СПбГАСУ
1832

СБОРНИК СТАТЕЙ МАГИСТРАНТОВ И АСПИРАНТОВ СТРОИТЕЛЬНОГО ФАКУЛЬТЕТА

Том 1

САНКТ-ПЕТЕРБУРГСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ АРХИТЕКТУРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ, 2024

Министерство науки и высшего образования
Российской Федерации

Санкт-Петербургский государственный
архитектурно-строительный университет

СБОРНИК СТАТЕЙ МАГИСТРАНТОВ И АСПИРАНТОВ СТРОИТЕЛЬНОГО ФАКУЛЬТЕТА

Том 1

Санкт-Петербург
2024

УДК 69

Рецензенты:
технический директор *Я. В. Ильин* (ООО «РусКон»);
канд. техн. наук, главный инженер проекта *Е. С. Федулов*
(ООО «Центр экспертизы и проектирования строительных конструкций»)

Сборник статей магистрантов и аспирантов строительного факультета. В 2-х т. Т. 1 / Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет. – Санкт-Петербург : СПбГАСУ, 2024. – 450 с. – Текст : непосредственный.

ISBN 978-5-9227-1385-6
ISBN 978-5-9227-1386-3

Представлены статьи студентов, аспирантов и молодых ученых Санкт-Петербургского государственного архитектурно-строительного университета по актуальным проблемам современного строительства. Сборник состоит из двух томов. Том 1 включает секции: металлических и деревянных конструкций, железобетонных и каменных конструкций, технологии строительных материалов и метрологии, геотехники.

Печатается по решению Научно-технического совета СПбГАСУ

Редакционная коллегия:
канд. архит., доцент *О. А. Пастух* (научный редактор);
д-р экон. наук, профессор *Л. Г. Ворона-Сливинская*;
канд. техн. наук, доцент *М. В. Молодцов*;
канд. техн. наук, доцент *Т. А. Иванова*;
канд. техн. наук, доцент *С. В. Ланько*;
канд. техн. наук, доцент *В. В. Михаськин*;
канд. техн. наук, доцент *Е. Н. Корнылье*в;
канд. техн. наук, доцент *Н. С. Воронцова*

ISBN 978-5-9227-1385-6
ISBN 978-5-9227-1386-3

© Авторы статей, 2024
© Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет, 2024

СЕКЦИЯ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ И ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

УДК 624.07

Ван Цзэн,
студент
(Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет)
E-mail: 583955340@qq.com

Wang Zeng,
student
(Saint Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering)
E-mail: 583955340@qq.com

АНАЛИЗ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ СТАЛЬНЫХ УЗЛОВ «БАЛКА – КОЛОННА» ПРИ ПОСТОЯННОЙ НАГРУЗКЕ

ANALYSIS OF STRESS-STRAIN STATE OF STEEL BEAM-COLUMN JOINTS UNDER CONSTANT LOAD

Стальные конструкции широко используются в высотных и большепролетных сооружениях благодаря легкости, высокой прочности, высокой пластичности, удобной конструкции и удовлетворительным сейсмическим характеристикам. Являясь весьма чувствительными к сейсмическим воздействиям, соединения балок и колонн широко исследуются отечественными учеными. С помощью программы *ABAQUS* была создана трехмерная конечно-элементная модель и проведен численный анализ двенадцати групп узлов балка-колонна с различными параметрами. При сравнительном анализе результатов проверены общие силовые характеристики балочно-колонных соединений стальных рам различных типов и конфигураций, включая несущую способность, кривые «нагрузка-перемещение» и т. д. Анализируются и рассчитываются силовые характеристики расчетных узлов и их компонентов, а также силовое состояние концевых пластин, болтов, ребер жесткости удлинителей концевых пластин и т. д., что создает корректную основу для дальнейшего использования модели для проведения комплексного конечно-элементного параметрического анализа соединений концевых пластин различных форм и конфигураций.

Ключевые слова: стальная конструкция, балка, колонна из квадратных стальных труб, соединение торцевых пластин, конечно-элементный анализ, действие постоянной нагрузки.

Steel structures are widely used in high-rise, ultra-high and large-span structures due to their lightness, high strength, high plasticity, convenient construction and excellent seismic characteristics. Being the most sensitive to seismic influences, the joints of beams and columns are widely studied by experts and scientists in Russia. Using the *ABAQUS* program, a three-dimensional finite element model was created and a finite element analysis of 12 groups of beam-column nodes with various parameters was carried out. In a comparative analysis of the results, the general power characteristics of beam-column joints of steel frames of various types and configurations are checked, including bearing capacity, load-displacement curves, etc., the power characteristics of design units and their components are analyzed and calculated, as well as the power condition of end plates, bolts, stiffeners of end plate extensions, etc., this creates a correct basis for further use of the model for conducting a comprehensive finite element parametric analysis of end plate connections of various shapes and configurations.

Keywords: steel structure, column of square steel pipes, connection of end plates, finite element analysis, action of constant load.

Введение

В традиционном проектировании стальных конструкций в основном используются стальные колонны типа Н (двутавры). Хотя форма последних весьма оптимальна, сечение их имеет геометрические характеристики (момент инерции, момент сопротивления), как правило, весьма различающиеся относительно главных осей, а это, в свою очередь, определяет различную вероятность потери устойчивости в плоскостях большей и меньшей жесткости. Такой профиль как квадратная труба обладает одинаковыми моментами инерции относительно обеих главным осям, одинаковой формой соединения с обеих сторон. По сравнению с Н-образным сечением квадратные трубы имеют лучшую жесткость на кручение, поскольку являются замкнутым профилем. Поэтому квадратная стальная труба в качестве структурной колонны имеет преимущества экономии материала, большой жесткости на кручение, четкой силы, аккуратного внешнего вида и т. д. Она больше подходит для использования в зданиях из стальных конструкций.

Работа узлов балка-колонна напрямую влияет на напряженное состояние всей стальной конструкции. Жесткая форма соединения

балки с колонной в основном использует сварку, но такой узел подвержен хрупкому разрушению, например, при сейсмическом воздействии [1, 2], что непосредственно влияет на всю стальную конструкцию. В результате большого количества исследований было установлено, что полужесткий узел балка-колонна, состоящий из комбинации болтов и соединительных торцевых пластин [3, 4], по силовым характеристикам находится между шарнирными и жесткими соединениями, имеет лучшие сейсмические характеристики, такие как прочность, пластичность, способность рассеивать энергию.

Методология и содержание исследования

Во-первых, по соответствующим проектным заданиям обоснованно определяются размеры балок, колонн и связанных с ними элементов, а также формы балочно-колонных узлов. Поскольку на несущую способность и общую прочность соединений балки и колонны влияет множество факторов, проводить испытания по отдельности затруднительно. Поэтому в данной статье используется программное обеспечение *ABAQUS*, используется множество расширенных функций, выбираются разумные и точные единицы измерения, проводится анализ модели, а также обобщаются данные по четырем параметрам, которые оказывают большое влияние на несущую способность узла. Упоминаемые параметры: толщина торцевых пластин, диаметр болтов, толщина стенки колонны, а также величина осевого давления.

Проектирование узла и анализ модели

1. Конструкция узла балка-колонна.

Сечение балки – H350×175×7×11 длиной 1,5 м, сечение колонны – 250×250×12 квадратная стальная труба высотой 2,0 м, болты – высокопрочные болты M20 класса прочности 10.9. Балки, колонны и ребра жесткости концевых надставок изготовлены из стали марки C345, а концевые пластины из стали марки C690.

Геометрия балок, колонн, торцевых пластин и болтов соответствует требованиям по проектированию стальных конструкций [5–8].

Размеры узла балка-колонна показаны на рис. 1. Сначала создается модель узла, а затем на ее основе варьируются параметры каждого компонента, чтобы облегчить исследование влияния изменения параметров каждого компонента на статические характеристики узла.

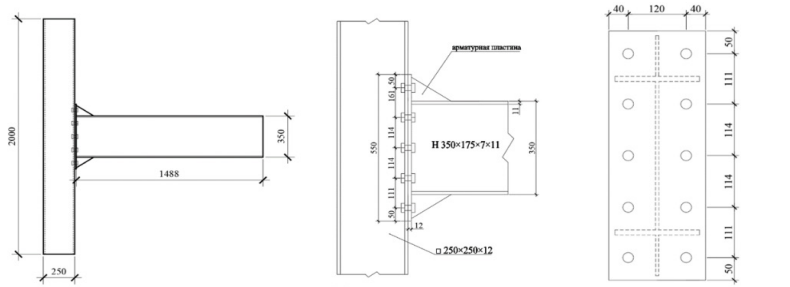


Рис. 1. Размеры узла «балка – колонна»

2. Анализ конечно-элементной модели.

2.1. Моделирование методом конечных элементов.

Повреждение узла во время испытаний обычно вызвано повреждением торцевых пластин, болтов и стенок колонны. Для повышения эффективности анализа сварные швы не рассматривались для точного моделирования в конечно-элементной модели, и предполагалось, что между внешней поверхностью торцевой пластины и внешней поверхностью квадратной стальной колонны нет зазора. Болт рассматривается как континуум, а стержень болта и гайка аппроксимируются как цилиндры.

2.2. Свойства материалов и типы элементов

Сплошные ячейки используются для квадратных стальных колонн, двутавровых балок, концевых пластин, ребер жесткости и болтов. Деление сетки относительно плотное для критической

части узла и относительно разреженное для балок и колонн, удаленных от основной зоны узла. Деление ячеек сетки показано на рис. 2. Модуль упругости стали составляет $2{,}06 \times 10^5$ МПа, коэффициент Пуассона 0,3, коэффициент трения контактной поверхности 0,45. В соответствии со справочной литературой зависимость свойств материала показана на рис. 3, механические свойства приведены в табл. 1.

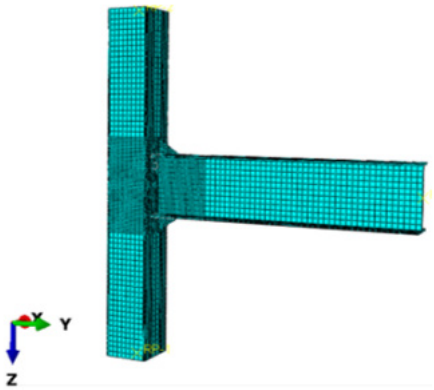


Рис. 2. Деление ячеек сетки

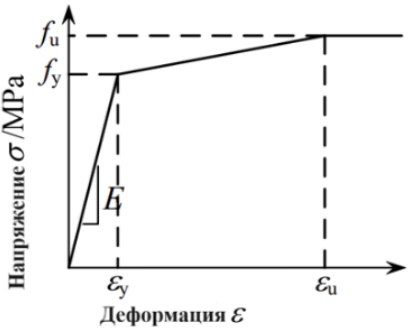


Рис. 3. Зависимость механических свойств металла

Таблица 1

Механические свойства стали

Тип материала	Предел текучести σ_y, МПа	Временное сопротивление σ_u, МПа	Деформация текучести ε_y, %
С345	398	500	0,15
С690	795	885	0,38
10.9, М20	990	1160	0,46

2.3. Задание граничных условий и нагрузок.

Верхняя и нижняя части колонн ограничены для линейных смещений в направлениях *X*, *Y* и *Z* и углов в направлениях *Y* и *Z*, а концы балок ограничены для поворота вне плоскости. Нагрузки прикладывались в четыре этапа: первый – увеличение предварительного натяжения болтов до требований кода, которое было принято равным 160 кН, и фиксация длины болта; второй – определение граничных условий между элементами; третий – добавление вертикального осевого давления в верхней части колонны путем объединения верхних плоскостей колонн в одну точку и добавления осевого давления 2600 Кн в этой точке; четвертый – приложение вертикальной нагрузки на конце балок (рис. 4).

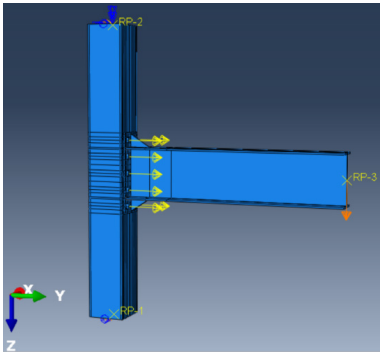


Рис. 4. Граничные условия и расположение нагрузки

Результаты

1. Влияние толщины торцевой пластины на характеристики узла.

Для изучения влияния толщины торцевой пластины на характеристики узла, толщина торцевой пластины t_{plate} была принята равной 10, 12 (базовый размер), 14 и 16 мм соответственно. Кривые перемещения нагрузки узла с различными толщинами торцевых пластин показаны на рис. 5 слева, а сравнение несущей способности приведено в таблице 2.

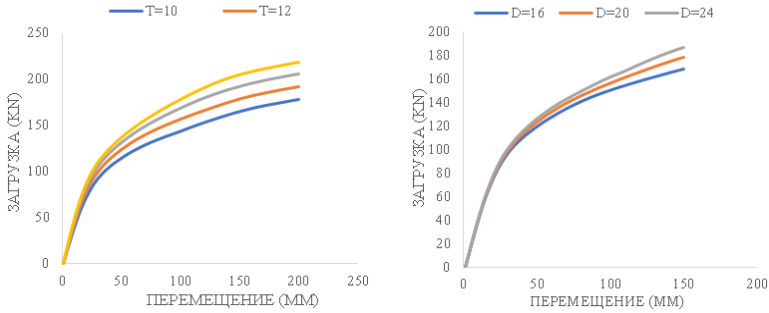


Рис. 5. *Слева* – кривые перемещения узла при различной толщине торцевой пластины; *справа* – кривые смещения нагрузки узла при различных диаметрах болтов

2. Влияние диаметра болтов на характеристики узлов балка-колонна.

При неизменных параметрах узла диаметры болтов R_{bolt} принимаются равными 16, 20 (базовый размер) и 24 мм соответственно. Кривые перемещения груза в узле с различными диаметрами болтов показаны на рис. 5 справа, а сравнение их несущей способности приведено в таблице 3.

3. Влияние толщины стенки колонны на характеристики узла.

При неизменных параметрах узла толщина стенки колонны t_{column} принимается равной 8, 10, 12 (базовый размер) и 14 мм соответственно. Кривые перемещения узла под нагрузкой для

различных толщин стенки колонны показаны на рис. 6 слева, а сравнение его несущей способности приведено в табл. 4.

4. Влияние величины осевого давления колонны на работу узла.

При неизменных остальных параметрах узла коэффициент осевого сжатия φ_{column} принимается равным 0, 0,4, 0,6 (базовый размер) и 0,8 (базовый размер) для колонн соответственно. Кривые перемещения узла под нагрузкой для различных толщин торцевых пластин показаны на рисунке 6 справа, а их несущая способность приведена в табл. 5.

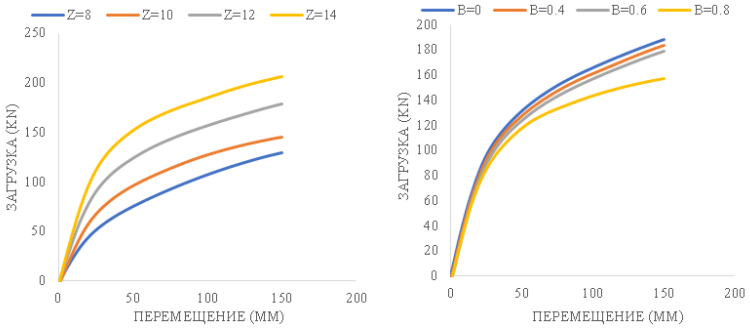


Рис. 6. *Слева* – кривые узловых нагрузок и перемещений при различной толщине стенок колонны; *справа* – кривые смещения нагрузки узла при различных осевых давлениях

Таблица 2

Несущая способность узлов с различной толщиной торцевых пластин

Номер	t_{plate}, мм	Предел текучести P_z, кН	Перемещение Δ_z, мм	Максимальная интенсивность P_u, кН	Предельное смещение Δ_z, мм	Коэффициент пластичности перемещения μ
Plate-1	10	93	28,9	165	150	5,19
Plate-Base	12	101	30,9	179	150	4,85
Plate-3	14	110	32,9	192	150	4,56

Окончание табл. 2

Номер	t_{plate}, мм	Предел текучести P_z, кН	Перемещение Δ_z, мм	Максимальная интенсивность P_u, кН	Предельное смещение Δ_z, мм	Коэффициент пластичности перемещения μ
Plate-4	16	118	34,9	205	150	4,30

Таблица 3

Несущая способность узлов с различными диаметрами болтов

Номер	t_{plate}, мм	Предел текучести P_z, кН	Перемещение Δ_z, мм	Максимальная интенсивность P_u, кН	Предельное смещение Δ_z, мм	Коэффициент пластичности перемещения μ
Bolt-1	16	95,14	28,9	168,98	150	5,19
Bolt-Base	20	101,0	30,9	179,00	150	4,85
Bolt-3	24	105,42	31,9	186,94	150	4,70

Таблица 4

Несущая способность узлов с различной толщиной стенок колонн

Номер	t_{plate}, мм	Предел текучести P_z, кН	Перемещение Δ_z, мм	Максимальная интенсивность P_u, кН	Предельное смещение Δ_z, мм	Коэффициент пластичности перемещения μ
Column-1	8	55,44	28,96	129,42	150	5,18
Column-2	10	73,50	29,12	145,18	150	5,15
Column-Base	12	101	30,9	179	150	4,85
Column-4	14	128,05	32,80	205,94	150	4,69

Таблица 5

Несущая способность различных узлов осевого давления колонн

Номер	φ_{column}	Предел текучести P_z, кН	Перемещение Δ_z, мм	Максимальная интенсивность P_u, кН	Предельное смещение Δ_z, мм	Коэффициент пластичности перемещения μ
Load-1	0	122.47	40.0	188.35	150	3.75
Load-2	0.4	109.28	34.63	183.38	150	4.33
Load-Base	0.6	101	30.9	179.0	150	4.85
Load -4	0.8	92.35	29.27	157.28	150	5.12

Обсуждение

Из рис. 4 видно, что толщина торцевой пластины влияет на вращательную жесткость и несущую способность узла, причем вращательная жесткость и несущая способность узла улучшаются с увеличением толщины торцевой пластины. Из данных табл. 2 видно, что с увеличением толщины торцевой пластины пластичность узла снижается; относительно эталонного узла толщина торцевой пластины уменьшается на 17 % (пластина 1), увеличивается на 17 % (пластина 3) и 33 % (пластина 4), а P_z узла уменьшается на 7,9 %, увеличивается на 8,9 % и 16,8 %, соответственно. P_z узла уменьшается на 7,9 %, увеличивается на 8,9 % и 16,8 % соответственно. P_u уменьшается на 7,8 %, увеличивается на 7,3 % и 14,5 % соответственно. Таким образом, при увеличении толщины торцевой пластины изгибная жесткость узла увеличивается, а нагрузка на конец балки, необходимая для деформации узла, возрастает, поэтому несущая способность увеличивается.

Из рис. 4 известно, что диаметр болта незначительно влияет на вращательную жесткость узла, но оказывает большое влияние на несущую способность узла. Как видно из табл. 3, относительно

опорного узла уменьшение диаметра болтов колонны на 20 % (болт1) снижает P_z узла на 5,8 % и P_u узла на 5,6 %. При увеличении диаметра болтов колонны на 20% (болт3) несущая способность узла практически не меняется. Когда диаметр болта мал, болт преждевременно выходит из строя и вызывает раннее разрушение узла. Увеличение диаметра болта может улучшить несущую способность узла; когда диаметр болта достаточен, чтобы противостоять роли растяжения и сдвига, дальнейшее увеличение диаметра болта несущей способности узла в основном не меняется.

Из рис. 5 видно, что осевое давление колонны оказывает большее влияние на вращательную жесткость и несущую способность узла, а несущая способность и вращательная жесткость узла постепенно уменьшаются с увеличением осевого давления. Из табл. 5 видно, что пластичность узла увеличивается с увеличением осевого давления; по сравнению с контрольным узлом, коэффициент осевого давления уменьшается на 100 % (нагрузка 1) и 33,3 % (нагрузка 2), P_z узла увеличивается на 20,8 % и 8,2 %, а P_u узла увеличивается на 5,2 % и 2,4 %. Коэффициент осевого давления колонн увеличился на 33,3 %, P_z узлов уменьшился на 26,8 %, а P_u узлов уменьшился на 12,1 %.

Из рис. 5 видно, что осевое давление колонны оказывает большее влияние на вращательную жесткость и несущую способность узла, а несущая способность и вращательная жесткость узла постепенно уменьшаются с увеличением осевого давления. Из табл. 5 видно, что пластичность узла увеличивается с увеличением осевого давления; по сравнению с контрольным узлом, коэффициент осевого давления уменьшается на 100 % (нагрузка 1) и 33,3 % (нагрузка 2), P_z узла увеличивается на 20,8 % и 8,2 %, а P_u узла увеличивается на 5,2 % и 2,4 %. Коэффициент осевого давления колонн увеличился на 33,3 %, P_z узлов уменьшился на 26,8 %, а P_u узлов уменьшился на 12,1 %.

Выводы

С помощью анализа методом конечных элементов был проведен параметрический анализ несущей способности узла на основе

диаграммы распределения напряжений в узле, диаграммы смещения нагрузки и других аспектов, и были сделаны следующие выводы:

Толщина торцевой пластины и диаметр болтов оказывают большое влияние на несущую способность узла, когда толщина торцевой пластины и диаметр болтов малы, узел будет разрушен заранее из-за недостаточной несущей способности этих двух элементов, так что узел не сможет играть свою роль адекватно. Поэтому диаметр болта и толщина торцевой пластины должны быть такими, чтобы разрушение обоих происходило после общего разрушения конструкции.

Толщина стенки колонны оказывает большее влияние на несущую способность и вращательную жесткость узла, и чем толще стенка колонны, тем больше предельная несущая способность и вращательная способность узла.

Следующим шагом будет использование модели конечных элементов, созданной в этой статье, для проведения большого количества анализов параметров методом конечных элементов на различных типах и различных конструкциях узлов соединения торцевых пластин, чтобы получить точное и всестороннее понимание их характеристик напряжения, тем самым устанавливая полная модель анализа и методы проектирования.

Литература

1. Sabol P T A. Seismic-resistant steel moment connections: developments since the 1994 Northridge earthquake. Progress in Structural Engineering and Materials, 2010, 1(1): P. 68–77.

2. Kishi N, Hasan R, Chen W.F. Study of Eurocode 3 steel connection classification. Engineering Structures, 1997, 19(9): P. 772–779.

3. Wang Jingfeng, Han Linhai, Guo Shuixing. Experimental research and numerical simulation of end plate joints of semi-rigid concrete filled steel tube frames. Journal of Building Structures, 2009, (S2): P. 219–224.

4. Hao Jiping, Li Wenling. Finite element analysis of top and bottom angle steel weak axis connections of semi-rigid joints of steel beams and columns. Journal of Civil Engineering, 2007,40(9): P. 36–42.

