-14.8

При статическом расчете сооружения и для перехода от усилий к напряжениям использованы геометрические параметры главных балок (табл. 6).

Таблица 6

Геометрические характеристики главных балок

Главная балка ГБ-2		
№	Наименование	Значение
1	Размеры сечения	H=1300 мм, b=180 мм
2	Момент сопротивления, W_x	50700 см ³
3	Момент инерции, J_x	3295500 см ⁴
4	Статический момент брутто сдвигаемой части поперечного сечения элемента относительно нейтральной оси, S_x	38025 см ³
Главная балка ГБ-3		
№	Наименование	Значение
1	Размеры сечения	H=1300 мм, b=280 мм Площадь сечения 3640 см ²
2	Момент сопротивления, W_x	78866 см ³
3	Момент инерции, J_x	5126333 см ⁴
4	Статический момент брутто сдвигаемой части поперечного сечения элемента относительно нейтральной оси, S_x	59150 см ³

На втором этапе рассмотрены неопределенности, связанные с назначением нагрузок. Постоянные нагрузки от веса несущих и ограждающих конструкций корректировались в процессе проектирования и строительства в связи с изменениями сортаментов, типа и параметров материалов. Например, в процессе проектирования по желанию заказчика производилась замена кровельных прогонов из деревянного бруса на стальные квадратные трубы, изменялись требования по толщине светопрозрачного покрытия. Большие неопределенности связаны со снеговой нагрузкой. С одной стороны, в последнюю зиму 2010/2011 гг. наблюдались рекордные за весь период наблюдений зимние осадки, что практически поставило под сомнение имеющиеся положения по назначению расчетных снеговых нагрузок. С другой стороны, в нормативной литературе отсутствуют рекомендации по назначению коэффициента перехода от веса снегового покрова на земле к весу снегового покрова на кровле для шатровых покрытий.

Таблица 7

№	Наименование нагрузок
1	Постоянные нагрузки от веса несущих конструкций
2	Постоянные нагрузки от веса ограждающих конструкций
3	Вес снегового покрова на земле
4	Вес снегового покрова на покрытии

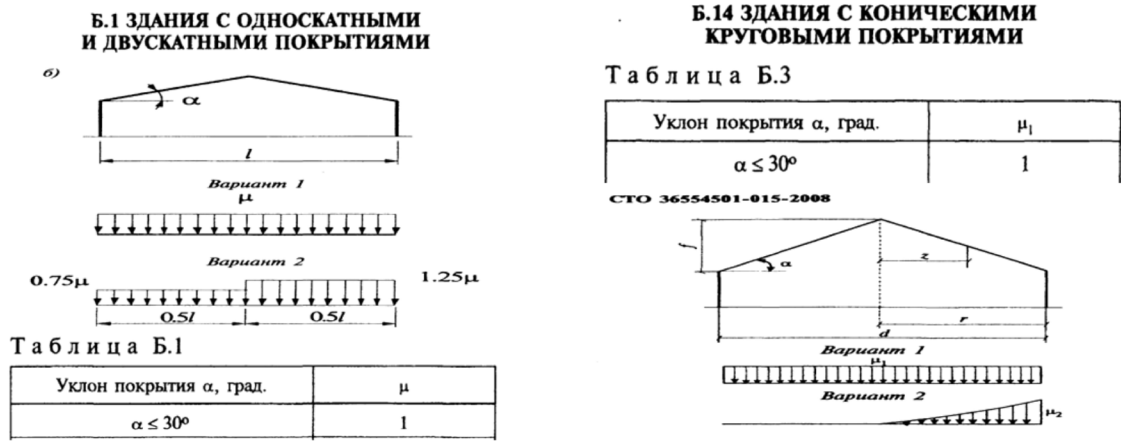


Рис. 7. Распределение снеговой нагрузки на покрытия, близкие по очертанию к шатру защитного сооружения

Статистическое представление снеговой нагрузки принято в соответствии с рекомендациями в пособии [94] к СНиП II-23-81 (табл. 8).

Таблица 8

Снеговой район по [3]	Среднее значение веса снегового покрова на 1 м ² горизонтальной поверхности, Па (кгс/м ²)	Коэффициент вариации V_f
IV	1470 (150)	0,30
V	1960 (200)	0,30

Коэффициенты учета подекадных изменений запасов воды в снежном покрове для условий проектирования приняты по данным [7] и представлены в табл. 9 и на рис. 8.