5. СП 16.13330. 2017. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*: свод правил : издание официальное : утвержден и введен в действие Приказом Министерства строительства и жилищно-коммунального

хозяйства Российской Федерации от 27 февраля 2017 г. № 126/пр : дата введения 28 августа 2017 г. – Москва : ЦПП, 2017. – 140 с. : ил. – Текст : непосредственный.

6. Расчет стальных конструкций по предельным состояния / В. А. Балдин, И. И. Гольденблат, В. М. Коченов, М. Я. Пильдиш, К. Э. Таль. – Москва ; Ленинград : Госстройиздат, 1951. – 271 с. – Текст : непосредственный.

7. Курс металлических конструкций. Часть 1. Основы металлических конструкций / Н. С. Стрелецкий. – Москва; Ленинград: Стройиздат Наркомстроя, 1940. – 844 с. – Текст : непосредственный.

8. Расчет стальных конструкций : справочное пособие / Я. М. Лихтарников, Д. В. Ладыженский, В. М. Клыков. – 2-е изд. перераб. и доп. – Киев : Будивельник, 1984. – 368 с. – Текст : непосредственный.

УДК 691.11

Анастасия Александровна Васина,
студент
(Санкт-Петербургский государственный
архитектурно-строительный университет)
E-mail: anast.vasina@mail.ru

Anastasia Alexandrovna Vasina,
student
(Saint Petersburg State University
of Architecture and Civil Engineering)
E-mail: anast.vasina@mail.ru

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ РЕЛАКСАЦИИ НАПРЯЖЕНИЙ В ГНУТЫХ СЛОЯХ ДРЕВЕСИНЫ

STUDIES OF WOOD RELAXATION IN BENT-GLUED ELEMENTS AT INITIAL BENDING STRESSES OF INDIVIDUAL LAYERS

В статье приводятся результаты экспериментального исследования релаксации напряжений в тонких деревянных элементах, характеризующих реологические свойства древесины разных состояний: слои влажностью 12 %, слои влажностью от 23 до 28 %, а также слои, промазанные клеем. На основании проведенного автором анализа делается вывод о том, что точного описания релаксации напряжений в гнутоклееных деревянных элементах пока не существует. Имеющиеся на сегодняшний день реологические модели раскрывают лишь обратимую часть остаточных деформаций гнутья. Вопрос об учете в расчете напряженно- деформированного состояния релаксированных разгибающих усилий в криволинейных участках гнутоклееных конструкций остается открытым. Известно лишь, что эти внутренние усилия образуются при гнутье и устойчиво сохраняются при длительном выдерживании в условиях постоянной температуры и влажности. Проведенные автором эксперименты по гнутью древесины в радиальном направлении выявили наличие мгновенных необратимых деформаций. Для описания релаксации напряжений древесины при гнутье выведены эмпирические формулы, описывающие кривую релаксации разгибных нормальных напряжений в элементе после его снятия с установки.

Ключевые слова: гнутоклееный деревянный элемент, начальное преднапряженное состояние, пластичность, релаксация, реология, тонкий гнутый слой древесины, упругость.

The paper presents the results of an experimental study of stress relaxation in thin wooden elements characterizing the rheological properties of wood of different

states: layers with 12 % moisture content, layers with 23–28 % moisture content, and layers smeared with glue. Based on the author's analysis, it is concluded that there is still no accurate description of stress relaxation in bent-glued wooden elements. The currently available rheological models reveal only the reversible part of bending residual deformations. The question of taking into account the relaxed bending forces in curved sections of bent-glued structures in the calculation of the stress-strain state remains open. It is only known that these internal forces are formed during bending and remain stable during long-term holding in conditions of constant temperature and humidity. The author's experiments on bending wood in the radial direction revealed the presence of instantaneous irreversible deformations. To describe the relaxation of wood stresses during bending, empirical formulas describing the relaxation curve of bending normal stresses in the element after its removal from the installation were derived.

Keywords: bentwood element, initial prestressed state, plasticity, relaxation, rheology, thin bentwood layer, elasticity.

Теоретический анализ

В работе криволинейных участков клееных деревянных конструкций существует ряд особенностей. Криволинейные участки обладают радиусом искривления (кривизной) нейтральной линии элемента. Кривизна оказывает влияние на НДС элемента. В [1] в расчете несущей способности элементов из древесины существует коэффициент $m_{гн}$ (см. табл.), который учитывает начальные напряжения, возникающие при изготовлении криволинейного элемента. Коэффициент гнутья $m_{гн}$ учитывает дополнительные напряжения изгиба, возникающие при гнутье досок в процессе изготовления криволинейных клееных деревянных элементов. Он зависит от отношения радиуса кривизны к толщине досок r_k/a. Расположение в конструкции такого элемента также определяет характер напряжений, возникающих в сечении криволинейного участка. При действии сочетаний нагрузок, которые вызывают максимальные по модулю изгибающие моменты, возникающие нормальные внутренние усилия могут работать в сторону увеличения кривизны элемента, а также и в сторону уменьшения кривизны, тем самым разгибая криволинейный участок. Коэффициент $m_{гн}$ может быть использован только для первого случая. Расчет конструкции, в которой криволинейный участок клееного элемента работает

на разгибание в своде правил и правилах проектирования [2, 3] не рассмотрен.

Определение коэффициента $m_{гн}$ по СП 64.13330.2017 [1]

Напряженное состояние	Обозначение расчетных сопротивлений	Коэффициент $m_{гн}$ при отношении r_k/a			
		150	200	250	500 и более
Сжатие и изгиб	R_c, R_u	0,8	0,9	1	1
Растяжение	R_p	0,6	0,7	0,8	1

Примечание: r_k – радиусы кривизны гнутой доски или бруска; a – толщина гнутой доски или бруска в радиальном направлении

Исследованию напряженно-деформированного состояния деревянных гнутоклееных элементов при изготовлении и эксплуатации посвящены работы А. Б. Шмидта [4, 5] а также других отечественных авторов [6–9]. В этих работах рассматривалась математическая модель процесса формирования НДС гнутоклееных деревянных элементов, начального преднапряжения в виде комбинации тангенциальных, радиальных и касательных напряжений. В результате была получена графическая картина суммарного преднапряженного состояния, которая позволяет прогнозировать напряженное состояние гнутоклеёных деревянных конструкций при переменных эксплуатационных нагрузках.

Технология изготовления гнутоклееных деревянных конструкций приведена в работе [10]. Калиброванные ламели с нанесенным клеем и отвердителем поступают на силовое поле. Запрессовочные стенды обычно состоят из силовых секций, которые прикрепляют при помощи болтов с Т – образной головкой к рельсам силового пола таким образом, чтобы их опорные части соответствовали профилю склеиваемого изделия (рис. 1). Силовые секции изготавливают из профильного металлического проката. В промежутке между вертикальными стойками

располагаются тяги с прижимными башмаками. После укладки пачки ламелей производится равномерное затягивание клеевого поля струбцинами при помощи специального гидравлического гайковерта. Тем самым клеевая заготовка прижимается к направляющим и повторяет форму. Период прессования определяется временем затвердевания клеевого шва. После этого балка освобождается из силового поля.

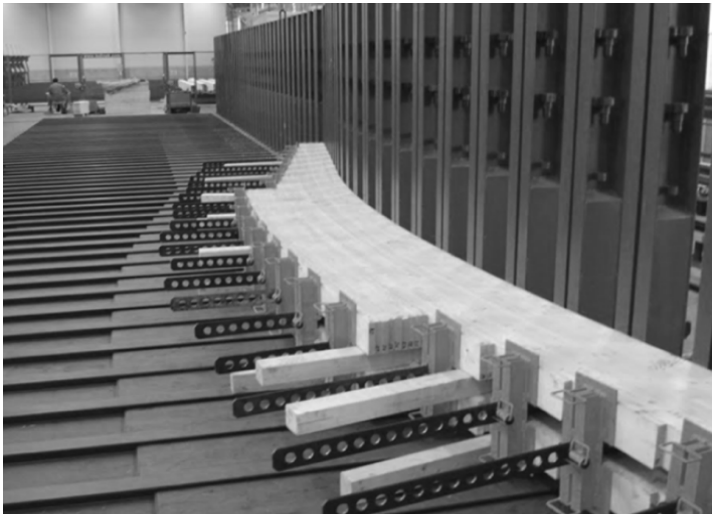


Рис. 1. Запрессовочный стенд

Так процесс изготовления гнутоклееных деревянных конструкций условно разбит две стадии: на стадию 1, где каждая ламель с нанесенным клеем изгибается на расчетную кривизну, и все ламели склеиваются с помощью прессования; на стадию 2, когда после отверждения клея конструкция распрессовывается. Примерно через сутки склеенный пакет распрессовывается. За это время клей набирает около 80 % своей прочности, мало деформируется и не дает ламелям расслаиваться и сдвигаться относительно друг друга при стремлении слоев распрямиться. На второй стадии

после отверждения клея древесина вновь обретает прежние упругие характеристики, но сохраняет новое деформированное состояние. Стремление деформированных слоев распрямиться обусловлено их внутренней энергией при гнутье криволинейного бруса.

При расстановке секций необходимо учитывать, что после распрессовки криволинейных конструкций происходит их некоторое распрямление. В момент высвобождения балки слои пакета разгибаются на определенную рассчитываемую величину. Поэтому радиус установки базовых поверхностей секций должен быть меньше радиуса прилегающей к ним поверхности конструкции. Внутренние напряжение слоев древесины стремятся вернуть его в исходное прямолинейное положение. Тем самым радиус пакета увеличивается. Внутри пакета возникает момент, уменьшающий кривизну, который вызывает растягивающие напряжения попрек волокон. При монтаже и ввод в эксплуатацию гнутоклееных элементов не учитывают образовавшееся сложнонапряженное состояние слоев пакета, а рассчитываемая величина учитывает только увеличение радиуса элемента.

$$R = R_k \left(1 - \frac{\sum I}{I}\right), \qquad (1)$$

где R_k – внутренний радиус поверхности конструкции, см; $\sum I$ – сумма моментов инерции слоев; I – момент инерции пакета.

Предельное состояние гнутоклееного участка клееной деревянной конструкции, зависит от того, какое напряженное состояние добавится к начальному от эксплуатационных нагрузок. Эти нагрузки могут вызывать различное напряженное состояние криволинейного участка. В зависимости от вида и направления этой нагрузки гнутоклееный преднапряженный элемент может работать как на разгибающие усилия, так и на усилия, увеличивающие кривизну элемента – «сгибание». Таким образом, используя такие гнутоклееные деревянные конструкции можно получить сжато-изгибаемые криволинейные элементы, работающие при разгибающих усилиях. Но при разгибающих усилиях всегда возникают

значительные растягивающие радиальные напряжения поперек волокон древесины, которые могут привести к образованию видимых трещин и снижению несущей способности конструкции.

Древесина обладает свойством релаксации – изменением (снижением) уровня внутренних напряжений при неизменной деформации. В период некоторого времени хранения клееного пакета гнутоклееной конструкции происходит снижение (релаксация) внутренних напряжений этого пакета с течением времени. Однако если в криволинейных участках гнутоклееных конструкций возникает релаксация «разгибающих» усилий, то картина напряженно-деформированного состояния меняется существенно. Это не учтено при расчете гнутоклееных конструкций.

Древесина – это биополимер частично кристаллический (70–80 %), в результате биосинтеза находится в стеклообразном состоянии (при t~20 °С и $W_{др} < 30$ %).

В этом твердом агрегатном состоянии при воздействии мгновенной нагрузки у древесины проявляются упругие деформации (связанные с преодолением упругих сил притяжения или отталкивания частиц вещества – движением атомов в макромолекуле целлюлозы). Эти деформации мгновенные, обратимые и у древесины незначительные.

При длительных нагрузках в древесине кроме упругих деформаций возникают высокоэластические и остаточные деформации [11]. Высокоэластические деформации обусловлены перегруппировкой звеньев макромолекулы целлюлозы без разрыва связей. Эти деформации обратимые с течением времени и значительно больше упругих. Остаточные деформации (вязкотекучие) обусловлены разрывом межмолекулярных связей и образованием новых связей. Это деформации необратимые.

Снижение прочности древесины при длительном действии нагрузки объясняется накоплением повреждений, происходящих на молекулярном уровне из-за развития упругих высокоэластических и вязкотекучих деформаций [12].

Вычисление механических свойств для тонких деревянных элементов важно при описании характера работы в процессе

производства и эксплуатации гнутоклееных элементов. Для описания длительной прочности деревянных элементов необходимо использование критериев, учитывающих изменение напряженного состояния во времени. Поэтому важен анализ долгосрочных эксплуатационных качеств, таких как релаксация внутренних напряжений древесины.

Когда происходит сжатие с изгибом, в сечении возникают радиальные напряжения, которые расположены поперек волокон, и тангенциальные напряжения, которые расположены вдоль волокон. Момент, уменьшающий кривизну, вызывает растягивающие напряжения поперек волокон, а увеличивающий кривизну – сжимающие. Значительные растягивающие радиальные напряжения являются наиболее опасными, так как клееные деревянные элементы почти не обладают прочностью на растяжение поперек волокон. Разрушение пакета проявляется в виде магистральных трещин. Проходящих преимущественно параллельно слоям пакета. Это происходит обычно в окрестностях нейтрального слоя с тенденцией смещения к центру кривизны.

В производстве в процессе склеивания гнутоклееных деревянных элементов каждый слой (кроме внешних пластей крайних ламелей) смачивается клеем, который к тому же является пластификатором. Это ведет к пластификации волокон древесины. Смачивание клеем значительно влияет на пластичность слоев за счет проникновения в поры древесины. С одной стороны, это позволяет легче согнуть ламель на заданную кривизну, с другой, – снижает напряжения в крайних волокнах слоя в пределах глубины пропитки клеем. В результате уменьшается величина усилий, стремящихся распрямить гнутоклееный элемент после распрессовки. После полимеризации клея, слой приобретает необходимую геометрию.

Пластификация волокон древесины используется при производстве гнутой мебели. Пластификация предназначена для увеличения эластичности массивной древесины перед обработкой гнутьем. Существуют следующие методы пластификации: пропаривание, обработка аммиаком, прогрев в поле ТВЧ, пропитка

различными растворами. В технологии производства несущих конструкций не применяются данные технологии. В качестве поискового эксперимента была применена одна из технологий – вымачивание в воде.

В данной работе был применен косвенный метод изучения релаксаций напряжений гнутья реек из древесины (сосны), основанный на измерениях меняющейся кривизны реек с течением времени выдержки в изогнутом положении. Здесь приводятся результаты исследования релаксации изгибных напряжений и оценки напряженно деформированного состояния (НДС) гнутых ламелей древесины сосны. Вязко-эластичный материал (рейки) изгибаются до фиксированного положения, удерживаются в этой позиции на определенный промежуток времени, затем освобождается от закрепления и измеряется его остаточная кривизна (радиус кривизны). После этого рейки вновь закрепляются в прежнее гнутое положение и далее через установленный промежуток времени (один раз в сутки и позднее в неделю) такая процедура повторяется.

Экспериментальная часть

Рассматривается долговременная работа отдельных слоев древесины в условиях изгиба, а также в разных технологических состояниях: сухие, влажные, с нанесенным клеем.

В качестве испытательных образцов были взяты тонкие деревянные рейки породы сосна сечением 5х19 мм и длиной 1000 мм.

При чистом изгибе (между двумя силами) в каждом слое отсутствуют касательные напряжения, а возникающие радиальные и тангенциальные напряжения оказываются «главными» (осесимметричная задача). В этом случае постоянное значение изгибающего момента сохраняется только на трети длины элемента. Релаксация напряжений в элементе не зависит от формы эпюры изгибающего момента, как и в реальных конструкциях нагрузки могут принимать различное распределения. Целью наблюдений за поведением гнутых реек была относительная величина снижения внутренних напряжений по величине их остаточных деформаций.

Для того чтобы рассмотреть работу отдельных слоев древесины в условиях чистого изгиба, методом графического построения модели было смоделировано положение опор на плоскости так, чтобы элементы изгибались с необходимым радиусом:

$$r_к = 200 \cdot a = 200 \cdot 5 \text{ мм} = 1000 \text{ мм}, \quad (2)$$

где r_k – радиус кривизны гнутой рейки; a – толщина гнутой доски в радиальном направлении. То есть длина рейки и радиус ее кривизны принимались равными для компактности и удобства измерения.

В качестве опор на плоскости были выбраны шпильки диаметром 10 мм, на которые устанавливаются и изгибаются рейки с радиусом 1000 мм. Шпильки представляли собой винты диаметром 10 мм и длиной 50 мм, на которую насаживались пластиковые трубки. Трубки были использованы для исключения приклеивания к арматуре реек, покрытых клеем. Узел крепления шпильки и опирания реек показан на рис. 2.

Рис. 2. Закрепление изогнутых реек

Рейки устанавливались на шпильки по две штуки. К нижней шпильке рейки крепились зажимом. В качестве жесткого диска,

на котором были бы расположены образцы и было возможным проводить геометрические измерения был изготовлен стенд, состоящий из: листа фанеры, опоры из цельных брусьев, рамка из брусьев для обеспечения жесткости в перпендикулярной плоскости изгиба листа фанеры. Испытательная установка приведена на рис. 3. В уровень с верхней шпилькой была прикреплена миллиметровая лента, для нанесения меток измерений.

Рис. 3. Испытательная установка

Сухие рейки были взяты в количестве 12 шт. Им было присвоено обозначение СхЦ0-*n*, где *n* – порядковый номер элемента на установке. Также были взяты четыре рейки с наличием зубчатого шипа по длине элемента, но в процессе испытания они были исключены из эксперимента.

Рейки, вымоченные в воде, были взяты в количестве 12 штук. Им было присвоено обозначение ВлЦ0-*n*, где *n* – порядковый номер элемента на установке. Рейки выдерживались в воде температурой 20(±2) °С в течение 48 часов. В целях сохранения абсорбированной воды, рейки заворачивались в стрейч пленку из полиэтилена. Также были взяты четыре рейки с наличием зубчатого шипа по длине элемента, но в процессе испытания они были исключены из эксперимента. Клеевое соединение шипов на основе

ПВА (столярный клей) не предназначено для высокого влажностного режима. Рейки ВлЦ0-17, ВлЦ0-18, ВлЦ0-19 были исключены из эксперимента, так как они покрылись плесенью.

Рейки, покрытые клеем, были взяты в количестве семи штук. Им было присвоено обозначение КлЦ0-*n*, где *n* – порядковый номер элемента на установке. Для эксперимента использовался клей от производителя *AkzoNobel*. Клей состоял из двух компонентов: адгезив (клей) и отвердитель. В зависимости от процентного отношения содержания отвердителя от содержания клея в смеси, регулируется длительность полимеризации клея. Клей был приготовлен в соотношении: четыре части клея, одна часть отвердителя. Он наносился с двух сторон роликовым валиком. Сразу после нанесения клеевой смеси рейки были установлены на испытательный стенд.

В процессе проведения испытания производился замер влажности древесины игольчатым влагомером (гигрометр). Для сухих и реек с нанесенным клеем она составляла меньше 12 %. Для влажных реек она варьировалась от 23 до 28 %.

Температура в помещении составляла 20 °С. После установки реек начинался отсчет начала испытания. Далее каждые двое суток производились следующие измерения. Рейка вынималась из трех верхних шпилек и устанавливалась на соседнюю крайнюю. Так рейка опиралась на две шпильки и находилась в эталонном положении, относительно которого проводилось измерение. Для получения корректной оценки деформации испытываемых образцов, производились замеры отклонения реек от начального положения по горизонтальной и вертикальной осям крепления шпилек. Замеры проводились примерно через 2–3 минут, этого было достаточно, чтобы «видимое распрямление» рейки в первый момент успокоилось. Далее измерялись радиус каждой рейки на всех этапах исследования. Схема приведена на рис. 4.

После с помощью иголки ставилась точка на миллиметровой ленте в месте нахождения крайнего угла сечения элемента по внешнему радиусу. Производился замер значений *X* и *Y* линейкой с точность 1 мм. На протяжении всего времени эксперимента велся журнал замеров, в который записывались измеряемые

величины для каждого образца относительно даты проведения замеров. Испытание проводилось в течение 12 месяцев.

На основании полученных результатов измерений был рассчитан радиус реек после высвобождения из зажимов по формуле 3:

$$R = \frac{(L - X)^2 + Y^2}{2Y}. \quad (3)$$

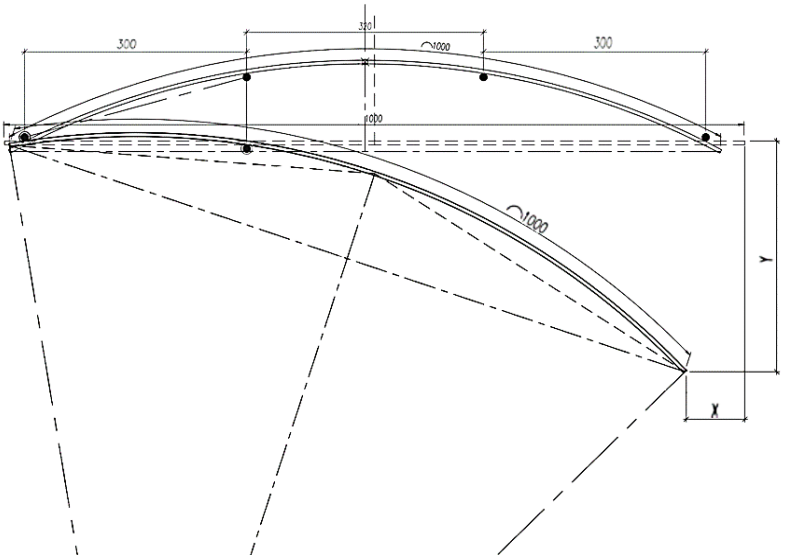


Рис. 4. Схема проведения замера образца

Схема определения формулы (3) показана на рис. 5.

На основе полученных значений радиуса элементов, была вычислена хорда дуги, по которой изгибался элемент. Это значение далее было принято за прогиб образца при действии двух сосредоточенных нагрузок (4):

$$f = \frac{F \cdot a}{24EI_x}\left(3l^2 - 4a^2\right). \quad (4)$$

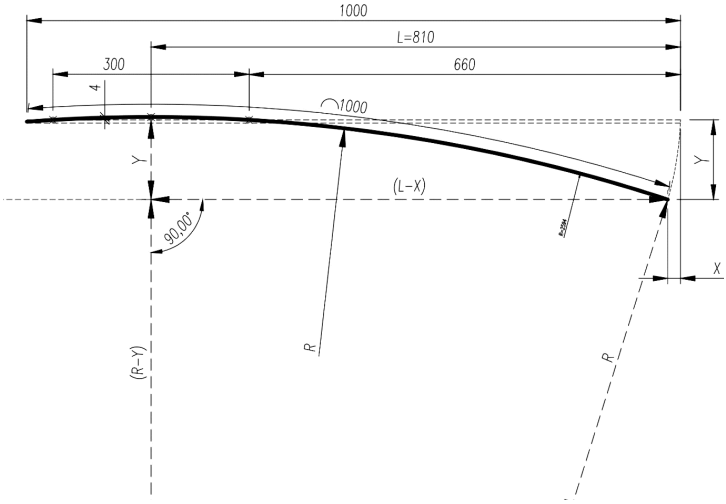


Рис. 5. Схема измерения радиуса *R*

Принятая расчетная схема показана на рис. 6.