Таблица 9

Месяц года и декада	Наибольшая высота снежного покрова (10 ⁻² м)	Плотность снега (кг/м ³)	Запасы воды в снеге (10 н/м ²)	Коэффициент учета изменений запасов воды в снежном покрове	
Ноябрь	1	10			
	2	21	22	0,14	
	3	24	210	30	0,19
Декабрь	1	33	219	33	0,22
	2	38	210	51	0,33
	3	40	223	61	0,39
Январь	1	49	222	77	0,49
	2	59	238	91	0,59
	3	71	240	102	0,66
Февраль	1	82	247	121	0,78
	2	100	252	138	0,89
	3	116	268	152	0,98
Март	1	111	268	153	0,99
	2	106	291	155	1,00
	3	94	320	148	0,95
Апрель	1	60		122	0,79
	2	18			
	3	6			



Рис. 8. Коэффициент изменения подекадной снеговой нагрузки

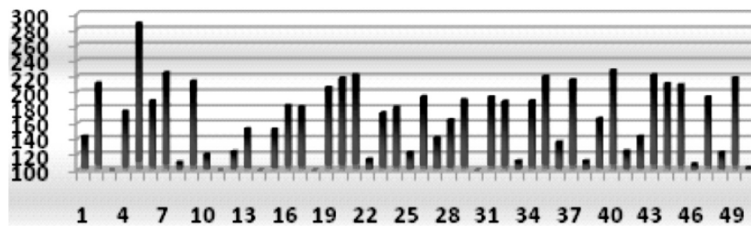


Рис. 9. Годовые максимумы снеговой нагрузки (кгс/м²) за 50 лет

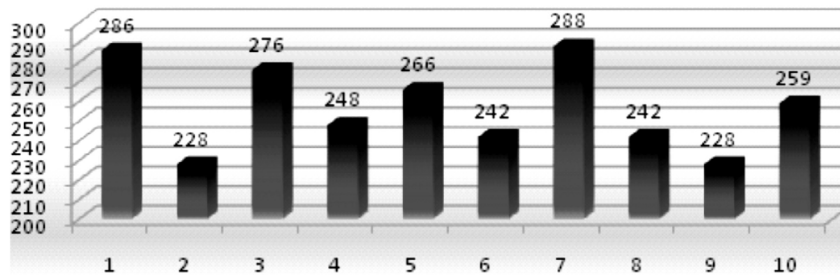


Рис. 10. 50-летние максимумы снеговой нагрузки (кгс/м²)

На основании информации о распределении снеговой нагрузки выполнено статистическое моделирование снеговой нагрузки на покрытие сооружения, выборки из которого представлены на рис. 9-10.

На третьем этапе решались неопределенности, связанные с прочностью и деформативностью древесины. При выполнении предварительных расчетов клееных деревянных балок защитного сооружения в г. Булгары РТ прочностные и деформационные характеристики древесины принимались в соответствии с нормативными требованиями [4].

Таблица 10

Напряженное состояние и характеристика элементов	Сорт древесины	R _{вр} , МПа	ν	R ^н , МПа	γ _m	R, МПа
Изгиб. Элементы брусчатые и клееные шириной свыше 13 см	1	37,5	0,15	28	1,15	16
	2	35		26	1,15	15
	3	25		19	1,14	11
Сжатие вдоль волокон. Элементы брусчатые и клееные шириной св. 13 см	1	34,5	0,13	27	1,12	16
	2	32		25	1,11	15
	3	23,5		18,5	1,11	11
Растяжение вдоль волокон. Элементы из клееной древесины	1	34	0,2	23	1,27	12
	2	25		17	1,25	9
Сжатие и смятие поперек волокон по всей площади	1-3	5	0,19	3,4	1,25	1,8

Таблица 11

Напряженное состояние и характеристика элементов	Расчетные сопротивления, МПа/кгс/см ² , для сортов (классов) древесины			
	обозначение	1/К26	2/К24	3/К16
1. Изгиб, сжатие и смятие вдоль волокон: а) элементы прямоугольного сечения (за исключением указанных в подпунктах «б», «в») высотой до 50 см. При высоте сечения более 50 см см. п. 3.2, д текста	$R_{и}, R_{с}, R_{см}$	14/140	13/130	8,5/85

Для оценки резервов прочности и жесткости использованы результаты собственных испытаний образцов древесины и зубчатых клеевых соединений, применяемых при изготовлении клееных деревянных балок укрытия Ханского погребения в г. Булгары РТ.

При изготовлении деревянных клееных балок нормами предусмотрена необходимость определения путем испытаний до разрушения предела прочности зубчатых клеевых соединений, используемых для продольного соединения досок, образующих сечение клееной балки. Испытания зубчатых клеевых соединений выполняются на чистый изгиб согласно схеме на рис. 11 с определением значения предела прочности зубчатого клеевого соединения по формуле (1).

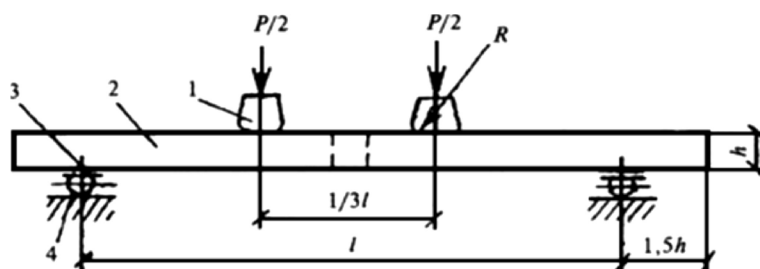


Рис. 11. Схема испытаний зубчатых клеевых соединений при поперечном изгибе по СТО 36554501-004-2006

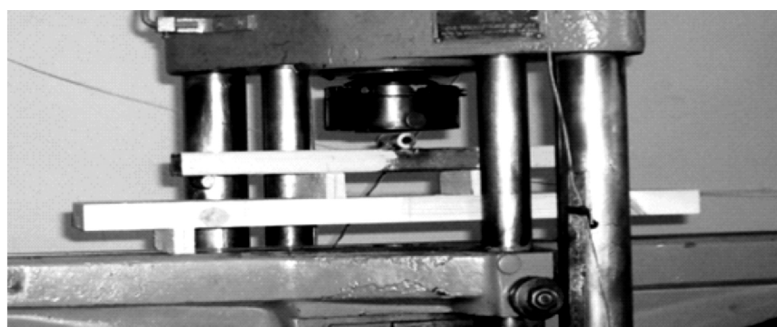


Рис. 12. Схема испытаний образцов на прессе

$$\sigma = Pl/(bh^2), \quad (1)$$

где P – разрушающая нагрузка, Н; l – величина пролета испытываемого образца, м; b – ширина сечения образца, м; h – высота сечения образца, м.

Число испытываемых образцов при лабораторных испытаниях должно быть не менее 10. Согласно вышеприведенным требованиям стандартов было выполнено испытание 10 образцов древесины с зубчатыми клеевыми соединениями до разрушения, результаты испытаний приведены в табл. 12 и на рис. 13.

Таблица 12

Номер образца	Толщина сечения (мм)	Ширина сечения (мм)	Пролет (мм)	Разрушающая нагрузка (кгс)	Предел прочности (кгс/см ²)
1	32	110	450	790	315
2	32	114	450	690	275
3	32	110	450	990	395
4	32,5	110	450	1050	406
5	33	110	450	870	326
6	33	118	450	790	276
7	32	110	450	830	331
8	32	110	450	1370	547
9	32	112	450	880	345
10	32	110	450	850	339

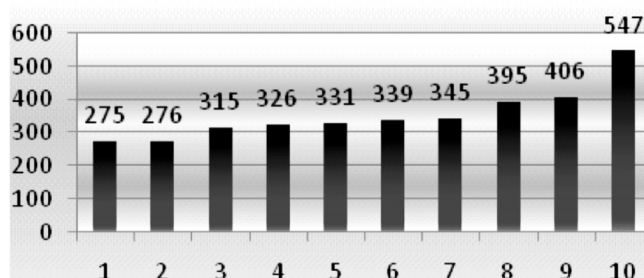
Предел прочности зубчатых соединений
кгс/см²

Рис. 13. Предел прочности зубчатых соединений по результатам испытаний 10 образцов