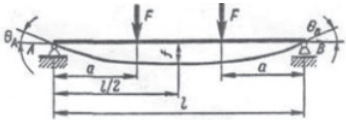


Рис. 6. Расчетная схема

Величина максимальных нормальных напряжений для элементов была рассчитана как для брусьев малой кривизны [13].

В процессе экспериментального исследования релаксации напряжений реальных образцов слоев древесины сосны в условиях изгиба, была выведена эмпирическая формула, описывающими релаксацию разгибных сосредоточенных сил на исследуемые элементы.

Результаты

По результатам долгосрочного эксперимента была выявлена следующая картина. Исследуемые образцы реек сухих, влажных

и с нанесенным клеем приобрели задаваемый радиус. Рейки, снятые с установки и оставленные на час все эксперимента показаны на рис. 7. Образцы сохраняют форму дуги за счет релаксировавших напряжений, стремившихся разогнуть элемент.

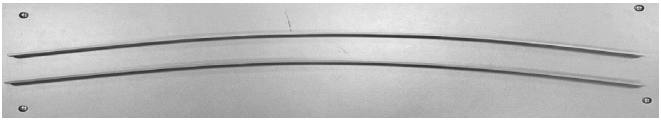


Рис. 7. Результат эксперимента после годичного нахождения в изогнутом положении

Экспериментальные данные и построенные по ним аппроксимирующие кривые релаксации нормальных напряжений σ_{max} для сухих, влажных и с нанесенным клеем слоев древесины показаны на рис. 8.

Влажные рейки на 138 день испытания обрели влажность помещения (меньше 12 %) за счет снятия защитной пленки с образцов и приостановления периодического увлажнения.

Выведены уравнения аппроксимирующих кривых к экспериментальным данным релаксации внутренних нормальных напряжений (5–7).

1. Для сухих реек в течение всего эксперимента

$$\sigma_{\max} = 1E-12t^3 + 5E-11t^2 - 3E^{-9}t + 7E^{-6}. \quad (5)$$

Величина достоверности аппроксимации $R^2 = 0,954$.

2. Для реек, которые были 138 дней во влажном состоянии, а затем сухими

$$\sigma_{\max} = -5E-13t^3 + 3E-10t^2 - 5E^{-8}t + 5E^{-6}. \quad (6)$$

Величина достоверности аппроксимации $R^2 = 0,635$.

3. Для реек, с нанесенным клеем

$$\sigma_{\max} = -3E-12t^3 + 9E-10t^2 - 1E^{-7}t + 7E^{-6}. \quad (7)$$

Величина достоверности аппроксимации $R^2 = 0,931$.

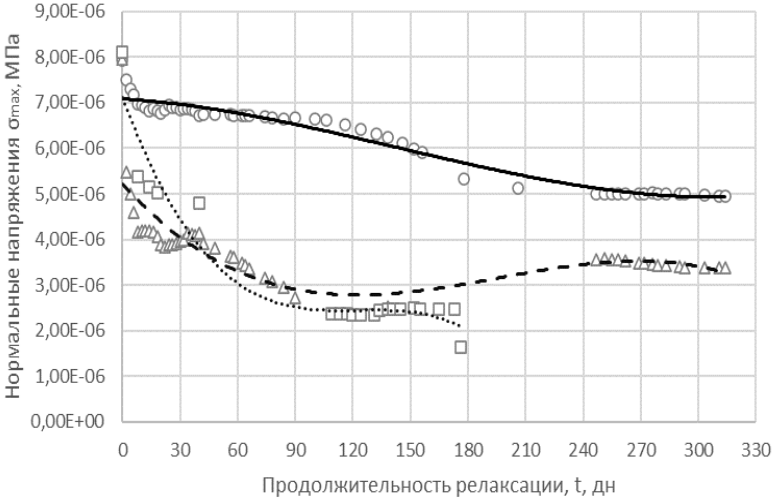


Рис. 8. Кривые релаксации нормальных напряжений
и их аппроксимации для данных, полученных при выдержке
при постоянной деформации слоев древесины:
○ – экспериментальные данные сухих реек; Δ – экспериментальные
данные влажных реек; □ – экспериментальные данные клееных реек;
▬ – аппроксимирующая кривая для сухих реек;
-- – аппроксимирующая кривая для влажных реек;
⋯ – аппроксимирующая кривая для реек с нанесенным клеем

Проанализировав данные графики, можно сделать следующие выводы.

1. Внутренние напряжения, стремящиеся вернуть исходную прямолинейную форму гнутому элементу, с течением 10,4 месяцев снизились и приобрели практически постоянное значение. Текущее напряженно-деформированное состояние образцов относительно кривой равновесного деформирования, а также предыстория нагружения определяют изменение напряженно-деформированного состояния в текущий момент времени.

2. Неравновесная высокоэластическая деформация с течением времени спадает, что оказывает влияние на физико-механические

и релаксационные характеристики второй стадии, когда после отверждения клея конструкция распрессовывается. На основании этого можно предположить, что происходит снижении модуля упругости.

3. Релаксация условных внутренних напряжений от гнутья тонких деревянных элементов относительно величин внутренних напряжений в начале испытаний после года измерений составила:

– 38 % – для сухих реек влажностью 12 %;

– 65 % – для реек с влажностью 23–28 % (по влагомеру);

– 58 % – для тех же реек, без дальнейшего увлажнения (12 %);

– 70 % – для реек с нанесенным и затвердевшим клеем.

4. Сухие образцы реек на 314 день (10,4 мес.) показали не изменяющуюся тенденцию уровня внутренних нормальных напряжений.

5. Пластификация волокон древесины слоев методом вымачивания в воде дала увеличение эластичности слоев перед гнутьем по сравнению с сухими образцами. На 60-ый день испытания влажные рейки показали релаксацию нормальных напряжений σ_{max} в два раза больше, чем у сухих.

6. Покрытие сторон испытываемых образцов клеем значительно влияет на пластичность слоев за счет проникновения в поры древесины со стороны наиболее напряженных наружных волокнах. С одной стороны, это позволяет легче согнуть ламель на заданную кривизну, с другой, снижает напряжения в крайних волокнах слоя в пределах глубины пропитки клеем. В результате уменьшается величина внутренних усилий, стремящихся распрямить гнутоклееный элемент после распрессовки. После полимеризации клея, замедляется релаксация древесины слоя. Наибольшую релаксацию нормальных напряжений σ_{max} среди всех исследуемых показали образцы, с нанесенным клеем.

7. Небольшие изменения влажности внутри помещения влияют на деформацию тонких слоев древесины, что характеризует скачки на графиках. Но это относится только к испытуемым рейкам с открытыми поверхностями.

Литература

1. СП 64.13330.2017. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80 (с Изменениями № 1, 2, 3) – М.: Минрегион России, 2022. URL: https://docs.cntd.ru/document/456082589?ysclid=lu8un14jp8508769313 (дата обращения 15.02.2023)

2. Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП II-25-80) / ЦНИИСК им. Кучеренко. – М. : Стройиздат, 1986. 216 с.

3. Проектирование деревянных конструкций: учеб. Пособие / Е. Н. Серов, Ю. Д. Санников, А. Е. Серов: под ред. Е. Н. Серова. М.: АСВ, 2011. 440 с.

4. Шмидт А. Б. Исследование работы криволинейных участков большой кривизны в клееных деревянных конструкциях: дис. канд. техн. наук: 05.23.01. Ленинград.: ЛИСИ. 1980.

5. Шмидт, А. Б. К расчету криволинейных сжато-изгибаемых трехшарнирных систем из клееной древесины и фанеры по деформированной схеме.: Известия вузов. Строительство, 1999.

6. Гранкин К. В., Шмидт А. Б. О методах расчета сжато-изгибаемых конструкций из клееной древесины.: Науковедение, 2016.

7. Гордон Э. Я. Влияние начальных напряжений от гнутья на работу криволинейных клееных элементов при сжатии с изгибом: дис. канд. техн. наук: 05.23.01. Москва.: МИСИ, 1973.

8. Юлдашев А. Х. Особенности работы клееных деревянных конструкций в условиях чистого изгиба.: Вопросы науки и образования, 2018.

9. Хабибулин А. Ю., Пепеляев А. М. Исследование релаксации напряжений гнутоклееного LVL-бруса после освобождения от изгиба // Интернаука: электрон. научн. журн. 2022. № 21(244). URL: https://internauka.org/journal/science/internauka/244 (дата обращения: 6.03.2024).

10. Ковальчук Л. М. Производство деревянных клееных конструкций. 3-е изд. перераб. и доп. – М. : ООО РИФ «Стройматериалы», 2005. – 336 с.: ил.

11. Лехницкий С. Г. Теория упругости анизотропного тела.: Наука 1977.

12. Т. К. Курьянова, А. Д. Платонов, Н. Н. Федоткин, И. С. Фокина Исследование прочности древесины при длительной постоянной нагрузке.: Лесотехнический журнал, 2012. URL: https://cyberleninka.ru/article/n/issledovanie-prochnosti-drevesiny-pri-dlitelnoy-postoyannoy-nagruzke/viewer (дата обращения 12.02.2024).

13. Каримов, И. Сопротивление материалов. Лекция 16 «Расчет кривых брусьев» [Электронный ресурс] / Каримов И. – Режим доступа: http://www.soprotmat.ru/kriv.htm/

УДК 621.315.668.2:621.3.019.32:519.254

Екатерина Александровна Гончарова,
студент
(Санкт-Петербургский государственный
архитектурно-строительный университет)
E-mail: katspb42@rambler.ru

Ekaterina Aleksandrovna Goncharova,
student
(Saint Petersburg State University
of Architecture and Civil Engineering)
E-mail: katspb42@rambler.ru

ОСОБЕННОСТИ ВЕРОЯТНОСТНО-СТАТИСТИЧЕСКОГО РАСЧЕТА ОПОР ВОЗДУШНЫХ ЛИНИЙ ЭЛЕКТРОПЕРЕДАЧИ

PECULIARITIES PROBABILISTIC-STATISTICAL CALCULATION OVERHEAD ELECTRICAL LINE

Опоры воздушных линий электропередачи, как и токопроводящие провода, грозозащитные тросы, изоляция и линейная арматура играют важную роль в обеспечении эффективной передачи электроэнергии. Обеспечение надежности и безопасности под воздействием внешних нагрузок является важнейшим вопросом при проектировании и эксплуатации ВЛ, особенно при учете экстремальных условий окружающей среды. Один из основных методов оценки надежности – проведение расчётов на прочность и устойчивость конструкций согласно требованиям строительных норм и правил по предельным состояниям. Второй метод – вероятностно-статистический расчет, основанный на применении статистических методов и теории вероятностей для анализа различных аспектов строительной деятельности, включая анализ исполнительной документации. Этот метод позволяет оценивать риски, прогнозировать вероятность возникновения событий и принимать обоснованные решения на основе опытных данных и статистических закономерностей.

Ключевые слова: воздушная линия электропередачи, вероятностно-статистический расчет, надежность.

Overhead transmission towers, as well as conductors, lightning protection wires, insulation and line fittings, play an important role in ensuring efficient transmission of electrical power. Ensuring reliability and safety under the influence of external loads is the most important issue in the design and operation of overhead lines, especially when taking into account extreme environmental conditions. One of the main methods to assess reliability is to carry out calculations for the strength and stability of structures in accordance with the requirements of building codes and regulations. The second method is a probabilistic and statistical calculation based

on the application of statistical methods and probability theory to analyze various aspects of construction activities, including the analysis of executive documentation. This method allows you to assess risks, predict the likelihood of events occurring, and make informed decisions based on data and statistical patterns.

Keywords: overhead electrical line, probabilistic-statistical calculation, reliability.

В сложных строительных конструкциях, которые характерны для нашего времени, отказ даже одного элемента может привести к серьезным последствиям. Поэтому главной задачей инженера-конструктора и специалиста в области надежности является подбор оптимальных параметров конструкции, учитывая при этом факторы, такие как: металлоемкость, стоимость, и т.п. Для успешного достижения этой цели необходимо оценивать надежность элементов на этапе проектирования [1, 2].

В России эксплуатируются воздушные линии электропередачи (ВЛ) напряжением 110–750 кВ общей протяженностью почти 500 тыс. км. Однако за последние несколько десятков лет число отказов этих строительных конструкций возросло. Для понимания действительной работы СК ВЛ рассмотрим «кривую жизни» [3], график которой, как изменение потока отказов по временной оси, состоит из трех основных этапов: приработка, нормальная эксплуатация и износ (рисунок 1).

На первом этапе (участок *a*-*b*-*c*) наблюдается высокий уровень отказов конструкций из-за дефектов и повреждений, возникающих при выполнении транспортных, погрузочно-разгрузочных и строительно-монтажных операций. Улучшение строительного контроля, технического и авторского надзора на первом этапе, а также предоставление гарантийного срока на исправление ошибок подрядчика в течение 3–5 лет, гарантирует высокое качество строительно-монтажных работ с уменьшением частоты отказов ω до уровня, соответствующего нормам. Продолжительность нормальной эксплуатации на следующем этапе (участок *c*-*d*) при нормативном значении $\omega_0 = 1{,}1$ (пунктир на рисунке) зависит от уровня антикоррозионной защиты строительных элементов; так, в условиях промышленной атмосферы оцинкованная стальная

конструкция линий электропередачи теряет защитное покрытие через 15–25 лет.

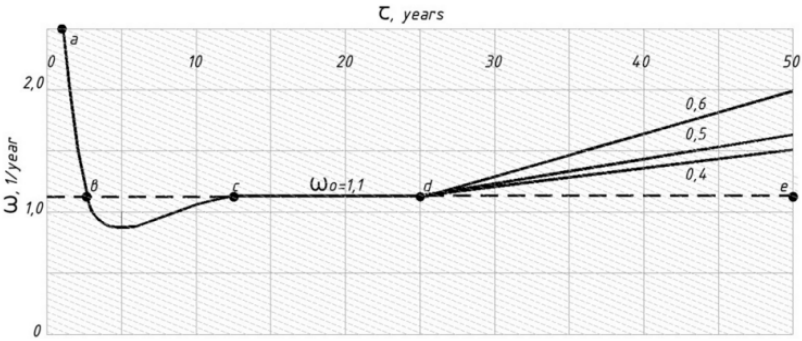


Рис. 1. «Кривая жизни» строительных конструкций ВЛ 110 кВ протяженностью 100 км и продолжительностью 50 лет

На заключительном третьем этапе стальные конструкции имеют повреждения от коррозии, которые зависят от атмосферных условий (участок *d-e*, описанный кривыми износа с коэффициентами 0,4-0,6, аналогичными кривым коррозии по Приложению 1 к ГОСТ 9.040-74). В связи с этим будет необходимо обновление антикоррозионной защиты стальных конструкций, а также укрепление и замена элементов, что значительно снизит частоту отказов до уровня, соответствующего стандартам [4, 5].

Поток отказов ВЛ можно рассматривать, как сумму двух различающихся потоков: связанного с износом и старением элементов ВЛ и зависящего от срока службы; определяемого внешними воздействиями. Показатель отказов первого типа зависит от продолжительности эксплуатации и вызван различными факторами, такими как коррозия металлических элементов, гниение деревянных конструкций, разрушение изоляторов, старение проводов и наклон опор. Для снижения частоты отказов этого типа необходимо чаще проводить техническое обслуживание и ремонт воздушных линий, а также повысить его качество. Количество

отказов второго типа можно уменьшить только путем увеличения исходных прочностных параметров линий передачи. Надежность работы воздушных линий зависит от множества факторов. Для выявления причин отказов и разработки мер по их предотвращению требуются статистические данные о повреждаемости элементов.

Основные причины повреждения воздушных линий можно разделить на две группы: конструктивные (включающие повреждения опор, проводов, изоляторов, траверс из-за экстремальных метеорологических условий, ошибок в монтаже и прочее) и электротехнические (такие как перегрев проводов, поражение грозой и т. д.). Эти факторы приводят к нарушению механической прочности различных элементов, что может вызывать короткие замыкания, отключение линии и представлять угрозу для здоровья и жизни людей.

Рассмотрим механическую составляющую часть воздушной линии электропередачи, в которую входят 4 основных элемента: опора, траверса, изолятор и провод (трос). Для того, чтобы определить наиболее «значимый» элемент для обеспечения надежности конструкции, был проведен статистический анализ отказов воздушных линий [6]. Рассматривая статистику отказов элементов ВЛ (рис. 2), увидим, что значительное число отказов приходит на повреждение проводов до 51 %, изоляторов 32 %. В то время как опора является достаточно надежным элементом. Однако эти 13 % имеют наиболее тяжелые последствия для конструкции и приводят к большим затратам. В случае если прочность опоры окажется меньше необходимого значения, то велика вероятность ее отказа, который в свою очередь может повлечь за собой лавину отказов, то есть разрушение одной опоры ВЛ приводит к разрушению всего анкерного пролета. Помимо высокой степени влияния на иные элементы ВЛ опора является самым дорогим элементом, а также имеет наиболее долгое ремонтное восстановление. На долю опор конструкции воздушных линий приходится около 70–80 % затрат, от общей стоимости строительства ВЛ, определяя необходимость самого пристального отношения к конструктивной части при строительстве и эксплуатации.

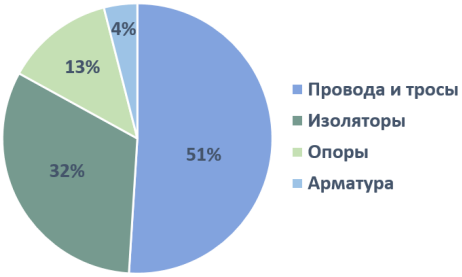


Рис. 2. Статистика отказов по компонентам ВЛ

В качестве материала конструкции опор воздушных линий электропередачи (рис. 3) чаще всего используют сталь. Элементы, изготовленные из стали, обеспечивают высокую прочность и устойчивость к воздействию внешних факторов при более низком весе по сравнению с железобетонными конструкциями. Согласно статистике ОРГРЭС за 1966–1989 годы удельное число отказов железобетонных опор составил 0,034 отказа в год на 100 км протяженности ВЛ, в то время как для металлического этого показателя равняется 0,022 [8]. Это означает что, железобетонные опоры имеют большую интенсивность отказов, чем металлические.

Рис. 3. Стальная конструкция опоры ВЛ

Для обеспечения безопасности и надежности строительных конструкций представляются два различных подхода, а именно – расчет по предельным состояниям и вероятностно-статистические методы. Методика расчета по предельным состояниям является классическим методом в инженерном проектировании, основанном на определении граничных значений напряжений, деформаций или других критериев, при которых конструкция считается прочной и безопасной. Этот метод позволяет инженерам установить допустимые параметры нагрузок, которым должна соответствовать конструкция. Он преимущественен тем, что позволяет четко определить критерии безопасности и прочности строительного объекта, а также данный метод относительно прост для анализа и инженерных расчетов. Однако он может недооценивать реальные изменения в нагрузках и условиях, что может привести к излишней консервативности или недостаточной безопасности.

В отличие от расчета по предельным состояниям, вероятностно-статистический метод учитывает случайные вариации в нагрузках, материалах и других параметрах, которые влияют на поведение конструкции. Этот метод позволяет смоделировать различные риски и неопределенности, что способствует созданию более надежных и безопасных конструкций. Благодаря такому методу можно эффективно планировать обслуживание и ремонт конструкций на основе прогнозирования вероятности возникновения аварий. Однако вероятностно-статистический метод требует более сложных вычислений и анализа данных, что может потребовать дополнительных знаний и ресурсов.

Был проведен анализ рациональности применения вероятностно-статистической методики расчета, по которой производился подбор сечения для элемента опоры типа У330н-1+5.

В детерминированном виде условие устойчивости элемента имеет вид:

$$P \le P_0 , \qquad (1)$$

где P, P_0 – действующая и критические нагрузки.

Полагаем, что величины P и P_0 являются случайными величинами с соответствующими плотностями распределения вероятностей $f(P)$, $f(P_0)$. В силу этого случайной будет и величина запаса устойчивости:

$$y = P_0 - P\,. \tag{2}$$

Случайную величину y можно связать с вероятностью безотказной работы R по критерию устойчивости:

$$R = P(y \geq 0). \tag{3}$$

Геометрически, R означает площадь кривой распределения при изменении y от 0 до $+\infty$:

$$R = \int_0^{\infty} f(y)dy. \tag{4}$$

Величина требуемой надежности критического элемента определяется по формуле:

$$R = 1 - \frac{1}{T}, \tag{5}$$

где T – срок эксплуатации сооружения, лет.

Срок службы по отечественным нормам отличается от зарубежных, поэтому приведем сравнительный анализ в табл. 1. В дальнейших расчетах используется ГОСТ 27751-2014 [1].

Таблица 1

Сравнение европейских и отечественных норм

Нормативный документ	Класс сооружения	Срок службы, лет	Вероятность безотказной работы R
BS EN 50341-1:2001- «*Overhead electrical lines exceeding AC* 45 *kV*»	КС-1	50	0,98
	КС-2	150	0,993
	КС-3	500	0,998

Окончание табл. 1

Нормативный документ	Класс сооружения	Срок службы, лет	Вероятность безотказной работы *R*
ГОСТ 27751-2014 «Надежность строительных конструкций»	КС-1	До 50	До 0,98
	КС-2	От 50 до 100	От 0,98 до 0,99
	КС-3	100 и более	От 0,99 и более

После нахождения вероятности безотказной работы R находим диаметр элемента опоры ВЛ по формуле:

$$A\overline{d^8} - B\overline{d^4} + C = 0. \quad (6)$$

Коэффициенты A, B, C определяются по формулам:

$$A = (\pi^3 / 64\mu^2)^2 \{\frac{\overline{E^2}}{\overline{l^4}} - z^2[\frac{S_E^2}{\overline{l^4}} + \frac{4\overline{E^2}S_i^2}{l^6} + 16a^2\overline{E^2} / (9\overline{l^4})]\}; \quad (7)$$

$$B = (\pi^3 \overline{EP}) / (32\mu^2 \overline{l^2}); \quad (8)$$

$$C = \overline{P^2} - (zS)^2, \quad (9)$$

где $\overline{E}$, S_E – модуль упругости стали и его среднее квадратическое отклонение; l, S_i – длина элемента и его среднее квадратическое отклонение; $\overline{P}$, S – усилие в элементе и его среднее квадратическое отклонение; z – нормированная случайная величина, распределенная по нормальному закону, зависит от величины R (рис. 4).