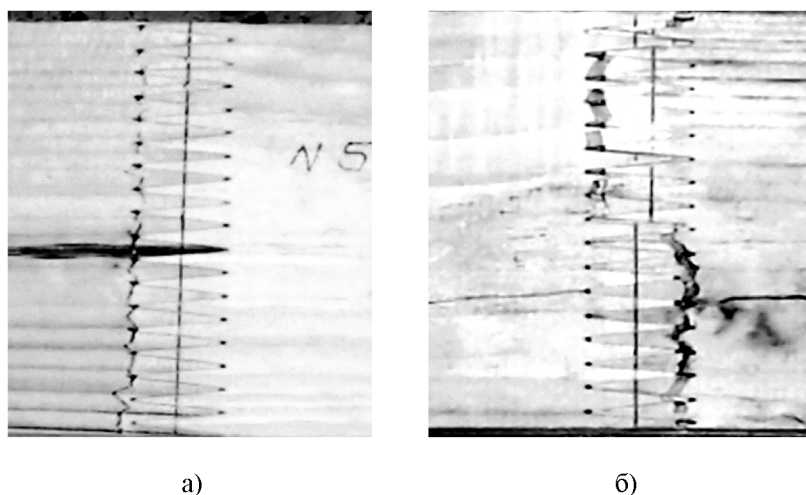


Рис. 14. Характер разрушения образцов: а) образец № 5; б) образец № 7

По результатам испытаний 10 образцов зубчатых клеевых соединений наименьшее значение предела прочности 275 кгс/см² имело место для 2 образца. Из 10 испытанных образцов 1 образец разрушился по основному материалу – древесине, 2 образца разрушились по границе зубчатого соединения с переходом в основной материал, остальные 7 образцов разрушились по границе зубчатого соединения.

На рис. 12 приведена идеализированная схема испытаний зубчатых клеевых соединений. Фактически ввиду возможных ошибок измерений геометрических параметров, мест приложения испытательных нагрузок и опорных реакций и прилагаемых при испытании нагрузок параметры испытательной схемы имеют стохастический характер. В таблице 13 путем анализа определены возможные параметры распределения геометрических размеров, используемых в расчетной формуле (1), и разрушающей нагрузки.

Таблица 13

№ образца	Толщина сечения (мм)	Ширина сечения (мм)	Пролет (мм)	Разрушающая нагрузка (кгс)
Для всех образцов	$h_{cp} = h_{ном}$ $\Delta_h = 0,02 h_{cp}$	$b_{cp} = b_{ном}$ $\Delta_b = 0,02 b_{cp}$	$l_{cp} = l_{ном}$ $\Delta_l = 0,02 l_{cp}$	$P_{cp} = P_{ном}$ $\Delta_p = 0,02 P_{cp}$
2	$h_{cp} = 32$ $\Delta_h = 0,64_{cp}$	$b_{cp} = 114$ $\Delta_b = 2,28$	$l_{cp} = 450$ $\Delta_l = 9,0$	$P_{cp} = 690$ $\Delta_p = 13,8$
6	$h_{cp} = 33$ $\Delta_h = 0,66_{cp}$	$b_{cp} = 118$ $\Delta_b = 2,36$	$l_{cp} = 450$ $\Delta_l = 9,0$	$P_{cp} = 790$ $\Delta_p = 15,8$

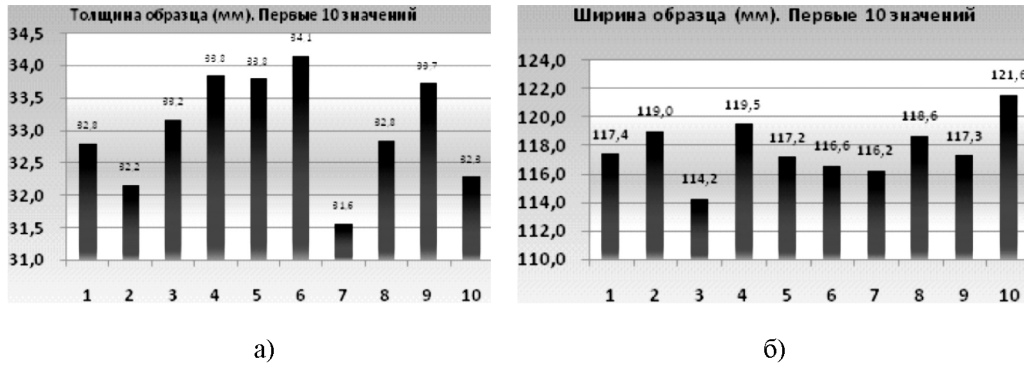


Рис. 15. Геометрические параметры образцов: а) толщина; б) ширина

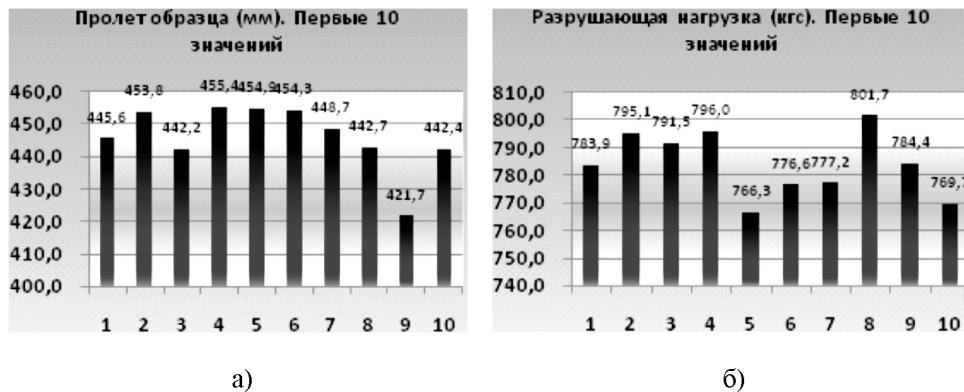


Рис. 16. Геометрические параметры образцов: а) пролет образца; б) разрушающая нагрузка

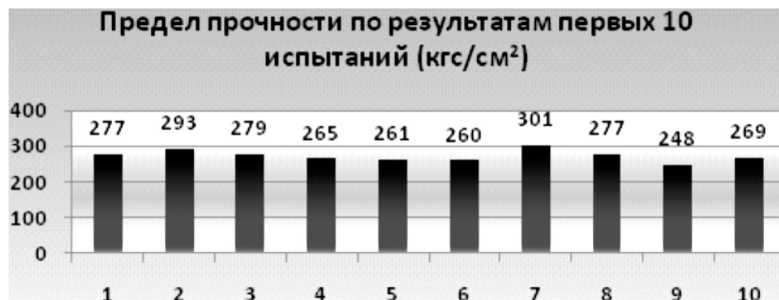


Рис. 17. Предел прочности по результатам первых 10 испытаний

При помощи генератора случайных чисел для каждого параметра, содержащегося в формуле (1), с использованием функций распределений получены множества σ в объеме 10000 значений. Методом статистического моделирования по формуле (1) получено множество напряжений разрушения соединений или предела прочности зубчатых клеевых соединений. В таблице 14 и на рисунке 15 приведены 50 минимальных значений из этого множества в 10000 значений.

Таблица 14

	218	228	231	232	233
	222	229	231	232	233
	223	230	232	232	233
	224	230	232	232	233
	225	230	232	232	233
	226	230	232	232	233
	227	230	232	232	233
	227	231	232	232	233
	228	231	232	233	233
	228	231	232	233	233

50 минимальных значений предела прочности зубчатых клеевых соединений из 10000 (кгс/см²)



Рис. 18. Минимальные значения предела прочности зубчатых соединений по результатам статистического моделирования

По результатам обработки испытаний зубчатых клеевых соединений до разрушения с использованием статистического моделирования предел прочности соединения с обеспеченностью 0,9999 равен 218 кгс/см². Минимальный предел прочности 275 кгс/см², полученный без учета возможных ошибок измерений геометрических параметров, мест приложения испытательных нагрузок и опорных реакций и прилагаемых при испытании нагрузок, имеет обеспеченность 0,9564. С учетом коэффициента длительного сопротивления $\gamma_{con} = 0,67$, предел длительной прочности зубчатого соединения с обеспеченностью 0,9999 равен 146 кгс/см².

Коэффициент длительного сопротивления

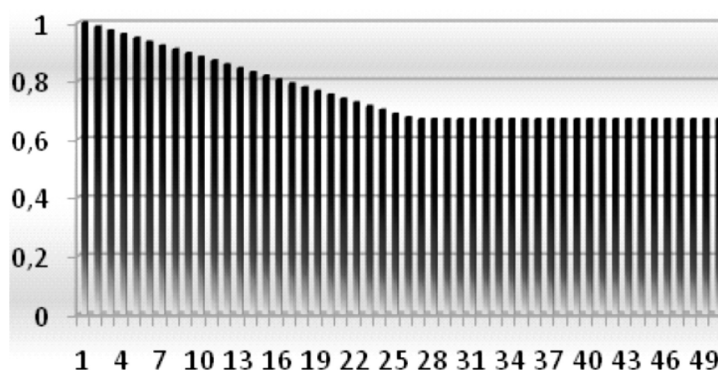


Рис. 19. Коэффициент длительного сопротивления

Длительное нормативное значение модуля упругости древесины вдоль волокон принято равным $E_{\delta} = 85000 \text{ кгс/см}^2$; а длительное расчетное значение модуля упругости $E_{\infty} = 65000 \text{ кгс/см}^2$ [3].