После проделанных вычислений можем найти максимальный вещественный корень $\overline{d}$. Затем осуществляем переход от круглого сечения к равнополочному уголку через сопоставимый радиус инерции, который определяем по формуле:

$$i = \frac{D}{4} \quad (10)$$

И подбираем по данным расчетам сечение элемента.

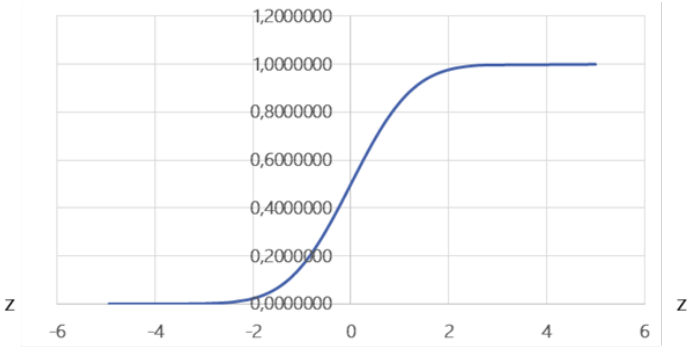


Рис. 4. Зависимость вероятности безотказной работы *R* от *z*

В результате выяснилось, что с помощью двух методов расчета конкретной опоры с определенной длиной элемента и усилием в нем, следует, что при уровне надежности до 0,98 (срок службы Т – до 50 лет) перерасход стали по сравнению с методом предельных состояний для элемента составляет 40,5 %, для уровней надежности равных диапазону от 0,98 до 0,99 (срок службы 50–100 лет) и от 0,99 и более (срок службы равен 100 лет и более) перерасход стали составляет 15,8 %.

В будущем планируется расширить методику подбора сечения вместе с экономией металла с помощью вероятностно-статистического расчета, чтобы, имея заданный уровень надежности и размер расчетного пролета, который определяет нагрузки на опоры, подобрать необходимое сечение.

На основе исполнительной документации конкретной воздушной линии сверхвысокого напряжения ВЛ 750 кВ «Белозерская-Ленинградская» произведен анализ результатов различных типов опор и определено их количество для каждого типа (табл. 2).

Для статистического анализа выбирается наиболее объемная выборка – 289 промежуточных опор типа ПП750-5ЛБ. Далее строится график нормального распределения (рис. 5), в котором отсекаются граничные пролеты для определенной вероятности безотказной работы *R* и определяются расчетные пролеты *L*.

Таблица 2

Типы опор, участвующих в статистическом анализе

№ п/п	Тип опоры	Пролет		Кол-во опор
		max	min	
1	Анкерно-угловая УС750-1+5ЛБ	355	237	22
2	Анкерно-угловая УС750-1+10ЛБ	392,5	197,5	15
3	Анкерно-угловая УС750-1+15ЛБ	337,5	234,5	8
4	Анкерно-угловая УСк750-1+5ЛБ	332,5	332,5	1
5	Анкерно-угловая УС750-1ЛБ	290	260	6
6	Промежуточная ПП750-5ЛБ	395	239,5	289
7	Промежуточная ПС750-3ЛБ	362,5	302,5	14
8	Промежуточная ПС750-3+5ЛБ	403	249,5	18
			Всего опор:	373

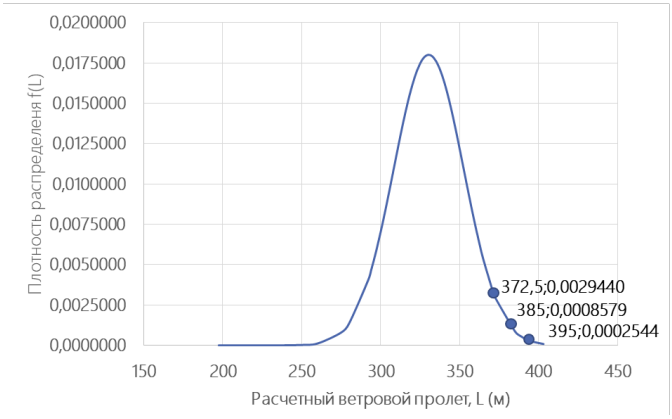


Рис. 5. Стандартное нормальное распределение пролетов

При вероятности безотказной работы R равной до 0,98 – расчетный пролет L = 372,5 м, при R от 0,98 до 0,99 – L = 385 м, при значении R от 0,99 и более L = 395 м. Относительно данных пролетов будет продолжаться расчет и подбор сечения, который будет выполнен в следующей публикации.

Выводы и предложения

Использование расчета по предельным состояниям и вероятностно-статистического метода, в совокупности, может обеспечить более полное и надежное проектирование конструкции. Объединяя в себе преимущества каждого подхода, данная совокупность обеспечивает оптимальное сочетание прочности, безопасности и надежности при технико-экономическом обосновании и проектировании конструкций ВЛ.

Литература

1. ГОСТ 27751-2014. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения.

2. К. Капур, Л. Ламберсон Надежность и проектирование систем под ред. д-ра техн. наук, проф. И. А. Ушакова – Москва: Издательство «Мир», 1980. – 610 с.

3. Сенькин Н. А. Строительные конструкции воздушных линий электропередачи ВЛ 110–750 кВ: этапы жизненного цикла // Тезисы докладов VIII-го Международного симпозиума. Актуальные проблемы компьютерного моделирования конструкций и сооружений, г. Тамбов, 17–21 мая, 2023 г., С. 24.

4. Senkin, N. (2024). Improvement of Methods of Inspection of Steel Structures of Overhead Power Line. In: Vatin, N., Roshchina, S., Serdjuks, D. (eds) Proceedings of MPCPE 2022. MPCPE 2022. Lecture Notes in Civil Engineering, vol 335. Springer, Cham.

5. Senkin N. (2023). Methods for Increasing of Reliability of Power Overhead Line Structures. AIP (American Institute of Physics) Conference Proceedings, Volume 2791, Issue 1, id.030019, 8 pp. DOI: 10.1063/5.0143697.

6. Хамидуллин И. Н., Ильин В. К. К вопросу о надежности воздушных линий электропередачи 35-500 кВ // Электротехнические и информационные комплексы и системы 2016. Т. 12, № 1, 45–53 с.

7. Кудишин Ю. И. Металлические конструкции: учебник для студентов учреждений высшего профессионального образования / Ю. И. Кудишин,

Е. И. Беленя, В. С. Игнатьева; под ред. Ю. И. Кудишина. – 13-е изд., испр. – М.: Издательский центр «Академия», 2011. – 688 с.

8. Яковлев Л. В. Комплекс работ и предложений по повышению надежности ВЛ на стадии проектирования и эксплуатации / Л. В. Яковлев, Р. С. Каверина, Л. А. Дубнич. – Текст: непосредственный // Линии электропередачи 2008: проектирование, строительство, опыт эксплуатации и научно-технический прогресс: сборник трудов III Российской с международным участием научно-практической конференция (2–6 июня 2008 г.); под редакцией Ю. А. Лаврова. – Новосибирск: [Б. и.], 2008. – С. 28–49.

9. ПУЭ-7. Правила устройства электроустановок. Седьмое издание. 2003. 628 с.

10. Барг И. Г. Воздушные линии электропередачи: вопросы эксплуатации и надежности / И. Г. Барг, В. И. Эдельман. – Москва: Энергоатомиздат, 1985. – 248 с. – Текст: непосредственный.

11. Методические указания по оценке технического состояния воздушных линий электропередачи напряжением 35–750 кВ и их элементов / А. В. Демин, В. В. Алексеев, В. М. Арсеньев [и др.]. – Москва: СПО ОРГРЭС, 1996. – 36 с. – Текст: непосредственный.

12. Повышение надежности и долговечности электросетевых конструкций: монография / Е. В. Горохов, С. Н. Шаповалов, Е. И. Удод [и др.]; под редакцией Е. В. Горохова. – Киев: Техника, 1997. – 284 с. – Текст: непосредственный.

13. Сенькин Н. А., Белякова Т. Е., Мальчиков Д. А., Васильев В. С. Действительная работа стальных конструкций воздушных линий электропередачи напряжением 35 кВ и выше // Металлические конструкции. ДонНАСА. Том 28, Номер 1. 2022. Р. 5–18.

УДК 624.04

Елизавета Алексеевна Григорьева,
студент
(Санкт-Петербургский государственный
архитектурно-строительный университет)
E-mail: elizabethgrig@mail.ru

Elizaveta Alekseevna Grigorieva,
student
(Saint Petersburg State University
of Architecture and Civil Engineering)
E-mail: elizabethgrig@mail.ru

ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ ИЗ НЕРЖАВЕЮЩЕЙ СТАЛИ. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

STAINLESS STEEL FLOOR PLATES. DETERMINATION OF LOAD-BEARING CAPACITY

Настоящая статья подготовлена на основе изучения зарубежных инноваций в сфере применения продукции металлургической промышленности в строительной отрасли. В статье кратко охарактеризован инновационный строительный материал, предложенный зарубежными проектировщиками, представляющий собой структурную плиту, способный заменить существующие варианты исполнения ограждающих конструкций, кратно увеличить темпы строительства и снизить трудозатраты на возведение зданий. В статье приведен расчет плиты по несущей способности и деформативности в соответствии с требованиями сводов правил и действующих нормативно-правовых актов. В заключении обобщены результаты исследования и проведен сравнительный анализ исследуемой плиты с перекрытиями, выполненными из иных материалов.

Ключевые слова: перекрытие, плита, пластина, панель, тонкостенные стержневые элементы, несущая способность.

This article has been prepared on the basis of a study of foreign innovations in the application of metallurgical industry products in the construction industry. The article briefly characterizes the innovative building material proposed by foreign designers, which is a structural slab that can replace existing options for enclosing structures, multiply the pace of construction and reduce labor costs for the construction of buildings. The article provides a calculation of the slab based on its load-bearing capacity and deformability in accordance with the requirements of the codes of practice and current regulations. In conclusion, the results of the study are summarized and a comparative analysis of the slab under study with floors made of other materials is carried out.

Keywords: floor, slab, plate, panel, thin-walled rod elements, load-bearing capacity.

Предпосылки внедрения стальных конструкций в жилищное строительство

Весной 2022 года изменения в области международных отношений затронули все сферы мировой экономической деятельности, а последствия разнообразных санкций, введённых в отношении России, продолжают отражаться на макроэкономике страны, неизбежно затрагивая деятельность предприятий и системообразующих организаций.

Одним из наиболее чувствительных секторов отечественной экономики, где последствия санкций оказались наиболее значительными, стал строительный комплекс. В экстремально короткие сроки разрушены цепочки поставок строительного оборудования, материалов, ограничен экспорт и импорт, лимитированы способы расчетов, в результате резкого роста доллара по отношению к рублю, повышения ключевой ставки рефинансирования значительно выросла стоимость приобретаемых средств, покупательская способность ощутимо снизилась [1].

С целью поддержки металлургических компаний, являющихся системообразующими предприятиями, стимулирования спроса на продукты металлургической промышленности, а также ликвидации последствий введенных ограничений, Министерством строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации 10 июня 2022 года был утвержден План мероприятий по расширению области применения стали в строительстве [2].

Мнения представителей строительной индустрии подтверждают преимущества внедрения стали в гражданское строительство, среди которых:

- высокая скорость и качество строительства;
- всесезонность строительно-монтажных работ;
- низкие трудозатраты;
- позитивное влияние на рост промышленного потенциала отрасли;
- профицит на российском рынке плоского проката.

Инновационный строительный материал – плиты *B-CORE SLAB*

В 2017 году компанией *BOARD* (Китай) была предложена конструкция плиты *B-CORE* и технология пайки горячим воздухом медных соединений.

Конструкция плиты была взята из аэрокосмической промышленности, в которой сотовые панели применяются для космических аппаратов связи, но их стоимость исчисляется десятками тысяч долларов за квадратный метр [3, 4]. Поэтому, для внедрения в строительную отрасль возникла необходимость производства аналогичного прочного и легкого материала с гораздо меньшими затратами. Далее на рис. 1 и 2 соответственно представлены сотовая панель и плита *B-CORE*.

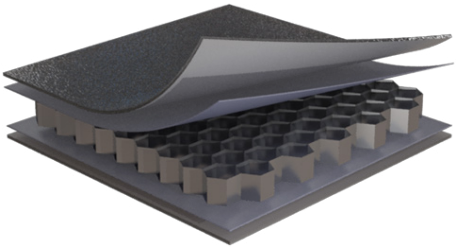


Рис. 1. Сотовая панель

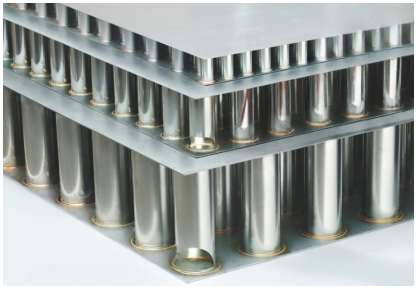


Рис. 2. Плита B-CORE SLAB

Плита *B-CORE* представляет собой сэндвич-панель, состоящую из двух стальных пластин, соединенных между собой массивом тонкостенных цилиндрических стержней (далее СТЭ – стальной тонкостенный элемент) установленной длины. Соединение массива стержней и панелей происходит при помощи пайки медью под потоком горячего воздуха в специализированных шкафах при температуре 1100 °С. На концах стержней перед началом пайки находиться медный кант, температура плавления которого ниже температуры плавления основного металла – в данном случае стали.

Пространство между вертикальными тонкостенными элементами плиты, которое отсутствует в сотовых панелях, позволяет производить процесс спайки горячим воздухом, обеспечивая при этом равномерную нагреваемость и исключая добавочные напряжения.

Предпосылки для расчета

На рис. 3 изображены размеры элементов плиты, где l_{ny} – расстояние между центрами СТЭ по ширине плиты по оси Y, l_{mz} – расстояние между центрами СТЭ по длине плиты по оси Z, d_n и d_m – чистое расстояние между СТЭ по оси Y и Z соответственно, d – внешний диметр СТЭ, t_w – толщина стенки СТЭ, t_f – толщина верхней и нижней пластины, t_y – толщина бортовой рамы, a – шаг закрепления плиты (в данном случае 1 м), b – ширина плиты.

Исследуемая плита имеет две разные формы поперечного сечения по длине плиты. При расчете момента сопротивления необходимо учитывать разницу моментов сопротивления таких сечений. Расчетные сечения изображены на рис. 4.

При исследовании работы плиты необходимо задаться начальными параметрами конструкции. Согласно заявленным характеристикам приняты следующие параметры перекрытия:

• общие параметры: предел текучести R_y = 325 МПа; модуль упругости E = 2,06 МПа; вес плиты g_{pl} = 33,1 кг/м^2;

• параметры плиты: длина l = 12 м, шаг закрепления a, ширина b = 2 м, высота h = 0,15 м, толщина верхней и нижней панелей t_f = 1,5 мм, расстояние между трубами вдоль оси Y составляет

l_{ny} = 100 мм, расстояние между трубами вдоль оси Z составляет l_{mz} = 100 мм, толщина бортовой рамы t_y = 2,5 мм;

• параметры СТЭ: внешний диаметр d = 51 мм, толщина стенки t_w = 0,3 мм, высота h_w = 147 мм.

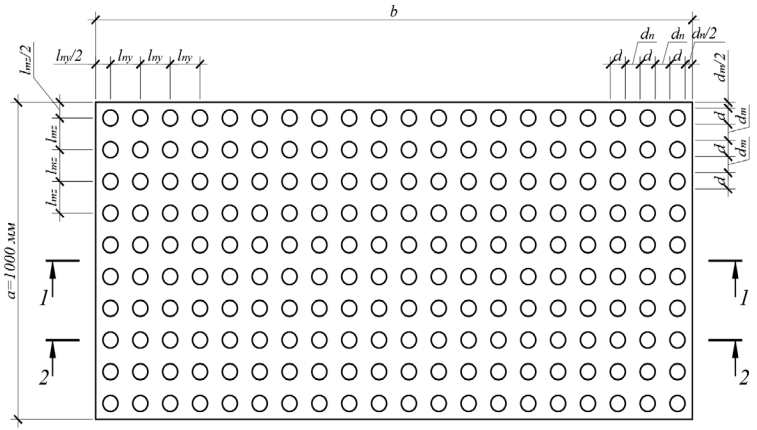
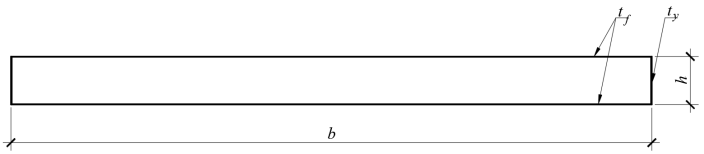


Рис. 3. Размеры элементов плиты

1-1



2-2

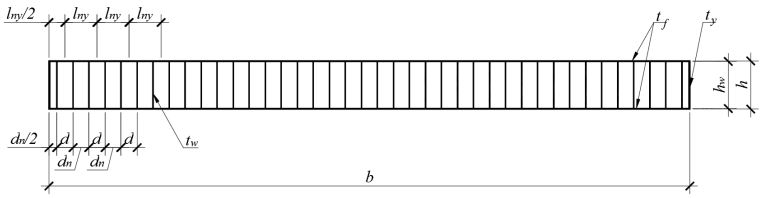


Рис. 4. Расчетные сечения плиты

Определение несущей способности плиты по первой группе предельных состояний

Для определения несущей способности плиты из условия предельной несущей способности необходимо знать момент сопротивления каждого рассматриваемого сечения. Требуемые для расчета геометрические характеристики приведены в табл. 1.

Таблица 1

Характеристики сечения

Параметр	Ед. изм	Сечение без СТЭ	Сечение с СТЭ
Момент инерции	$см^4$	3440,31	3757,96
Момент сопротивления	$см^3$	458,71	501,06

Максимальный изгибающий момент, воспринимаемый сечением:

$$M_{\max} = R_y \cdot W_x, \quad (1)$$

где R_y – расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по пределу текучести, принимаемое по таблице В.3 [5]; W_x – максимальный момент сопротивления относительно оси X.

Значение максимального изгибающего момента для сечения:

- без центральных труб M_{max} = 149,08 кН·м;
- с центральными трубами M_{max} = 162,85 кН·м.

Максимальная распределенная по площади нагрузка, воспринимаемая плитой, рассчитанная по первой группе предельных состояний:

$$g_{\max 1} = \frac{8M_{\max}}{a^2 b} - g_{pl}, \quad (2)$$

где M_{max} – максимальный изгибающий момент, воспринимаемый сечением, a – шаг закрепления плиты, b – ширина плиты, g_{pl} – собственный вес плиты.

Максимальная распределенная по площади нагрузка, воспринимаемая плитой, исходя из условия предельной несущей способности представлена в табл. 2.

Таблица 2

Максимальная нагрузка, воспринимаемая плитой из условия предельной несущей способности

Шаг закрепления плиты *a*, м	Допускаемая нагрузка, кН/м^2		Процент расхождения, %
	Сечение без СТЭ	Сечение с СТЭ	
1	596,00	651,08	8,46
2	148,76	162,53	8,47
3	65,93	72,05	8,49
4	36,95	40,39	8,52
5	23,53	25,73	8,56
6	16,24	17,77	8,61
7	11,85	12,97	8,67
8	8,99	9,85	8,73
9	7,04	7,72	8,81
10	5,64	6,19	8,90
11	4,60	5,06	9,00
12	3,82	4,20	9,11

Определение несущей способности плиты по второй группе предельных состояний

Определение несущей способности плиты по допускаемым прогибам проведено в соответствии с приложением Д [6].

Вертикальные предельные прогибы f_u принимаются согласно табл. Д.1 [6]. Для плит перекрытий вертикальный предельный прогиб определяется в зависимости от пролета конструкции. Максимальный прогиб плиты в зависимости от шага закрепления приведен в табл. 3.

Таблица 3

Вертикальные предельные прогибы плиты в зависимости от шага закрепления

a, м	f_u, мм	a, м	f_u, мм	a, м	f_u, мм
1	8,33	5	27,27	9	40,00
2	14,81	6	30,00	10	42,86
3	20,00	7	33,60	11	45,52
4	24,00	8	36,92	12	48,00

Максимальная распределенная по площади нагрузка, воспринимаемая плитой, рассчитанная по второй группе предельных состояний:

$$g_{\max 2} = \frac{384}{5} \cdot \frac{EI_x}{a^4 b} \cdot f_u - g_{pl}, \quad (3)$$

где E – модуль упругости стали, I_x – момент инерции рассматриваемого сечения, a – шаг закрепления плиты; b – ширина плиты; f_u – величина вертикального предельного прогиба, g_{pl} – собственный вес плиты.

Максимальная распределенная по площади нагрузка, воспринимаемая плитой, исходя из условия предельных деформаций представлена в табл. 4, результаты расчета отображены графически на рис. 4.

Таблица 4

Максимальная нагрузка, воспринимаемая плитой из условия предельных деформаций

Шаг закрепления плиты a, м	Допускаемая нагрузка, кН/м^2		Процент расхождения, %
	Сечение без СТЭ	Сечение с СТЭ	
1	2267,631	2477,069	8,46
2	251,670	274,941	8,46
3	66,874	73,080	8,49

Окончание табл. 4

Шаг закрепления плиты *a*, м	Допускаемая нагрузка, кН/м²		Процент расхождения, %
	Сечение без СТЭ	Сечение с СТЭ	
4	25,190	27,546	8,55
5	11,551	12,648	8,67
6	5,975	6,557	8,87
7	3,484	3,836	9,17
8	2,129	2,355	9,62
9	1,335	1,488	10,30
10	0,842	0,949	11,34
11	0,521	0,600	13,03
12	0,305	0,364	16,00

На рис. 5 изображен график, отображающий несущую способность рассматриваемой плиты по первой и второй группам предельных состояний, в соответствии с данными табл. 2 и 4.

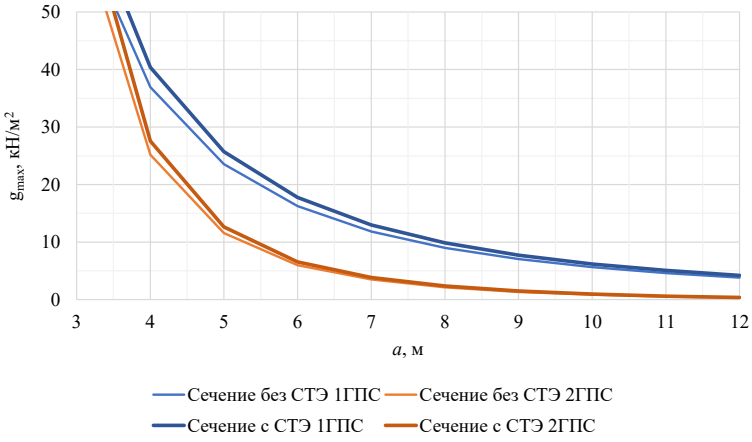


Рис. 5. График зависимости допускаемой нагрузки от шага закрепления

Заключение

Согласно данным табл. 2 и 4 СТЭ оказывает небольшое влияние на характеристики сечения, и как следствие на несущую способность плиты, поскольку толщина таких элементов в конструкции плиты намного меньше, чем толщина пластин в верхний и нижней пластинах и бортовой раме. Доля влияния центральных стержневых труб на геометрические характеристики плиты и несущую способность не превышает 10 % в случае расчета по несущей способности и не превышает 16 % – по деформативности.