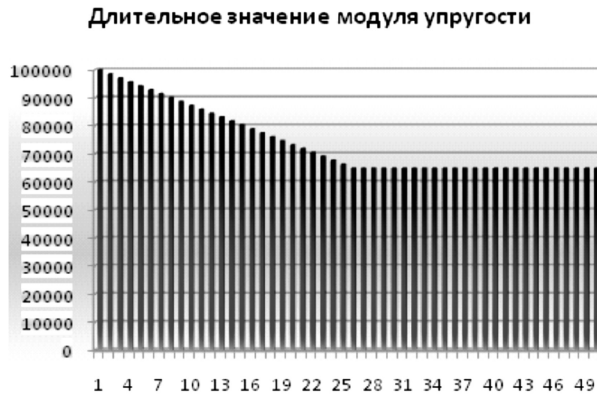


Рис. 20. Длительное значение модуля упругости.

Проверка прочности главных балок ГБ-2 и ГБ-3 на первом этапе производилась по детерминированной схеме (табл. 15). При этом расчетные параметры: внутренние усилия и геометрические параметры принимались в невыгоднейших сочетаниях, реализация которых при эксплуатации могла быть маловероятной.

Таблица 15

№	Предельные состояния	Расчет ГБ-2
1	Изгиб-прочность по нормальным напряжениям	$M=-100.9$ т*м= 10090000 кгс*см; $W_x=50700$ см ³ ; $\sigma = 199$ кгс/см ²
№	Предельные состояния	Расчет ГБ-3
1	Изгиб-прочность по нормальным напряжениям	$M=-129.7$ т*м= 12970000 кгс*см; $W_x=78866$ см ³ ; $\sigma = 164$ кгс/см ²

В соответствии с нормативными требованиями [4] расчетное сопротивление брусчатых и клееных элементов шириной свыше 13 см, работающих на изгиб, равно $R=150$ кгс/см².

Таким образом, при детерминированном расчете условие прочности при самых невыгодных сочетаниях расчетных параметров не выполняется. На втором этапе проверка прочности главных балок ГБ-2 и ГБ-3 производилась методом статистического моделирования с учетом интервальных оценок расчетных параметров.

Расчетным состоянием при этом принята также прочность при изгибе по нормальным напряжениям. При статистическом рассмотрении множество напряжений σ сравнивалось с множеством удельной прочности. Множество напряжений σ было определено как множество годовых максимумов снеговой нагрузки, умноженное на множество коэффициента перехода от нагрузок к усилиям, деленное на множество момента сопротивления расчетного сечения.

Сравнение 10 значений максимальных нормальных напряжений и 10 минимальных значений удельной прочности за период эксплуатации 50 лет 20 сооружений для балки ГБ-2 приведено на рис. 21. Результаты статистического моделирования показали, что при расчетных условиях решения отказ конструкции не ожидается.

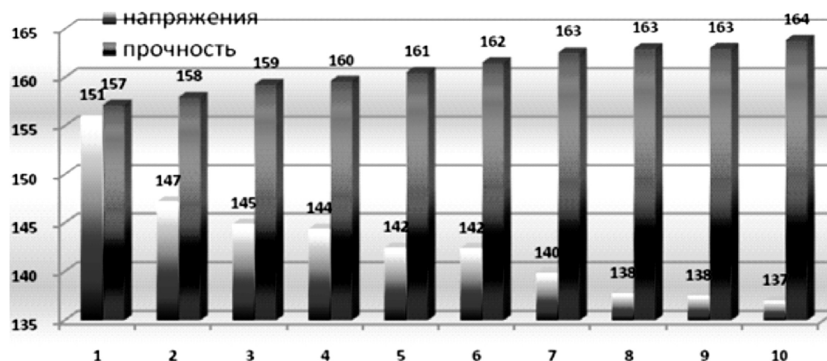


Рис. 21. Сравнительные значения прочности и напряжений

Выводы:

Определены и оценены в интервальной форме неопределенности расчетной схемы, нагрузок и прочности материалов несущих деревянных конструкций защитного сооружения над руинами Ханского дворца в г. Булгары РТ. Решение неопределенностей выполнено с применением метода статистического моделирования путем генерирования в процессной форме возможных сочетаний параметров нагрузок, функций перехода от нагрузок к усилиям и напряжениям и прочности клееной древесины. Конечные результаты решений представлены в виде двух множеств: напряжений в сечениях конструкций и удельной прочности клееной древесины, использованной при строительстве. Отказ конструкции представлен как количество случаев превышения напряжений над удельной прочностью при их сравнении на каждом временном интервале, равном 10 суткам, за планируемый срок эксплуатации 50 лет. Результаты статистического моделирования показали, что при расчетных условиях решения отказ конструкции не ожидается.

Список литературы

1. СТО 36554501-002-2006. Деревянные клееные и цельнодеревянные конструкции. Методы проектирования и расчета.
2. СТО 36554501-004-2006. Деревянные клееные конструкции. Методы испытаний клеевых соединений при изготовлении.
3. ГОСТ 20850-84 Конструкции деревянные клееные. Общие технические условия.
4. Денеш Н.Д. К вопросу нормирования модуля упругости древесины сосны. // Архитектура и строительство, 2009, № 3 (202).
5. Манапов А.З., Галимшин Р.А., Поверочные расчеты элементов деревянных конструкций с использованием интервальных оценок. // Известия КГАСУ, 2011, № 2 (16). – С. 102-110.
6. Манапов А.З., Галимшин Р.А., Статистическое моделирование элементов деревянных конструкций // Известия КГАСУ, 2011, № 4 (18). – С. 171-176.
7. Манапов А. З. Интервальный анализ строительных конструкций методом Монте-Карло. Издатель: LAP Lambert Academic Publishing, Saarbrucken, Germany, 2012. – 91 с.

Manapov A.Z. – candidate of the technical sciences, associate professor

E-mail: man48-75@mail.ru

Galimshin R. A. – candidate of the technical sciences, senior lecturer

Gimranov L.R. – candidate of the technical sciences, senior lecturer

E-mail: leenur@mail.ru

Kazan State University of Architecture and Engineering

The organization address: 420043, Russia, Kazan, Zelenaya st., 1

**The interval analysis of the covering structures over the khan palace
in c. Bulgar Republic Tatarstan****Resume**

The design of covering structures which have the pyramidal shape and have placed over the Khan palace is unique example of glued laminated timber building. On the stage of developing the structure model was faced many uncertainty such us difficulties in computational model because there are physical and geometric nonlinearities, uncertainty in applying loads and uncertainty in strength and flexibility of materials of the structure. To exclude uncertainty from computational model the three variants of it was reviewed. The first variant included the joint connections with central and perimeter columns, second - fixed connection. The third variant included joint connection between purlins and main beam in longitude direction of purlins. Also the interval analysis was held to determine the capacity of whole structure. In conclusion were made the following findings: the paths from loads to internal forced and from internal forces to stress were held with special transitional functions

which are resulted during statistical modeling; the failure of whole structure has not been detected during the structure live time which is 50 years.

Keywords: accident, analysis, variability, crane, refusal, damage, statistical, simulation.

References

1. STO 36554501-002-2006. Glulam wood and timber structures. Design approach.
2. STO 36554501-004-2006. Glulam wood and structures. The test methods of glued timber connections during the manufacturing.
3. GOST 20850-84 Glulam wood and timber structures. General specifications.
4. Denesh N.D. About valuation of young's module of the spine wood // Architect and civil engineering, 2009, № 3 (202).
5. Manapov A.Z., Galimshin R.A. Testing calculations of wooden designs elements with the use of interval estimations // News of the KSUAE, 2011, № 2 (16). – P. 102-110.
6. Manapov A.Z., Galimshin R.A. Statistical modeling of work of wooden structures' elements // News of the KSUAE, 2011, № 4 (18). – P. 171-176.
7. Manapov A.Z. The interval analysis of the structures by the Monte Carlo Method., LAP Lambert Academic Publishing, Saarbrucken, Germany, 2012. – 91 p.