По сравнению с бетонными (многопустотными, полнотелыми) и деревянными (*CLT*-панели) плитами перекрытий, несущая способность которых варьируется в пределах от 450 до 1600 кг/м^2 и от 500 до 600 кг/м^2 соответственно, плиты перекрытия из нержавеющей стали согласно полученным графикам способны выдерживать большую нагрузку при тех же пролетах. Данное преимущество может служить основанием для дальнейшего изучения характера работы таких плит, проведения теоретических и экспериментальных исследований, поиска рациональной области применения таких плит, разработки нормативных документов и внедрения таких плит в строительное производство.

Литература

1. Перспективы развития правового регулирования отношений в области строительства в условиях экономических санкций [Электронный ресурс] – URL: https://zakon.ru/blog/2022/04/29/perspektivy_razvitiya_pravovogo_regulirovaniya_otnoshenij_v_oblasti_stroitelstva_v_usloviyah_ekonomi (дата обращения: 20.03.2024).

2. План мероприятий («Дорожная карта») по расширению области применения стали в строительстве и совершенствованию технического регулирования в области строительства и пожарной безопасности объектов капитального строительства с применением стальных конструкций на 2022–2026 гг. Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации 10 июня 2022 года № 12-П/08.

3. *Злотенко В. В., Ишенина Н. Н.* Особенности механической обработки алюминиевых сотовых конструкций // Вестник Сибирского государственного аэрокосмического университета имени академика М. Ф. Решетнева / под ред. проф. Г. П. Белякова; СибГАУ. Вып.6. Красноярск, 2005. 326 с.

4. B-CORE: современный материал от BROAD [Электронный ресурс] – URL: https://www.modular.org/2021/10/28/b-core-the-modern-material-from-broad/ (дата обращения: 20.03.2024).

5. СП 16.13330.2017. «СНиП П-23-81* Стальные конструкции». М.: – АО «НИЦ «Строительство» ЦНИИСК им. В. Л. Кучеренко / МГСУ, СПбГАСУ, 2017. – 148 с.

6. СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия». Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. – М.: Стандартинформ, 2018. – 95 с.

УДК 624.21.037:624.014.2:625.41

Эвелина Витальевна Давидюк,
студент
(Санкт-Петербургский государственный
архитектурно-строительный университет)
E-mail: evellinav17@gmail.com

Evelina Vitalievna Davidyuk,
student
(Saint Petersburg State University
of Architecture and Civil Engineering)
E-mail: evellinav17@gmail.com

КОНСТРУКЦИИ СВЕРХСКОРОСТНОЙ АРКТИЧЕСКОЙ ТРАНСПОРТНО-ЭНЕРГЕТИЧЕСКОЙ МАГИСТРАЛИ

STRUCTURES OF THE HIGH-SPEED ARCTIC TRANSPORT AND ENERGY HIGHWAY

В предлагаемой статье выдвигается гипотеза о том, что строительство в Арктических регионах является одним из перспективных направлений развития России, важнейшей частью которого является проектирование и возведение сверх- и высокоскоростной магистрали вдоль Северного Морского Пути (СМП). Основной целью исследования является определение наиболее эффективной конструктивной формы пролетного строения Арктической транспортно-энергетической магистрали (АТЭМ). Для достижения этой цели подробно рассматривается четыре варианта конструктивных схем АТЭМ: при применении двух различных типов современных компактированных проводов и двух видов решеток связей в инновационных конструкциях синусоидальных арок.

Ключевые слова: высокоскоростная транспортная магистраль, арктическая транспортно-энергетическая магистраль, большепролетная конструкция, синусоидальная арка, эффективность, расчет магистрали, строительство, арочное пролетное строение.

The proposed article hypothesizes that construction in the Arctic regions is one of the promising areas of Russia’s development, the most important part of which is the design and construction of a super- and high-speed highway along the Northern Sea Route (NSR). The main purpose of the study is to determine the most effective structural form of the superstructure of the Arctic Transport and Energy Highway (ATEH). To achieve this goal, four variants of ATEH design schemes are considered in detail: when using two different types of modern compact wires and two types of connection grids in innovative designs of sinusoidal arches.

Keywords: high-speed transport highway, Arctic transport and energy highway, large-span structure, sinusoidal arch, efficiency, calculation of the highway, construction, arched superstructure.

Россия имеет большой экономический интерес в Арктической зоне. Этот регион приносит около 11 % дохода страны, хотя здесь проживает лишь небольшая часть населения. Арктика богата полезными ископаемыми, которые имеют важное стратегическое значение для России. Согласно прогнозам, в этом регионе находится огромные запасы нефти, газа и газового конденсата, что составляет значительную часть от неразведанных запасов углеводородов в мире.

Более 60 % всех ресурсов, о которых речь идет, могут стать ключевым источником нефти, газа, угля и полиметаллов как для России, так и для мирового рынка. Кроме того, в Арктике находятся огромные запасы различных полезных ископаемых, таких как апатитовый концентрат, никель, медь, вольфрам, редкоземельные элементы, платиноиды, олово, ртуть, золото, серебро, алмазы, марганец, хром, титан. Арктический регион характеризуется значительным потенциалом для развития промышленности. За последние десятилетия здесь были построены объекты нефтегазового комплекса, трубопроводы протяженностью в тысячи километров, электростанции, включая Билибинскую АЭС, шахты, железные дороги, аэродромы, морские и речные порты [1]. Северный морской путь (рис. 1) становится важным транспортным путем не только для России, но и для других стран и регионов мира. Растет интерес различных стран и организаций к развитию кроссполярных перелетов, особенно между Северной Америкой и Азией. Арктика также обладает огромными биологическими ресурсами, имеющими мировое значение. Арктика оказывает влияние на состояние окружающей среды по всему миру, включая климат и уровень мировых океанов [2].

Увеличение активности в Арктических регионах приведет к созданию новых рабочих мест и увеличению численности населения в регионах Крайнего Севера. Это содействует не только социально-экономическому развитию этих регионов, но и стимулирует развитие международных связей и морского транспорта. Процветание арктических регионов будет способствовать общему экономическому росту нашей страны.

Рис. 1. СМП и ключевые города,
входящие в его состав

Также магистраль способствует повышению безопасности Северного морского пути. Нередко бывают случаи, вследствие которых экипажи судов заболевает, попадают в аварийные ситуации, при которых требуется срочная эвакуация. При построенной высокоскоростной магистрали, заболевших, пострадавших людей можно будет с большой скоростью доставить в ближайшие пункты скорой помощи, а при необходимости в госпитали.

Конструктивная схема магистрали надземной части

Сама магистраль берет свое начало в Усть-Луге, где построен огромный грузотерминальный комплекс, соединяется у г. Гатчина Ленобласти с высокоскоростной магистралью, проложенной вокруг Санкт-Петербурга, проходит через Архангельск, Нарьян-Мар, Новый Уренгой, Тикси, Певек и приходит к Берингову проливу. Также имеется вариант провести арктическую магистраль до Аляски.

Так как магистраль несет в себе энергетическую функцию, для ее дополнительной подпитки была проделана работа по устройству поперечных ВЛ 330 кВ, например, от плавучей атомной станции «Академик Ломоносов» у г. Певек, подпитывающая энергетическую магистраль.

Реализация предложенного проекта приведет к развитию береговой, электроэнергетической и аварийно-спасательной инфра-

структур, за счет обеспечения транспортной доступности отдалённых районов (рис. 2).

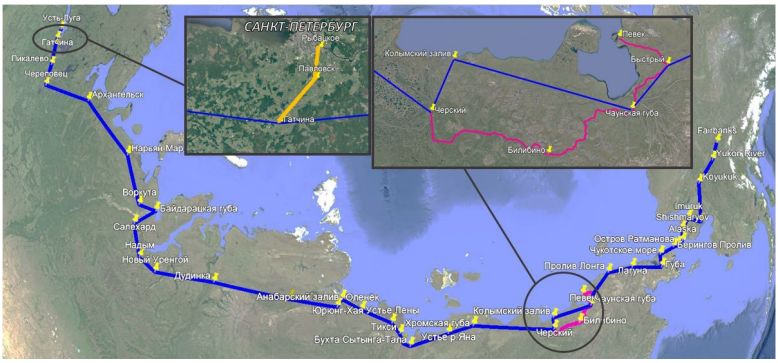


Рис. 2. Общий вид АТЭМ: синяя линия – АТЭМ; красная – трасса ВЛ 330 кВ от Певека; желтая – ВСТМ Санкт-Петербурга: ТПУ «Рыбацкое» – ТПУ «Гатчина»

Так как строительство планируется в сложных северных регионах, то для учета особых климатических условий полярных зон при проектировании АТЭМ используется расчетный климатический район, который устанавливается на одну ступень выше нормативного района, указанного в Картах районирования по СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия» [3]. Кроме того, ВЛ дополнена дополнительной резервной фазой.

Для определения наиболее подходящего конструктивного решения для основы магистрали, включая высотные и большепролетные несущие конструкции, которые поддерживают балку путепровода и опоры ВЛ 330 кВ, были проведены расчеты, в которых рассмотрены четыре варианта конструкции АТЭМ.

В первом варианте применены два современных компактированных провода в фазе типа АСПк300/39 с треугольной решеткой связей, соединяющей две арки синусообразного очертания, во втором тот же провод, но с применением решетки из связей, расположенными по аналогии с элементами соединения верхнего и нижнего

пояса у фермы с нисходящими раскосами, в третьем варианте – один компактированный провод в фазе типа *GZTACSR*600 и треугольная решетка, в четвертом – тот же провод, но раскосная решетка с нисходящими раскосами.

Также арки синусообразного очертания были выбраны не случайно. Данный путепровод необходимо крепить каждые 45 м, (было выявлено в предыдущих работах [4, 5, 6], связано с деформативностью конструкции) с чем прекрасно справляются выбранные арки, представленные на рис. 3 и 4.

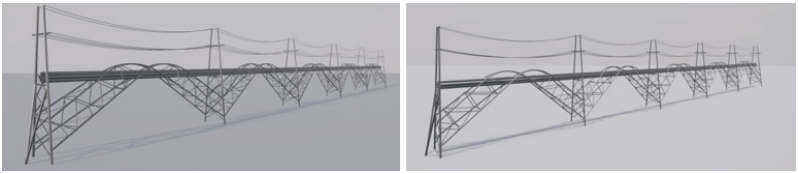


Рис. 3. Конструкции блока хребтовых арок с треугольной решеткой, соединяющей две арки синусообразного очертания (*слева*); то же, только с раскосной решеткой (*справа*)

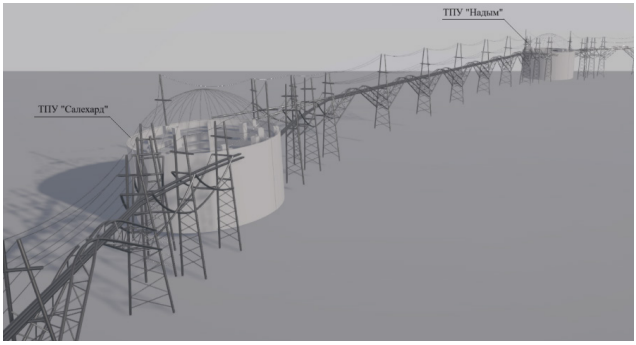


Рис. 4. Расположение участка ТПУ «Салехард» – ТПУ «Надым»

Участок, рассматриваемый для расчета конструкции транспортной магистрали, располагается в пределах линии ТПУ «Салехард» – ТПУ «Надым», и представлен на рис. 4.

Данная конструкция рассчитывалась на следующие нагрузки. Постоянные нагрузки: к ним относится собственный вес конструкции, который в программе *SAP*2000 задается автоматически. Нагрузка от проводов: расчет ВЛ, входящих в конструкцию опор путепровода, производился в режимах для сочетания следующих условий в соответствии с ПУЭ-7 [7]: максимальная температура при отсутствии ветра и гололеда; минимальная температура при тех же условиях; среднегодовая температура при тех же условиях; наличие гололеда при отсутствии ветра; наличие ураганного ветра при отсутствии гололеда; ветер и гололед действуют совместно; аварийные режимы с обрывом проводов и тросов; монтажные режимы.

Монтажный режим разделен на два подрежима: возведение и ремонт. Первый режим наблюдается во время возведения линии, в котором натяжение проводов у опоры присутствует только с одной стороны, а второй – проведение ремонтных работ на эксплуатируемой линии, в котором натяжение проводов присутствует с двух сторон. В табл. 1 можно заметить, что ветровая нагрузка и нагрузка от собственного веса не совпадают ни с одним из расчетных случаев. В табл. 1 также приведены значения расчетных нагрузок от проводов марки АСПк 300/39, где G – вертикальная нагрузка (собственный вес проводов, гололед, вес монтажников), кН; P – горизонтальная нагрузка (ветровое давление), кН; T – тяжение проводов, кН.

Таблица 1

Расчетные нагрузки от двух проводов АСПк 300/39 в фазе

№ п/п	Наименование нагрузок, кг	1 ПС	2 ПС	Формула расчета
1	Ветер перпендикулярно конструкции, гололеда нет *G* *P* *T*	 6,86 252,92 0	 6,53 160,79 0	*G*=*P*св**L**2

Окончание табл. 1

№ п/п	Наименование нагрузок, кг	1 ПС	2 ПС	Формула расчета
2	Ветер направлен под 45°, гололеда нет *G* *P* *T*	6,86 179,57 0	6,53 114,16 0	$G=P_{св}*L*2$
3	Гололед, ветер перпендикулярно конструкции *G* *P* *T*	62,73 40,19 0	42,56 63,23 0	$G=P_{св}*L*2+РНГ*L*2$
4	Гололед, ветер направлен под 45° *G* *P* *T*	62,73 28,54 0	42,56 44,89 0	$G=P_{св}*L*2+РНГ*L*2$
5	Аварийный. Оборван(ы) провода(а) одной фазы *G* *P* *T*	3,43 0 65,00	3,26 0 50,00	$G=P_{св}*L$ $T=\frac{2\cdot\sigma_6\cdot S_{поп}}{3}$
6	Монтажный режим: Возведение *G* *P* *T*	8,86 126,46 14,09	8,53 80,39 10,84	$G=P_{св}*L*2+200$ (учитывается вес монтажника с оборудованием) $T=\frac{2\cdot\sigma_7\cdot S_{поп}}{3}$
7	Монтажный режим: Ремонт *G* *P* *T*	8,86 126,46 0	8,53 80,39 0	$G=P_{св}*L*2+200$ (учитывается вес монтажника с оборудованием)

В табл. 2 приведены значения расчетных нагрузок от проводов марки *GZTASR*600.

Таблица 2

Расчетные нагрузки от одного провода GZTASR600 в фазе

№ п/п	Наименование нагрузок, кг	1 ПС	2 ПС	Формула расчета
1	Ветер перпендикулярно конструкции, гололеда нет *G* *P* *T*	 5,14 266,96 0	 4,90 169,71 0	*G*=*P*св**L*
2	Ветер направлен под 45°, гололеда нет *G* *P* *T*	 5,14 189,54 0	 4,90 120,49 0	*G*=*P*св**L*
3	Гололед, ветер перпендикулярно конструкции *G* *P* *T*	 37,19 42,42 0	 25,60 66,74 0	*G*=*P*св**L*+РНГ**L*
4	Гололед, ветер направлен под 45° *G* *P* *T*	 37,19 30,12 0	 25,60 47,38 0	*G*=*P*св**L*+РНГ**L*
5	Аварийный. Оборван(ы) провода(а) одной фазы *G* *P* *T*	 2,57 0 12,07	 2,45 0 9,28	*G*=*P*св**L* $T = \frac{2 \cdot \sigma_6 \cdot S_{\text{поп}}}{3}$

Окончание табл. 2

№ п/п	Наименование нагрузок, кг	1 ПС	2 ПС	Формула расчета
6	Монтажный режим: Возведение *G* *P* *T*	 7,14 133,48 1,96	 6,90 84,85 1,51	*G*=*P*св**L**2+200 (учитывается вес монтажника с оборудованием) $T = \frac{2 * \sigma_7 * S_{\text{поп}}}{3}$
7	Монтажный режим: Ремонт *G* *P* *T*	 7,14 133,48 0	 6,90 84,85 0	*G*=*P*св**L**2+200 (учитывается вес монтажника с оборудованием)

Также конструкция была рассчитана на нагрузку от технологического оборудования, снеговую с нормативным значением веса снегового покрова 2,5 кПа, ветровую с нормативным давлением ветра в 0,60 кПа, нагрузку от состава поезда, гололёдную нагрузку с нормативной толщиной стенки гололеда в 25 мм.

Расчетная схема с отображением шарниров, приложением нагрузок показана на рис. 5 и 6.

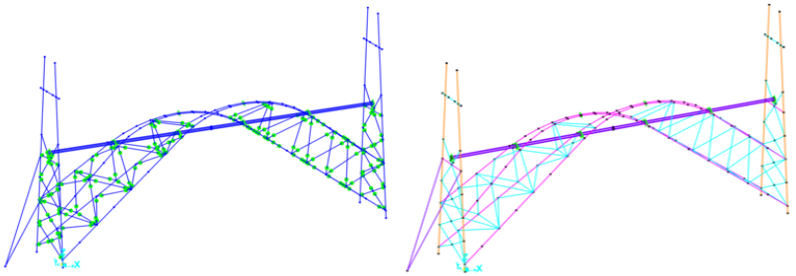


Рис. 5. Расположение шарниров в расчетной схеме (*слева*);
цветовая расчетная схема (*справа*) по сечениям из труб:
бирюзовый – 780×20 мм; розовый – 1500×400 мм; фиолетовый – 3820×25 мм;
оранжевый – СЖБ-колонны 2000×25 мм

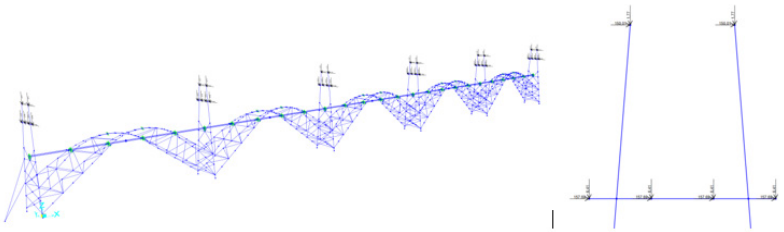


Рис. 6. Нагрузка от первого режима расчета проводов, ветер перпендикулярно конструкции, гололеда нет, кН (*слева*); нагрузка от первого режима расчета проводов, ветер перпендикулярно конструкции, гололеда нет, кН (*справа*)

Далее, в результате расчета определен оптимальный вариант № 3 при применении провода *GZTASR*600 (отечественное производство) и треугольной решетки расположения связей на синусообразной арке. Также данный вариант оказался менее металлоемким, нежели вариант с раскосной решеткой на 1,74 %. Расход стали для 1 и 3 вариантов схем составил 37,78 т на погонный метр магистрали, для 2 и 4-го вариантов – 38,45 т/м.

По результатам расчета были приняты стальные сварные трубы большого диаметра из стали С390. Так, секция главной балка путепровода составлена из четырех труб диаметром 3,85 м с толщиной стенки 25 мм. Колонны рамы выполнены из стальных труб наружным диаметром 2,0 м с толщиной стенки 25 мм, при этом вертикальные и наклонные элементы выполнены трубобетонными. Элементы синусоидальных арок и траверсы запроектированы из труб диаметра 1,50 м с толщиной стенки 40 мм. Связи для 1 и 3 вариантов выполнены из труб сечением 0,78 м с толщиной стенки 20 мм, для связей 2 и 4 вариантов – трубы диаметром 0,86 м. Пилоны запроектированы в виде рамной системы, стойки которой представлены трубобетонными элементами, являющимися продолжением свайной подземной части конструкции. Сверху на трубобетонные колонны установлены стойки аналогичного сечения для опор линии электропередачи ВЛ 330 кВ. Для сопряжения частей и секций применены соединения на фланцах и высокопрочных болтах с высокогерметичными прокладками.

Основные принципы монтажа АТЭМ

Металлические конструкции магистрали берут свое начало с глубины около 20 метров под землей. Представляют они собой буронабивные сваи с обсадной металлической трубой, погружаемые при помощи технологии бурения открытым полым непрерывным шнеком [8].

Далее, возвышаясь над поверхностью земли, сваи приходят в металлический балочный ростверк, где при помощи болтового фланцевого соединения соединяются с колоннами. Планируемый вид конструкции показана на рисунке ниже.

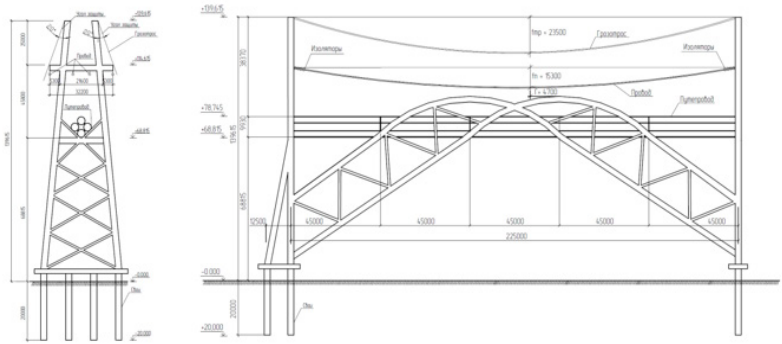


Рис. 7. Поперечный вид рамы-колонны: один провод в фазе, вариант 3, подземные конструкции показаны условно (*слева*); продольный вид рамы (*справа*)

Все конструкций, особенно трубные, изготавливаются секционно, собираются на заводах в пределах мегаполисов, из отдельных обечаек до размеров транспортных габаритов морских судов и при помощи водного транспорта доставляются на строительную площадку.

Монтаж конструкций осуществляется из транспортабельных секций в наземных условиях, так как данный метод позволяет исключить верхолазные работы, нет необходимости

производить «раскружаливание» фермы, устраивать промежуточные монтажные опоры. Предположительно монтаж конструкции будет вестись несколькими автомобильными кранами, а подъем при помощи специальной проходимой подъемной техники (специальных грузоподъемных машин – монстров) и тяжелых трубоукладчиков.

Раньше часто использовался метод полунавесной сборки для установки крупных балочных, рамных и арочных конструкций, когда конструкция собиралась крупными фрагментами с временной поддержкой на монтажных опорах. Однако с развитием технологий связи и навигации, улучшением характеристик управления и надежности грузоподъемных механизмов, все чаще прибегают к сборке конструкций из готовых транспортабельных секций. В разных странах мира и в России [9–12] накоплен обширный опыт сборки больших конструкций в готовом виде с использованием синхронной работы нескольких кранов. Так же для более эффективной сборки конструкций рекомендуется использовать краны одного типа, чтобы обеспечить идентичные последовательности движений и скорости с целью обеспечения максимального подъемного момента.

Непосредственно монтаж магистрали начинается с установки колонн в проектное положение и закреплением их из плоскости. Продолжается креплением траверс и связей в плоскости колонн, далее, несколькими кранами, методом «на себя» по временным дорогам из сборных железобетонных плит, осуществляется монтаж арочной конструкции. Для временного закрепления синусообразной арки используется установка расчалок. Расчалки могут быть закреплены либо к якорям, либо к ранее установленным конструкциям, при условии подтверждения их устойчивости расчетами. Для монтажа связей и распорок необходимо использовать кран. Каждая ферма должна иметь не менее трех расчалок для обеспечения надлежащей устойчивости системы. После того, как вся конструкция собрана, устанавливается путепровод [13]. После сборки конструкция будет иметь вид, показанный на рис. 8.

Рис. 8. Общий вид АТЭМ с ТПУ «Колымский залив»

Выводы и основные результаты

В конечном итоге выбран вариант однофазного провода *GZTASR*600 сечением 600 мм² при треугольной решетке связей на синусообразной арке. Данные арки также являются оригинальным решением, благодаря своей форме они подкрепляют каждую секцию путепровода длиной 45 м, которые транспортируются на строительную площадку при помощи ледокольного водного транспорта. Далее собирается основная плеть магистрали на земле (длиной 225 м) и при помощи метода поворота несколько тяжелых тракторов-погрузчиков поднимают ее и устанавливают в проектное положение.

Литература

1. Конышев В. Н., Сергунин А. А. Зачем России нужна Арктика? // ПОЛИТЭКС. 2011. № 2. URL: https://cyberleninka.ru/article/n/zachem-rossii-nuzhna-arktika (дата обращения: 24.01.2024).

2. Конышев В. Н., Сергунин А. А. Национальные интересы России в Арктике: мифы и реальность // Национальные интересы: приоритеты и безопасность. 2011. № 29. URL: https://cyberleninka.ru/article/n/natsionalnye-interesy-rossii-v-arktike-mify-i-realnost (дата обращения: 24.03.2024).

3. СП 20.13330.2016. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85* «Нагрузки и воздействия» [https://docs.cntd.ru/document/456044318] (дата обращения: 24.01.2024.)

4. Сенькин Н. А., Филимонов А. С., Харитонов К. Е., и др. К вопросу создания высокоскоростной транспортной магистрали в Санкт-Петербурге // Транспортные системы и технологии. – 2019. – Т. 5. – № 4. – С. 73–95. doi: 10.17816/transsyst20195473- 95.

5. Сенькин Н. А., Филимонов А. С., Халимбеков И. М. и др. Предложения по строительству эстакадных конструкций и транспортно-пересадочных узлов высокоскоростной магистрали в Санкт-Петербурге // Транспортные системы и технологии. – 2021. – Т. 7. – № 1. – С. 99–123. doi 10.17816/transsyst20217199-123.

6. Сенькин Н. А., Андреев Д. М., Васильев В. С. Предложения по созданию высокоскоростных транспортных магистралей в Арктической зоне: конструкции и технологии // Инновационные транспортные системы и технологии. – 2023. – Т. 9. – № 1. – С. 44–63. doi: 10.17816/transsyst20239144-63.

7. Правила устройства электроустановок: 7-е издание (ПУЭ)/ Главгосэнергонадзор России. М.: Изд-во ЗАО «Энергосервис», 2007. 610 с.

8. Технология устройства БНС методом CFA / SOB / НПШ [https://stalc.ru/articles/2/] (дата обращения 25.02.2024.)

9. Теличенко В. И., Гныря А. И., Бояринцев А. П. Технология возведения высотных, большепролетных, специальных зданий. М.: Издательство АСВ, 2018. 744 с.

10. Федорцев И. В., Султанов Е. А. Технология возведения конструкций покрытия большепролетных зданий. Уфа: УГНТУ, 2008. 250 с.

11. Terex CC 2800-1 crawler cranes perform tandem lift in Berlin The Construction Index. URL: theconstructionindex.co.uk/the-digger-blog/view/terexcc-2800-1-crawler-cranes-perform-tandem-lift-in-berlin (accessed 16/11/2021).

12. Armeidan B.D.P., Darmawan M.F., Kurniawan A., Setiawan A.F. Erection Process of a Long Span Arch Steel Truss Roof Structure: Preparation, Execution, and Evaluation Simposium Nasional Teknologi Infrastruktur . Yogyakarta: 2021. pp. 290–294.

13. Шестакова А. П., Гизатулин Р. Р. Технология монтажа большепролетных конструкций гражданских зданий на примере монтажа фермы многофункционального спортивного комплекса // ИВД. 2021. № 11 (83). URL: https://cyberleninka.ru/article/n/tehnologiya-montazha-bolsheproletnyh-konstruktsiy-grazhdanskih-zdaniy-na-primere-montazha-fermy-mnogofunktsionalnogo-sportivnogo (дата обращения: 24.03.2024).

УДК 624.048

Джебби Малек,
студент
(Санкт-Петербургский государственный
архитектурно-строительный университет)
E-mail: malek19973@yandex.ru

Djebbi Malek,
student
(Saint Petersburg State University
of Architecture and Civil Engineering)
E-mail: malek19973@yandex.ru

УСАДКА ДРЕВЕСИНЫ В БРЕВЕНЧАТЫХ ДОМАХ И ПОСЛЕДСТВИЯ РАДИАЛЬНОЙ УСАДКИ

SHRINKAGE OF WOOD IN LOG HOUSES AND THE CONSEQUENCES OF RADIAL SHRINKAGE OF WOOD

Сушка это процесс, необходимый для превращения древесины в готовую продукцию, который должен быть оптимизирован с точки зрения критериев качества, времени и стоимости. Цель этого процесса как можно скорее снизить влажность древесины и свести к минимуму любые потери качества (трещины, внутренние напряжения и т.д.). Таким образом, знание поведения деревянных конструкций в различных условиях окружающей среды является одним из важнейших условий эксплуатации этого материала. Чтобы улучшить качество древесного материала, наше исследование заключается в определении характеристик кривой сушки и испарительной способности трех пород древесины: двух умеренно хвойных пород (красной ели и белой пихты) и лиственных пород (бука). Для изучения процесса сушки деревянных заготовок мы использовали экспериментальное устройство, которое заключается в сушке путем осушения. Скорость сушки трех исследованных пород древесины была определена методом построения кривой потери массы с течением времени. Характерные кривые сушки были определены с аппроксимацией полиномом степени 3. Результаты показали низкую дисперсию большинства характеристических кривых, рассчитанных вокруг средней кривой, и показывают, что производительность линейно зависит от массового расхода испарителя, что указывает на то, что существенная часть процесса сушки контролируется экстрагранулярными ограничениями.

Ключевые слова: сушка, древесина, бревенчатые дома, усадка древесины.

Drying is a process essential to the transformation of wood into finished products, which must be optimized in terms of the quality criteria, time and cost. This process aims to reduce as soon as possible the moisture of wood while minimizing any loss of quality (cracked, internal tensions.). Thus, the knowledge of the behavior

of timber structures under different environmental conditions is among the essential conditions for the exploitation of this material. To enhance the wood material, our study consists in determining the characteristic of drying curve and the evaporatory ability of three species of wood: two temperate conifers (red spruce and white fir) and a temperate hardwood (beech). To study the drying process of wooden pieces, we used an experimental device which consists of drying by dehumidification. The drying speed of the three timber species studied were determined by the method of derivation of the curve of mass loss over time. The drying characteristic curves were determined with an approximation of a polynomial of degree 3. The results noted a low dispersion of the majority of characteristic curves calculated around the mean curve, and show that the capacity depends linearly on evaporatory mass flow, which indicates that an essential part of drying is controlled by the extragranulary limitations.

Keywords: drying, wood, log houses, shrinkage of wood.

Введение

Строительство домов из бревен это древняя практика, которая сохраняется до наших дней благодаря своим эстетическим преимуществам и долговечности. Однако одной из основных проблем, с которыми сталкиваются эти здания, является естественное явление усадки древесины, которое может привести к нежелательным структурным деформациям. Для смягчения этих нежелательных эффектов необходимы компенсаторы деформации усадки.

В этом исследовании мы сосредоточены на разработке инновационных методов расчета и проектирования таких компенсаторов, цель которых заключается в поддержании структурной целостности стен домов из бревен, минимизируя при этом воздействие усадки древесины. Основными задачами данной экспериментальной работы являются выявление ключевых факторов, влияющих на усадку древесины в стенах домов из бревен, проектирование эффективных компенсаторов, адаптированных для таких конструкций, и тестирование их производительности в реальных условиях.

Это исследование имеет значительное значение в области деревянного строительства, поскольку оно направлено на предложение практичных и инновационных решений для преодоления проблем, вызванных усадкой древесины в домах из бревен. Понимая лучше механизмы усадки и разрабатывая соответствующие

компенсаторы, мы надеемся внести свой вклад в улучшение устойчивости и долговечности этих традиционных структур в современном контексте строительства.

Причины возникновения усадки

После перечисления внешних воздействий на усадку, теперь необходимо перечислить основные причины усадки деревянного дома, для этого необходимо перечислить основные виды воды, к примеру [1]:

- капиллярная;
- гигроскопическая;
- химически связанная.

Далее необходимо перечислить основные факторы, влияющие на сроки и величину усадки:

- изменение в зависимости от исходного материала (порода древесины);
- изменение в зависимости от вида сушки (естественная, искусственная);
- изменение в зависимости от процента влажности древесины;
- изменение в зависимости от вида изделия;
- технология возведения дома;
- изменение в зависимости от способа сопряжения деревянных элементов;
- изменение в зависимости от вида межвенцового уплотнителя;
- изменение в зависимости от климатических условий строительства.

Далее необходимо перечислить основные причины усадки деревянного дома:

- влажность;
- сезон;
- порода древесины.

Внешние воздействия на усадку

Для того чтобы понять внешние воздействия на усадку, необходимо для начала перечислить основные способы минимизации усадки:

• ориентация дома;
• учёт погодно-климатических условий;
• дополнительная осадка брусовых стен;
• установка компенсаторов усадки домов, срубленных из оцилиндрованного бревна;
• обустройство проёмов под дверные коробки и оконные блоки;
• радиальная усадка древесины.

Состояние радиальной усадки древесины

Радиальная усадка древесины – естественное явление, широко наблюдаемое в различных отраслях промышленности, таких как столярное дело и строительство. Это уменьшение размеров является результатом потери влаги в древесине, влияющей на ее клеточную структуру и приводящей к таким последствиям, как трещины, деформации и изменения размеров. Понимание механизмов и факторов, влияющих на это явление, необходимо профессионалам, работающим с этим универсальным материалом [2, 3].

Радиальная усадка древесины является распространенным явлением, встречающимся в различных столярных и строительных работах. По мере того, как древесина теряет влагу, она сжимается в радиальном направлении, что может привести к таким проблемам, как трещины, деформация и потеря размеров в деревянных деталях. Существует несколько факторов, которые могут способствовать радиальной усадке древесины. Уменьшение влажности древесины приводит к ее радиальной усадке. Когда древесина теряет влагу, волокна сжимаются радиально, вызывая усадку. Некоторые породы древесины имеют большую склонность к радиальной усадке, чем другие. Ячеистая структура и физические свойства различных пород древесины могут влиять на их радиальную усадку. Изменения температуры и влажности окружающей среды могут влиять на степень радиальной усадки древесины. Нестабильные условия окружающей среды могут ускорить или усилить радиальную усадку. Процесс сушки древесины и применяемая обработка также могут повлиять на ее радиальную усадку. Быстрая сушка или химическая обработка могут привести к более выраженной усадке.

Концептуальные решения

• Контроль влажности. Поддержание стабильного уровня влажности в среде, где хранится и используется древесина, может снизить риск радиальной усадки. Использование осушителей или систем кондиционирования воздуха может быть полезным.

• Выбор породы древесины. Некоторые породы древесины, такие как дуб или кедр, имеют меньшую склонность к радиальной усадке. Разумный выбор породы древесины в зависимости от предполагаемого применения может помочь свести эту проблему к минимуму.

• Торцевая герметизация. Нанесение герметиков на торцы древесины может замедлить процесс потери влаги и уменьшить радиальную усадку.

• Использование стабилизированной древесины. Стабилизированная древесина, обработанная смолами или полимерами, менее подвержена изменениям размеров, включая радиальную усадку.

• Индивидуальный дизайн. Проектирование соединений и соединений, обеспечивающих гибкость радиальной усадки древесины, может снизить напряжение и деформацию деревянных деталей.

Это экспериментальное исследование подтверждает важность контроля влажности для устранения или уменьшения усадки древесины. Поддерживая постоянный и оптимальный уровень относительной влажности, можно свести к минимуму изменения размеров древесины, повышая ее стабильность и долговечность в различных строительных и производственных применениях. Точные и эффективные методы контроля влажности могут быть разработаны для удовлетворения конкретных потребностей деревообрабатывающей промышленности, способствуя повышению качества и надежности изделий из древесины на рынке.

Экспериментальная часть

Цель экспериментальных сорбционных испытаний состоит в том, чтобы проследить процесс сушки деревянных деталей в условиях контролируемой влажности и температуры с использованием осушительной сушильной камеры условия влажности окружающей

среды устанавливаются на переходный режим до достижения гигроскопического равновесия образца (рисунок 1).

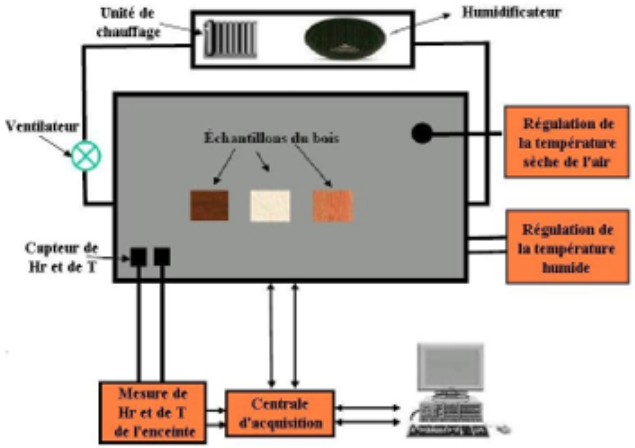


Рис. 1. Экспериментальная сушильная камера

Использовались три породы древесины: две хвойные породы умеренного пояса (красная пихта и белая пихта) и одна лиственная порода умеренного пояса (бук). Эти виды имеют большое коммерческое значение в северном регионе Марокко. Их древесина охватывает большой диапазон значений плотности, а также хорошо диверсифицированные участки древесины. В таблице 1 представлены имеющиеся физико-механические данные по древесине этих пород.

Таблица 1

Имеющиеся физико-механические данные по трем изученным породам древесины

	Бук	Ель	Пихта
Происхождение	твердая древесина	смолистая	смолистая
Плотность, кг/м^3	646	504	428

Окончание табл. 1

	Бук	Ель	Пихта
Объемная усадка, %	18	14	14
Общий тангенциальный отступ, %	12	8,5	9
Общая радиальная усадка, %	5,5	5	5
Разрушающее напряжение, МПа	55	47,5	43
Модуль упругости, МПа	13585	11305	10405

Определение характеристических кривых сушки

Чтобы иметь возможность описать кинетику сушки исследуемых пород древесины при любых условиях воздуха, мы использовали принцип характеристической кривой сушки. Определение характеристической кривой сушки соответствует выражению изменения пониженной скорости сушки в зависимости от пониженного содержания влаги MR . Итак, мы ищем выражение, представленное на рис. 2.

$$\frac{\left(-\frac{dM}{dt}\right)}{\left(-\frac{dM}{dt}\Big|_{1}\right)} = f(MR) \qquad (1)$$

avec: $-\frac{dM}{dt}$: Vitesse de séchage à l'instant t (2)

$-\frac{dM}{dt}\Big|_{1}$: Vitesse de la premier phase de séchage (3)

Cette vitesse est prise égale à la valeur de vitesse de séchage au point $MR = 1$.

MR est la teneur en eau réduite définie par:

$$\begin{cases} MR = \dfrac{W - W_e}{W_c - W_e} \\ W_c = W_i \end{cases} \qquad (4)$$

W_c est la teneur en eau critique.

Рис. 2. Определение характеристической кривой

Влияние экспериментальных условий на кинетику сушки трех пород древесины было исследовано с использованием сушильной камеры, показанной на рис. 1. С этой целью были составлены два экспериментальных плана для определения характерных кривых сушки в зависимости от направления диффузии влаги в древесине. В рамках этой работы мы исследовали сушку контрольных образцов (поперечное направление + продольное направление) и сушку в поперечном направлении.

В табл. 2 описан экспериментальный план, который был принят для определения влияния условий эксплуатации на эффективность обезвоживания видов.

Таблица 2

Принятый экспериментальный план для определения влияния условий эксплуатации на эффективность обезвоживания контрольных видов

				Пикта белая			Ель обыкновенная			Бук		
	V (м/с)	T (°C)	Час (%)	E (г)	M ф (г)	M ы (%)	E (г)	M ф (г)	M ы (%)	E (г)	M ф (г)	M ы (%)
1	1±0,5	30	35	4,68	3,15	7	7	3,36	6	8,68	5	7
2	1±0,5	40	40	5,1	3,11	6	5,6	3,43	5,5	9	5,02	6
3	1±0,5	35	50	4,63	3,09	11	5,99	3,09	9	7,63	4,62	10
4	1±0,5	50	35	4,99	3,23	4,3	5,94	3,6	4	8	4,65	5,6
5	1±0,5	60	35	4,64	3,052	5	4,75	3,082	3	7,54	4,72	4
б	1±0,5	60	35	7,65	5,23	5	10,1	3,23	3	14,53	9,47	4
7	±0,5	30	35	4,6	3,46	7	7	3,81	6	9,12	5	7
8	2±0,5	30	35	4,55	3	7	7	3,13	6	8,03	5	7

Кривая пониженной скорости сушки определяется из наших экспериментов в полиномиальной форме степени 3. Таким образом, наш подход состоит в том, чтобы определить характеристическую

кривую как функцию направления рассеяния на основе 8 экспериментальных испытаний, описанных в табл. 2

Для каждого испытания определяются коэффициенты полиномиальной функции степени 3, подогнанные к экспериментальным точкам, и затем мы усредняем значения коэффициентов для всех испытаний.

Результаты и обсуждение

Кривые скорости сушки, полученные для трех исследованных пород древесины, показаны на рис. 3–-6. Отмечаем отсутствие фаз нагревания продукта (фаза 0) и сушки с постоянной скоростью (Фаза 1) и уникальное присутствие фазы 2. Эта скорость сушки, в свою очередь, влияет на скорость сушки. Фаза, называемая «фазой сушки» с уменьшающейся скоростью, во время которой падение потока испарения воды происходит из-за перехода поверхности в гигроскопичную область и частично компенсируется повышением температуры древесины.

На этом этапе скорость высыхания контролируется различными внутренними сопротивлениями материала теплопередаче и передаче материала. Эти сопротивления будут тем больше, чем дальше фронт высыхания находится от внешней поверхности материала.

Анализ результатов, полученных в ходе испытаний 2, 3, 10 и 11 (рис. 3–6), показывает влияние относительной влажности воздуха внутри сушильной камеры на кинетику сушки частиц. Мы наблюдаем снижение скорости высыхания при увлажнении воздуха. Это увеличение относительной влажности воздуха компенсируется увеличением насыщающей влажности при температуре влажности на границе раздела воздух-древесина.

Испытания 4, 5, 6, 12, 13 и 14 (рис. 3–6) иллюстрируют влияние температуры на кинетику сушки. Испытания 6 и 12 проводят с образцами, имеющими большую начальную массу и поверхность обмена, чем при других испытаниях. Увеличение площади поверхности обмена образцов для этого испытания приводит к увеличению коэффициента массопереноса и, следовательно, способствует испарению воды с поверхности древесины.

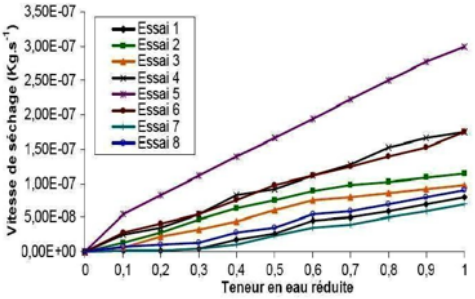


Рис. 3. Кривые скорости сушки для древесины белой ели, рассчитанные по контрольной (поперечное направление + продольное направление)

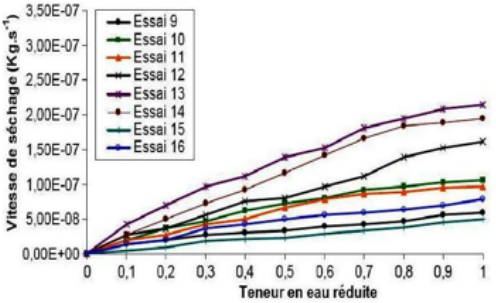


Рис. 4. Кривые скорости сушки для древесины белой ели: расчет древесины белой ели в поперечном направлении

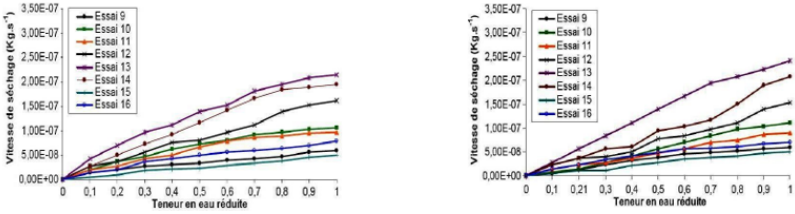


Рис. 5. *Слева* – кривые скорости сушки древесины бука, расчет на контрольной панели (поперечное направление + продольное направление); *справа* – кривые скорости сушки древесины бука, расчет в поперечном направлении

Джоли и соавторы [13] показали, что время высыхания пропорционально толщине во время фазы высыхания с постоянной скоростью, а затем квадрату толщины при уменьшении скорости высыхания. Те же авторы также сообщают, начиная с эмпирические соображения заключаются в том, что градиент влажности, возникающий во время сушки, становится более значительным при увеличении толщины доски. Основываясь на результатах, полученных для испытаний 1, 7, 8, 9, 15 и 16 (рис. 3–6), мы обнаруживаем, что скорость воздуха может влиять на скорость высыхания, поскольку она благотворно влияет на скорость высыхания исследуемых видов. В зависимости от испарительной способности воздуха он может поглощать больше или меньше водяного пара, выходящего из древесины. Таким образом, тепло, необходимое для испарения воды, вызывает охлаждение воздуха, которое будет более или менее значительным в зависимости от количества испаряемой воды.

Поэтому, если скорость воздуха высока, давление паров воздуха будет высоким, а скорость высыхания будет низкой. И наоборот, если скорость воздуха низкая, давление паров воздуха будет низким, а скорость высыхания будет высокой. Над сухой древесиной давление пара низкое. Таким образом, если с этой сухой древесиной соприкоснуться достаточно влажному воздуху, она впитает воду.

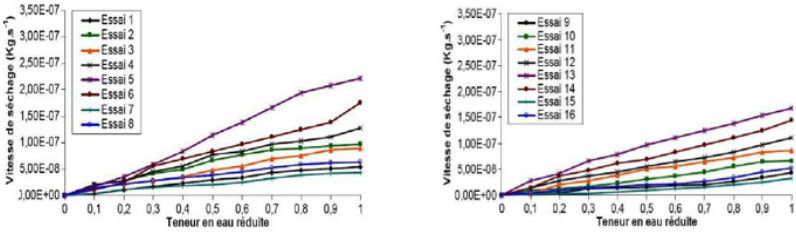


Рис. 6. Кривые скорости сушки древесины красной ели, расчет на контрольной панели, индикатор: поперечное направление (*слева*); продольное направление (*справа*)

В табл. 3 приведены значения коэффициентов C1, C2 и C3, принятые для полинома соответствия характеристической кривой для каждого выполненного испытания и каждой исследуемой породы древесины.

Таблица 3

Коэффициенты полинома соответствия характеристических кривых сушки исследуемых пород древесины, кривые характеристик сушки

	Пихта белая			Бук			Ель обыкновенная		
Коэффициенты	C1	C2	C3	C1	C2	C3	C1	C2	C3
Свидетель	1,18	–0,39	0,21	1,65	–1,31	0,66	1,45	–0,97	0,52
Направление	1,65	–1,06	0,41	1,046	–0,22	0,17	1,55	–0,97	0,42
Поперечный									

На рисунках 7–10 мы представили уменьшенные скорости сушки в ходе проведенных испытаний, а также характеристическую кривую, полученную со средними значениями коэффициентов. Здесь мы также отмечаем небольшую дисперсию в большинстве испытаний вокруг средней кривой, называемой характеристической кривой.

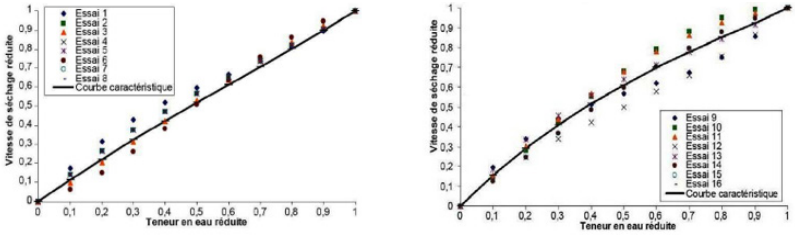


Рис. 7. *Слева* – уменьшенная скорость высыхания древесины белой ели, расчет по образцу (поперечное направление + продольное направление); *справа* – уменьшенная скорость высыхания древесины белой ели, расчет в поперечном направлении

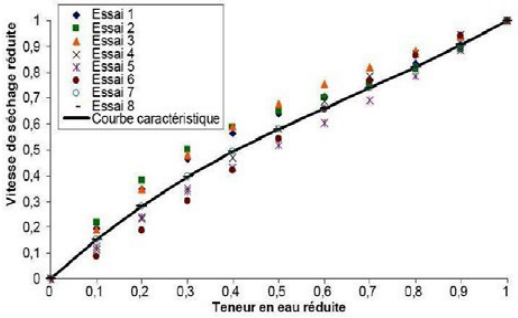


Рис. 8. Уменьшенная скорость высыхания древесины бука

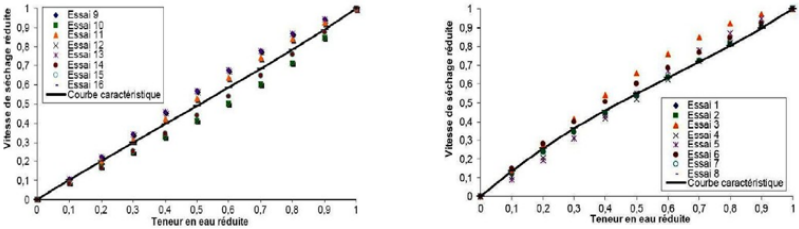


Рис. 9. *Слева* – уменьшенная скорость высыхания древесины бука, расчет по образцу (поперечное направление + продольное направление); *справа* – уменьшенная скорость высыхания древесины бука, расчет в поперечном направлении

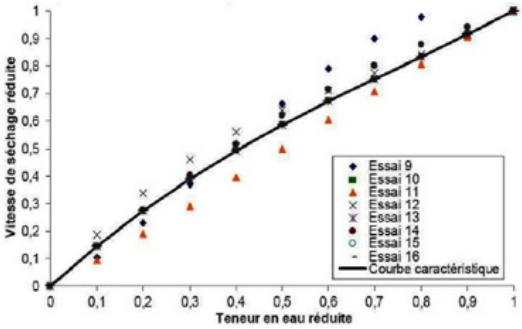


Рис. 10. Уменьшенная скорость высыхания древесины красной ели, расчет в поперечном направлении

Испарительная способность определяется как количество воды, испаренной за единицу времени, и площадь поверхности обмена материала. Этот размер используется для определения размеров промышленных сушилок [16–19].

Расчетная испарительная мощность для всех проведенных испытаний приведена как функция массового расхода на рисунке 11. на этом рисунке показано, что испарительная мощность линейно зависит от максимального массового расхода.

Хотя сушка заканчивается на стадии затухания, операционными переменными, которые максимизируют поток, являются те, которые обеспечивают наибольшую испарительную способность. Вероятно, это связано с тем, что большая часть сушки выполняется на границах вне гранул, что увеличивает поток, а также увеличивает испарительную способность.

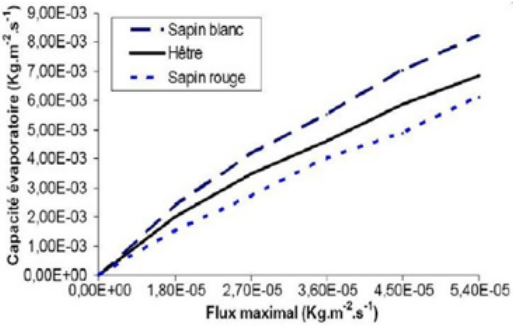


Рис. 11. Испарительная способность в зависимости от максимального расхода

Заключение

В этой работе мы определили характерные изгибы и испарительную способность к сушке трех пород древесины, а именно: белой ели, бука и красной ели. Мы показали, что коэффициенты, полученные для каждой кривой характеристики, полученные в результате каждого из испытаний, описанных в экспериментальном плане, одинаковы.

Это указывает на то, что характеристическую кривую сушки можно рассматривать как независимую от операционных переменных, и для ее характеристики во всех случаях достаточно одной кривой. Эта кривая позволяет группировать результаты, полученные при различных условиях скорости воздуха, температуры и влажности воздуха, и позволяет сушилкам для древесины извлекать максимальную информацию об условиях сушки исследуемых пород независимо от предлагаемой среды сушки. Мы также показали, что существует линейная зависимость между испарительной способностью и максимальным расходом. Эта взаимосвязь указывает на то, что основная часть сушки происходит, когда преобладают внезернистые границы переноса. Расчетная испарительная мощность для древесины белой ели и бука больше, чем для древесины Красной ели, что указывает на то, что для сушки Красной ели потребуются сушилки большего объема. Что касается кривых скорости сушки, то полученные кривые отмечают отсутствие фаз нагревания продукта (фаза 0) и сушки с постоянной скоростью (Фаза 1) и уникальное присутствие фазы 2. Эта фаза, называемая фазой сушки с уменьшающейся скоростью, в течение которой продукт нагревается и сушится с постоянной скоростью. из которых падение потока испарения воды происходит из-за перехода поверхности в гигроскопичную область и частично компенсируется повышением температуры древесины. В перспективе это исследование поможет нам оптимизировать в дальнейшей работе условия обезвоживания исследуемых видов путем определения их кинетики сушки с использованием частично солнечной сушилки непрямого действия.

Литература

1. C. Moyne, ‘Etablissement des Courbes de Séchage - Courbes Caractéristiques et Exploitation’, Cahier de L’AFSIA, N°1, pp. 3–18, 1985.

2. R. Rémond, ‘Approche Déterministe du Séchage des Avivés de Résineux de Fortes Epaisseurs pour Proposer des Conduites Industrielles Adaptées’, Thèse de Doctorat, Ecole Nationale de Génie Rural, des Eaux et des Forêts, Centre de Nancy, 200.

3. J. C. Cerre, ‘Le Bois du Monde’, 2002. http://www.tous-les-bois.com/

4. A. Cloutier, ‘Modélisation du Séchage du Bois Basé sur le Concept de Potentiel Hydrique’, Thèse de Ph.D., Université de Laval, Québec, Canada, 275 p., 1991.

5. A. Giana, ‘Influence de la Structure du Bois sur ses Propriétés Physico-Mécaniques à des Teneurs en Humidité Elevées’, Thèse de Doctorat, Université Laval, Québec, 232 p., 2006.

6. S. Merakeb, ‘Modélisation des Structures en Bois en Environnement Variable’, Thèse de Doctorat, N°43, Université de Limoges, France, 2004. http://www.unilim.fr/theses/2006/sciences/2006limo0031/html/index.html/

7. P. Perré, ‘A Heterogeneous Wood Drying Computational Model That Accounts for Material Property Variation Across Growth Rings’, Chemical Engineering Journal, Vol. 86, pp. 117–131, 2002.

8. Y. Shirmer, ‘Numerical and Experimental Study of Dryer in Forced Convection’, International Journal of Energy Research, Vol 25, pp. 537–553, 2001.

9. C. Tremblay, A. Cloutier and B. Grandjean, ‘Experimental Determination of the Ratio ε of Moisture Movement in the Vapour Phase over the Total Moisture Movement in Wood During a Drying Session’, Wood and Fiber Science, Vol. 3l, N°3, pp. 235–248, 1999.

10. B. Djolani, ‘Hystérèse et Effets de Second Ordre de la Sorption d’humidité dans le bois aux températures de 5, 21, 35 et 50 °C’, Note de recherches, № 8, Département d’Exploitationet Utilisation des Bois, Université Laval, Québec, 58 p., 1970.

11. A. Khouya, ‘Contribution aux Etudes Expérimentale et Numérique d’un Processus de Séchage du Bois’, Thèse de Doctorat, Université Abdelmalek Essaâdi, FST de Tanger, Maroc, 2008.

12. J.P. Nadeau et J.R. Puiggali, ‘Séchage des Processus Physiques aux Procédés Industriels’.

13. Technique et Documentation - Lavoisier : Paris 1995.

14. P. Joly et C.F. Moré, ‘Théorie, Pratique & Economie du Séchage des Bois’, H. Vial. Dourdan, 204 p., 1980.

15. A. Cloutier and Y. Fortin, ‘A Model of Moisture Movement in Wood Based on the Water Potential and the Determination of the Effective Water Conductivity’, Wood and Fiber Science, Vol. 27, pp. 95, 1–14, 1993.

16. VO. Ogwuagwu, ‘Numerical Simulation of Moisture Transfer in Wood Drying in Open-Wall Timber Shades’, Leonardo Journal of Sciences, № 10, pp. 17–24, 2007.

УДК 624.21.037:624.012:625.41

Виктория Михайловна Закарлюкина,
студент
(Санкт-Петербургский государственный
архитектурно-строительный университет)
E-mail: vikto.0152@gmail.com

Viktoria Mikhailovna Zakarlyukina,
student
(Saint Petersburg State University
of Architecture and Civil Engineering)
E-mail: vikto.0152@gmail.com

ОПТИМИЗАЦИЯ КОНСТРУКТИВНЫХ РЕШЕНИЙ ТРАНСПОРТНО-ПЕРЕСАДОЧНОГО УЗЛА «ГАТЧИНА»

OPTIMIZATION OF DESIGN SOLUTIONS OF THE TRANSPORT AND INTERCHANGE HUB “GATCHINA”

В предлагаемой статье выдвигается гипотеза, что применение сталежелезобетона в качестве материала несущей конструкции транспортно-пересадочного узла «Гатчина», входящего в состав высокоскоростных транспортных магистралей, позволяет сократить стоимость строительства за счет минимизирования ручного труда на стадии монтажа и увеличения коэффициентов использования несущих конструкций. Основной целью исследования является определение эффективного конструктивного решения спирального пандуса. Для достижения этой цели автором рассмотрено два варианта конструктивных решений из сталежелезобетона и выполнено их сравнение с предложенными ранее решениями. На основании проведенных расчетов делается вывод об эффективности предложенных вариантов при реализации проекта транспортно-пересадочного узла «Гатчина».

Ключевые слова: высокоскоростная транспортная магистраль, станция разгрузки вагонов, сталежелезобетон, композитная балка, транспортно-пересадочный узел, оптимизация конструктивных решений.

In the proposed article the author puts forward a hypothesis that the application of steel-reinforced concrete as a material of the load-bearing structure of the transport-transfer hub “Gatchina”, which is a part of high-speed transport highways, allows to reduce the cost of construction by minimizing manual labor at the stage of installation and increasing the utilization rates of load-bearing structures. The main objective of the study is to determine an effective structural solution of the spiral ramp. To achieve this goal, the author considers two variants of steel-reinforced concrete structural solutions and compares them with the previously

proposed variants. Based on the calculations performed, the conclusion is made about the effectiveness of the proposed solutions in the implementation of the project of the Gatchina transportation and transfer hub.

Keywords: high-speed transport main line, car unloading station, steel reinforced concrete, composite beam, transport and transfer junction, optimization of design solutions.

Сверх- и высокоскоростные транспортные магистрали (ВСТМ) – это инновационные системы транспорта, предназначенные для обеспечения высоких скоростей перевозок пассажиров и грузов. Они обычно используются в крупных городах или регионах, чтобы улучшить эффективность и комфорт передвижения. Однако, следует отметить, что ВСТМ являются сложными и дорогостоящими системами, требующими особых инфраструктурных условий для эффективной работы. На основе имеющегося опыта по возведению Маглев-линий компании *Transrapid* становится ясно, что основная часть затрат (от 60 до 80 %) уходит на возведение транспортно-пересадочных узлов.

Транспортно-пересадочные узлы (ТПУ) – это места, где различные виды транспорта сходятся и пересекаются для обеспечения удобной и эффективной пересадки пассажиров или грузов. ТПУ являются важной частью транспортной инфраструктуры и используются для облегчения потоков перемещения людей и товаров между различными видами транспорта, такими как автобусы, трамваи, поезда, метро и т. д.

Важными аспектами транспортно-пересадочных узлов являются эффективность, безопасность и удобство для пассажиров. Оптимальное планирование и проектирование ТПУ помогает минимизировать время, затрачиваемое на пересадку, и упрощает навигацию для пассажиров.

В рамках представленной работы будет произведена оптимизация конструктивно-технологических решений ТПУ «Гатчина», входящего в состав сверх- и высокоскоростных транспортных магистралей, окружающих Санкт-Петербург и входящих в арктическое направление [1–3]. Общая схема магистралей представлена на рис. 1.

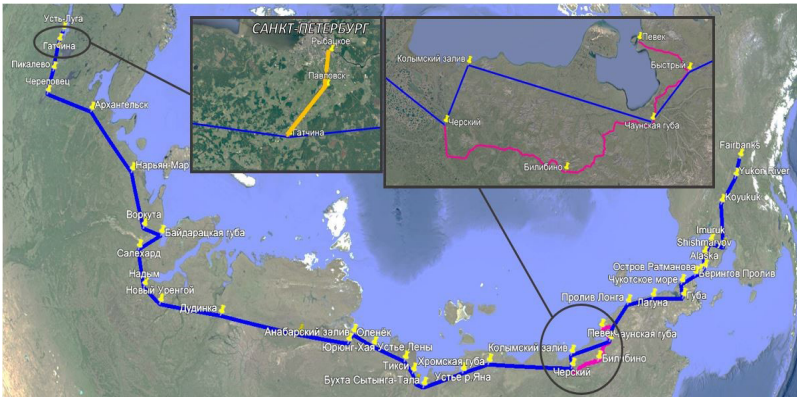


Рис. 1. Актуальная схема АТЭМ: синяя линия – АТЭМ; красная – трасса ВЛ 330 кВ от Певека; желтая – ВСТМ Санкт-Петербурга: ТПУ «Рыбацкое» – ТПУ «Гатчина»

Исследования вариантов конструктивно-технологических решений транспортно-пересадочных узлов и поиск рациональных решений напрямую связаны с вопросом надежности строительных конструкций. Впервые о теории надежности как о науке заговорили еще в начале *XIX* века, когда была сформулирована первая теория упругости [4]. Исходя из существующих исследований [5, 6], можно выделить несколько требований к безопасности, предусмотренных для транспортно-пересадочных узлов. Эти требования включают в себя обеспечение пожарной безопасности, соблюдение норм и стандартов по охране труда, обеспечение безопасности пассажиров и персонала, а также соблюдение требований по обеспечению безопасности грузов и транспортных средств. Также важно учитывать требования по обеспечению доступности для людей с ограниченными возможностями и соблюдение нормативов по обеспечению безопасности в экстренных ситуациях.

Так, существует несколько методов оптимизации, которые могут быть наиболее эффективными:

1. Использование математических моделей и оптимизационных методов для анализа и улучшения процессов в транспортно-

пересадочных узлах, таких как линейное программирование и методы численной оптимизации.

2. Оптимизация конструктивных решений с использованием современных материалов и технологий, а также учет современных стандартов безопасности и эффективности.

3. Автоматизация и внедрение современных информационных технологий для управления грузопотоками и пассажирскими перевозками, что способствует оптимизации процессов и снижению риска человеческих ошибок.

4. Использование методов анализа данных для оптимизации процессов, улучшения временных показателей и снижения рисков человеческих ошибок.

5. Применение методов оптимизации в области инженерии и транспортной логистики для улучшения эффективности и функциональности транспортно-пересадочных узлов.

В рамках представленной статьи рассматривается второй метод оптимизации ТПУ «Гатчина». В качестве материала предложено рассмотреть сталежелезобетон (СЖБ). Использование сталежелезобетона обеспечивает экономию до 40 %, так как в работу включается два различных материала: сталь, эффективнее работающая на растяжение и железобетон, преимущественно работающий на сжатие [7, 8]. Обеспечив их совместную работу, можно добиться меньших сечений при больших жесткости и прочности, а также избежать неэффективного использования материала.

В исследовании рассматривается два варианта конструирования композитной балки: с профилированным настилом (СЖБ 1) и без (СЖБ 2). Указанная балка является несущей конструкций спирального пандуса ТПУ «Гатчина», представленного на рис. 2.

В проведённых ранее исследованиях [9] было выявлено, что пандус является геликоидом. Оптимальное значение продольного уклона выявлено на основе зависимости нормальных и касательных напряжений от высоты этажа. По результатам расчета методом КЭ были построены графики с полиномиальной линией тренда третьего порядка. Результаты представлены на рис. 3–6.

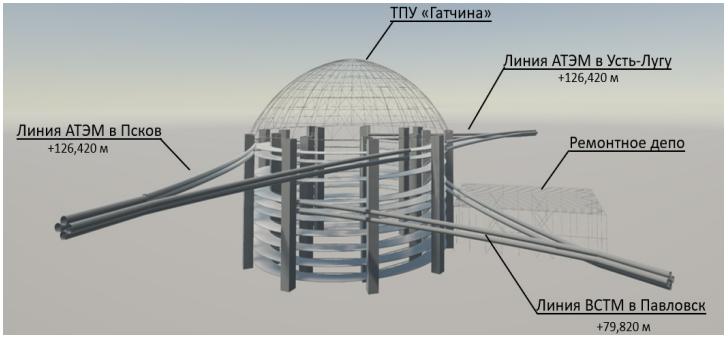


Рис. 2. Общий вид ТПУ «Гатчина»

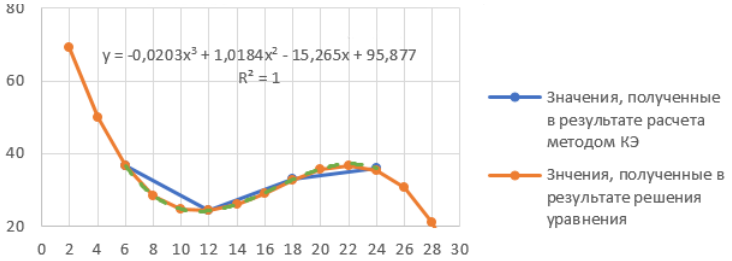


Рис. 3. График зависимости нормальных напряжений по направлению большей жесткости от высоты витка (по горизонтали)

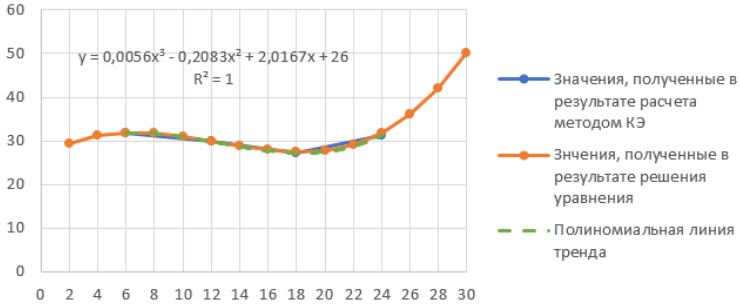


Рис. 4. График зависимости нормальных напряжений по направлению меньшей жесткости от высоты витка (по горизонтали)

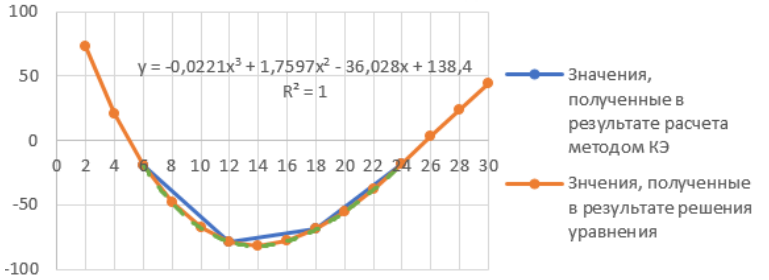


Рис. 5. График зависимости касательных напряжений на внешней опоре от высоты витка (по горизонтали)

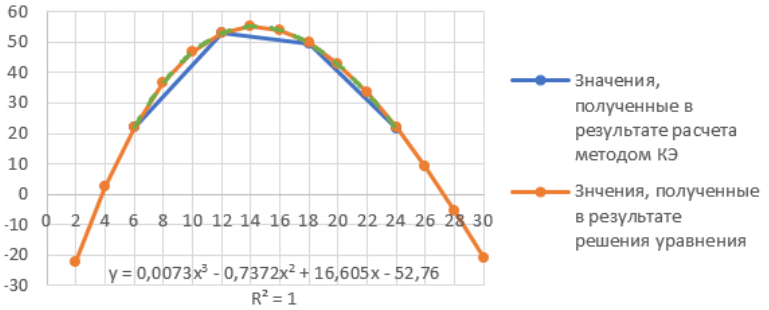


Рис. 6. График зависимости касательных напряжений на внутренней опоре от высоты витка (по горизонтали) [10]

Так, наиболее низкое значение напряжений по направлению меньшей жесткости наблюдается в диапазоне от 6 до 24 м (от 9,6 до 38,2 %). По направлению большей жесткости наиболее оптимальное значения находятся в диапазоне от 7 до 18 м (от 11,14 до 28,6 %). Графики касательных напряжений описываются кубической параболой с точками экстремума 14 м (22,3 %), парабола, описывающая значения напряжений на внешней опоре, имеет восходящие ветви, на внутренней – нисходящие. Данные результаты позволяют сделать вывод о равнозначности значения касательных напряжений в точках 12 и 16 м (19,1 и 25,5 %), 10 и 18 м (15,9 и 28,6 %). Таким образом, для проектирования конструктивных решений ТПУ «Гатчина»

выбранными наиболее оптимальными значениями перепада высот являются 7–18 м (11,14–28,6 %) [10]. Теперь стоит задача выбора наиболее оптимального варианта конструирования композитной балки. Расчет и проверка прочности сталежелезобетонного сечения производится в программном комплексе *ETABS* согласно СП 266.1325800.2016 [11]. Расчетная схема представлена на рис. 7.

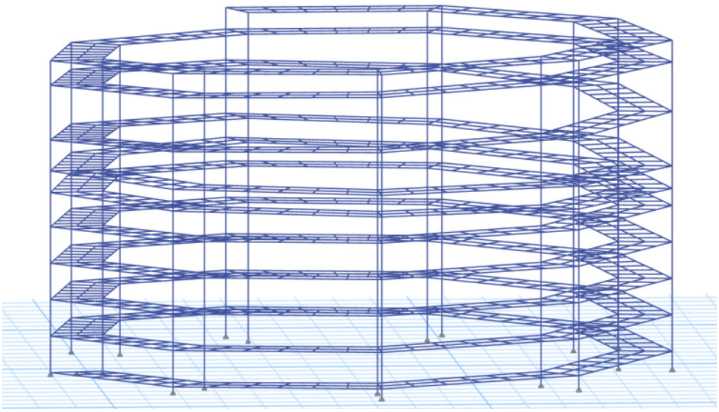


Рис. 7. Общий вид расчетной схемы пандуса ТПУ «Гатчина»

Действующие на пандус нагрузки, собранные в соответствии с [12], представлены в табл. 1.

Таблица 1

Сбор нагрузок

Наименование	Нормативное значение нагрузок	Коэффициент	Расчетное значение
Собственной вес	Учитывается в программе автоматически		
Нагрузки, действующие на плитный пандус			
Вес поезда (максимально нагруженного)	191 000	1,1	210 100

Окончание табл.1

Наименование	Нормативное значение нагрузок	Коэффициент	Расчетное значение
Нагрузка от торможения/ускорения	a = 2,31 м/с^2	1,3	630 930,3 кг
Полезная нагрузка	400 кг/м^2	1,2	480 кг/м^2
Пирог пола			103,6 кг/м^2
Вес оборудования	350 кг/м^2	1,2	420 кг/м^2

Согласно [10] расчет конструкций пандуса проводится в два этапа:

1) проверка несущей способности на стадии монтажа конструкций;

2) проверка плиты на этапе эксплуатации.

В результате проверки плиты на первом этапе на действие монтажных нагрузок был подобран профилированный настил Н-114-750-1, удовлетворяющий требованиям прочности и устойчивости.

На втором этапе конструкции рассчитывались на полные эксплуатационные нагрузки, представленные в табл. 1. Согласно расчету, граница сжатой зоны проходит через стенки настила, расчетное сечение со схемой усилий представлено на рис. 8.

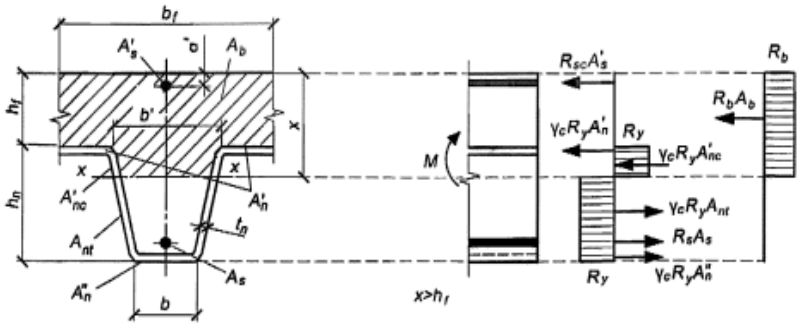


Рис. 8. Схема усилий в пролетном сечении плиты при расположении нейтральной оси в пределах стенки гофра профилированного настила

Таким образом, условие прочности имеет вид:

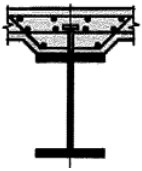
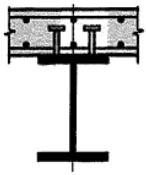
$$M \le R_b S_{bx} + \gamma_c R_y [S'_n + t_n (x - h_f)^2 t_n (h - x)^2 + S''_{\text{n}}] + R_s S_{sx} + R_{sc} S'_{sx} \quad (1)$$

Проверка прочности сцепления металлической части с железобетонной сводится к определению программным комплексом количества стад-болтов диаметром 19 мм, высотой 250 мм автоматически.

Результаты расчета материалоемкости сечений представлены в таблице 2:

Таблица 2

Результаты расчета

Вариант	Габарит несущей балки	Площадь арматуры, см^2	Жесткое армирование	Толщина перекрытия, мм	Кол-во стад-болтов на 1 балку
СЖБ 1 	60Ш4	80,4	Н-114-750-1	400	70
СЖБ 2 	60Ш4	85,2	–	400	82

Как видно из таблицы, разница между двумя вариантами заключается в количестве стад болтов и гибкой арматуры. Однако, следует отметить, что к рассматриваемому объекту предъявляются высокие требования по огнестойкости. Наличие профилированного

настила существенно снижает показатель стойкости конструкции к воздействию пламени. Дополнительное покрытие профилированного листа защитными материалами на всю площадь спирального пандуса ведет к увеличению стоимости строительства на 40 %. В виду указанной выше информации принято решение о выгоде второго конструктивного варианта.

Согласно проведенным ранее исследованиям, общий расход материалов при возведении ТПУ кольцевого типа на примере ТПУ «Ижора» составляет 379,5 кг/м^2 [9]. Необходимо отметить, что материалоемкость решения ТПУ «Гатчина» при металлическом исполнении несущих элементов значительно выше ввиду большей загруженности объекта и его расположении на *Т*-образном пересечении магистралей и составляет 948,15 кг/м^2. Расход материалов при сталежелезобетонном исполнении составляет 622,56 кг/м^2.

Экономическая выгода при использовании СЖБ конструкций достигается за счет:

1) долговечности: благодаря сочетанию стали и бетона, сталежелезобетонные конструкции имеют долгий срок службы и не требуют частой замены или ремонта, что снижает общие эксплуатационные расходы;

2) энергоэффективности: сталежелезобетон обладает хорошими теплоизоляционными свойствами, что позволяет снизить затраты на отопление и кондиционирование помещений;

3) удобства монтажа: предварительная подготовка элементов на заводе делает сборку на месте проще и быстрее; кроме того, стандартные монтажные решения и соединения обеспечивают быструю и эффективную укладку конструкций.

Выводы

Таким образом, использование сталежелезобетона в строительстве транспортно-пересадочных узлов кольцевого типа может принести значительную экономическую выгоду за счет снижения затрат на обслуживание, повышения долговечности и эффективности конструкций, а также сокращения времени строительства и общих расходов на проект. Из рассматриваемых конструктивных

вариантов сталежелезобетонных перекрытий наиболее оптимальным является вариант 2 без применения профилированного листа. Исходя из этого, материалоемкость исполнения несущих конструкций ТПУ «Гатчина» имеет следующий вид: объем бетона составляет 82 362,50м^3, металлоемкость 83 156,8 т, масса арматуры 5326,12 т количество стад-болтов 10 253 шт.

Литература

1. Сенькин Н. А., Филимонов А. С., Харитонов К. Е., и др. К вопросу создания высокоскоростной транспортной магистрали в Санкт-Петербурге // Транспортные системы и технологии. – 2019. – Т. 5. – № 4. – С. 73–95. doi: 10.17816/transsyst20195473-95.

2. Сенькин Н. А., Филимонов А. С., Халимбеков И. М. и др. Предложения по строительству эстакадных конструкций и транспортно-пересадочных узлов высокоскоростной магистрали в Санкт-Петербурге // Транспортные системы и технологии. – 2021. – Т. 7. – № 1. – С. 99–123. doi 10.17816/transsyst20217199-123.

3. Сенькин Н. А., Андреев Д. М., Васильев В. С. Предложения по созданию высокоскоростных транспортных магистралей в Арктической зоне: конструкции и технологии // Инновационные транспортные системы и технологии. – 2023. – Т. 9. – № 1. – С. 44–63. doi: 10.17816/transsyst20239144-63.

4. Даулетбаев Р. Б., Вовк Б. В. Надежность строительных конструкций зданий и сооружений в процессе их эксплуатации // Инновации и инвестиции. 2019. № 5. URL: https://cyberleninka.ru/article/n/nadezhnost-stroitelnyh-konstruktsiy-zdaniy-i-sooruzheniy-v-protsesse-ih-ekspluatatsii (дата обращения: 23.03.2024).

5. Лошаков П. И., Негода М. В. Значимость транспортно-пересадочных узлов в системе городской инфраструктуры // Инновации и инвестиции. 2022. № 7. URL: https://cyberleninka.ru/article/n/znachimost-transportno-peresadochnyh-uzlov-v-sisteme-gorodskoy-infrastruktury (дата обращения: 23.03.2024).

6. Асирян М. А., Русаков Е. С. Социально-экономические аспекты формирования транспортно-пересадочных узлов // Евразийский научный журнал. 2016. № 5. URL: https://cyberleninka.ru/article/n/sotsialno-ekonomicheskie-aspekty-formirovaniya-transportno-peresadochnyh-uzlov (дата обращения: 23.03.2024).

7. Настоящий В. А., Дариенко В. В. История возникновения и практика применения сталежелезобетонных конструкций для объектов дорожного и гражданского строительства // Модернизация и научные исследования в транспортном комплексе. 2014. № 1. С. 467–470.

8. Замалиев Ф. С. К оценке несущей способности сталежелезобетонных перекрытий с учетом их пространственной работы // Природные ресурсы

Арктики и Субарктики. 2013. № 3 (71). URL: https://cyberleninka.ru/article/n/k-otsenke-nesuschey-sposobnosti-stalezhelezobetonnyh-perekrytiy-s-uchetom-ih-prostranstvennoy-raboty (дата обращения: 10.01.2024)

9. Кравец А. И. Вопросы архитектурно-конструктивного проектирования транспортно-пересадочного узла «Ижора» // Евразийский Союз Ученых. 2020. № 11–7 (80). URL: https://cyberleninka.ru/article/n/voprosy-arhitekturno-konstruktivnogo-proektirovaniya-transportno-peresadochnogo-uzla-izhora (дата обращения: 23.03.2024).

10. Сенькин Н. А., Закарлюкина В. М., Давидюк Э. В., Ли П. А., Большихшапок И. С. Конструктивно-технологические предложения по созданию высокоскоростной транспортно-энергетической магистрали в арктической зоне (в публикации, журнал «Инновационные транспортные системы и технологии»).

11. СП 266.1325800.2016 «Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования» [Электронный ресурс]. – URL: https://meganorm.ru/Data2/1/4293747/4293747659. pdf (дата обращения: 20.09.2023).

12. СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия» [Электронный ресурс]. – URL: https://meganorm.ru/Index2/1/4293747/4293747667.htm (дата обращения: 20.09.2023).

УДК 624.048

Ксения Алексеевна Казанцева,
студент
(Санкт-Петербургский государственный
архитектурно-строительный университет)
E-mail: kazancevaksyusha@mail.ru

Ksenia Alekseevna Kazantseva,
student
(Saint Petersburg State University
of Architecture and Civil Engineering)
E-mail: kazancevaksyusha@mail.ru

ИССЛЕДОВАНИЕ ВЛИЯНИЯ ХАРАКТЕРА РАСПРЕДЕЛЕНИЯ НАГРУЗОК ПО СТРУКТУРНОЙ ПЛИТЕ НА НДС ЭЛЕМЕНТОВ И УЗЛОВ ПСПК

RESEARCH OF THE IMPACT OF THE CHARACTER OF LOAD DISTRIBUTION BY THE STRUCTURAL PLATE ON THE SSS OF ELEMENTS AND UNITS OF CRSS

В данной статье приведен сравнительный анализ работы структурной плиты от загружений и характер напряженно-деформируемого состояния (НДС) элементов пространственной перекрестно-стержневой конструкции (ПСПК) от узлового приложения нагрузок и от равномерно-распределенного приложения нагрузок. Смоделированы в программном комплексе ЛИРА-САПР две расчетные схемы с одинаковыми конструктивными схемами, климатическими условиями, но различными приложениями нагрузок. С помощью полученных результатов был проведен сравнительный анализ и определены различия в зависимости от вида приложения нагрузок. Также была проведена зависимость НДС элементов в зависимости от учета или не учета в расчетной схеме жесткостных характеристик узловых элементов конструкции.

Ключевые слова: НДС элементов, пространственные структурные конструкции, распределенное приложение нагрузок, узловое приложение нагрузок, сравнительный анализ.

A comparative analysis of the operation of a structural slab under load conditions and the nature of the stress-strain state (SSS) of elements of a spatial cross-bar structure (SCRS) under nodal application of loads and under uniformly distributed application of loads is given in this article. Two design schemes with identical design diagrams, climatic conditions, but different load applications were simulated in the LIRA-SAPR software package. A comparative analysis was carried out using the obtained results and differences were determined depending on the type of load

applied. The dependence of the SSS of elements was also carried out depending on whether or not the rigidity characteristics of the nodal elements of the structure were taken into account in the design scheme.

Keywords: SSS of elements, spatial structural structures, distributed application of loads, nodal application of loads, comparative analysis.

Введение. С каждым годом застраивается всё больше и больше земель по всему миру. У архитекторов идет постоянный поиск современных архитектурных форм, архитектурной выразительности здания. В свою очередь, у производителей остро встает вопрос о унификации, универсальности конструкций, которые без лишних затрат на материалы, производство и поставку, можно было бы производить в больших объемах. Выразительность форм и массовость выпуска привели к созданию пространственных стержневых систем. Данные конструкции состоят из стержневых и узловых элементов, которые, в свою очередь, через системы опирания устанавливаются на каркас здания: колонны или стены.

Принцип работы. Стержневые структурные плиты представляют собой многократно статически неопределимые системы, точный расчет которых осуществляется по специальным программам на компьютере с учетом реальных условий опирания, геометрии структуры и вида загружения. Такие программы разработаны на основе метода конечного элемента. В пространственно-стержневой системе это стержень, имеющий шарнирное сопряжение.

Преимущество пространственных конструкций состоит в том, что в большинстве этих конструкций действуют только сжимающие или растягивающие усилия, а сравнительно небольшие изгибающие моменты возникают только вблизи опор, так называемый «краевой эффект». Благодаря этому пространственные покрытия наиболее эффективны при больших пролетах зданий.

Особенности расчета. Расчет структурных плит в первые годы их применения вели приближенно по схеме двойного перехода: сначала от стержневой модели к континуальной модели сплошной плиты, в которой определяли внутренние усилия (изгибающие и крутящие моменты, поперечные силы в пределах ширины полоски, равной регулярному размеру кристалла), а затем

от континуальной модели плиты снова переходили к дискретной (стержневой) модели.

Хотя в настоящее время актуальность этого подхода не столь значительна в связи с тем, что в распоряжении проектировщика теперь есть мощные универсальные вычислительные комплексы, позволяющие вести расчет конструкций с помощью ПК [1].

Рассмотрим немного подробнее два данных метода.

Методы, основанные на континуальной расчетной схеме, представляют структуру как плиту с приведенной жесткостью. Применяем приближенный инженерный метод расчета, основанный на представлении шарнирно-стержневой системы как континуальной расчетной модели в виде сплошной плиты (теория тонких плит Власова В. З., Софи-Жермен, Трущева А. Г., Д. Сбарони и др.). При этом граничные условия, нагрузка и упругие характеристики (степень работы на кручение, коэффициент Пуассона и др.) должны быть эквивалентными. Ошибка в усилиях по сравнению с точным расчетом структуры как шарнирно-стержневой системы обычно не превышает 15–20 % и может быть доведена до 5–10 % при учете работы плиты на сдвиг [2].

Также есть приближенный расчет структурных конструкций, как перекрестно-балочных систем. Метод сводится к составлению *n* числа линейных уравнений типа:

$$\sum_i \left(\omega_{-2} - 4\omega_{-1} + 6\omega_0 - 4\omega_1 + \omega_2\right) = \frac{q \cdot a^6}{EI};$$

$$\left(i = x, y\right)$$

$$\sum_i \left(\omega_{-2} - 4\omega_{-1} + 6\omega_0 - 4\omega_1 + \omega_2\right) = \frac{\sqrt{3} \cdot q \cdot a^5}{2EI}$$

$$\left(i = \alpha, \beta, \gamma\right)$$

и их решению относительно прогибов узлов поясных сеток.

К методам, основанным на дискретной расчетной схеме, относятся метод конечных элементов (МКЭ) и метод конечных разностей (МКР). Благодаря МКЭ можно определить НДС конструкции,

а также учитывать различные материалы, из которых выполнен верхний и нижний пояс структуры, при помощи задания соответствующих характеристик материала конечных элементов [2].

В расчетах по данному методу все узловые сопряжения следует учитывать как шарнирные, а стержневые элементы, как воспринимающие только сжимающие или растягивающие усилия, в случае отсутствия внеузлового опирания элементов кровельных конструкций [3].

Конструктивные решения. Проектируемая конструкция – структурная плита с опорными капителями.

Плита представляет собой пространственную двухплоскостную структурную конструкцию в виде усеченной четырехгранной пирамиды с размерами в плане вдоль буквенных осей 30×36 м. Высота плиты составляет 2,12 м. Опирание в плане в четырех точках 18×24 м.

Конструкция плиты состоит из стержней верхнего и нижнего пояса и раскосов. Собой они представляют систему взаимно-связанных тетраэдральных элементарных ячеек. В горизонтальной проекции размер элементарной ячейки структуры составляет 3,0×3,0м. Сечения стрежней – прямошовные электросварные трубы, принимаемые по расчету с начальным размером сечения 60,0×3,0 мм и далее с помощью нескольких итераций подбираются необходимые по ГОСТ 10704-91.

Статический расчет пространственно-аналитической модели выполнен с помощью проектно-вычислительного комплекса ЛИРА САПР. Комплекс реализует конечно-элементное моделирование статической и динамической расчетной схемы, проверку устойчивости, выбор невыгодных сочетаний усилий в элементах и перемещений узлов, проверку несущей способности стальных конструкций.

Допущения, принятые при расчете данной схемы:

– моделируется структурная плита конечными элементами 4 типа – пространственные фермы;

– соединения всех стержней условно принимаются шарнирными.

Коэффициенты сочетаний для РСУ и РСН, доли длительности, коэффициенты надежности по нагрузке и по ответственности приняты в соответствии с [4]. Производится проверка подобранных сечений. Расчет стальных элементов выполнен по методике [5].

Допущения, которые приняты в работе стальных конструкций:

– стержни структурной плиты выполнены из стали марки ВСт3пс для всех сечений труб,

– тип конструктивной группы – ферменный, что означает пренебрежение наличием изгибающих моментов; полагается, что стержневой элемент работает в составе шарнирно-стержневой статически определимой системы – фермы.

Коэффициенты сочетаний для РСУ и РСН, доли длительности, коэффициенты надежности по нагрузке и по ответственности приняты в соответствии с [4]. Производится проверка подобранных сечений. Стальной расчет выполнен по методике [6].

Сбор нагрузок. В табл.1 приведены нагрузки, прикладываемые на плиту покрытия и нагрузки от собственного веса конструкций, в табл. 2 представлены нагрузки от снега для третьего снегового района в соответствии с [7].

Таблица 1

Сбор постоянных нагрузок

№ п/п	Наименование	Толщина, мм	Нормативное значение т/м^2	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетное значение т/м^2
1	Профлист Н60-845-0.8	0,8	0,098	1,05	0,0102
2	Гидроизоляция рулонная ТЕХНОНИКОЛЬ в 2 слоя		0,01	1,2	0,012
3	Теплоизоляционные плиты ТЕХНОНИКОЛЬ	150	0,021	1,2	0,025
4	ПАРОБАРЬЕР С А500		0,0005	1,2	0,0006
5	Профлист Н60-845-0.9	0,9	0,011	1,05	0,0116

Окончание табл. 1

№ п/п	Наименование	Толщина, мм	Нормативное значение т/м^2	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетное значение т/м^2
6	Система прогонов		0,0082	1,05	0,0086
				Итого	0,068
Нагрузка от кровли на узловой в середине плиты (9 м^2)					0,612
Нагрузка от кровли на узловой по контуру плиты (4,5 м^2)					0,306
Нагрузка от кровли на узловой по углам плиты (2,25 м^2)					0,153
Нагрузка от кровли на стержень в середине плиты (4,5/3 м)					0,102
Нагрузка от кровли на крайний стержень (2,25/3 м)					0,051

Таблица 2

Снеговая нагрузка

№ п/п	Наименование	Нормативное значение т/м^2	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетное значение т/м^2
1	Снег	0,15	1,4	0,21
			Итого	0,21
Нагрузка от снега на узловой в середине плиты (9 м^2)				1,89
Нагрузка от снега на узловой по контуру плиты (4,5 м^2)				0,945
Нагрузка от снега на узловой по углам плиты (2,25 м^2)				0,4725
Нагрузка от снега на стержень в середине плиты (4,5/3 м)				0,315
Нагрузка от снега на крайний стержень (2,25/3 м)				0,1575

Ветровые нагрузки в данной задаче не учитываются.

В редакторе загружений задаются собственный вес металлических конструкций, нагрузка от пирога кровли, собранной в табл. 1, нагрузка от снега, приложенная на всю площадь плиты, на половину площади плиты и на четверть площади плиты, представленные на рисунках ниже соответственно.

Приложение нагрузок на расчетные схемы представлено на рис. 1–8.

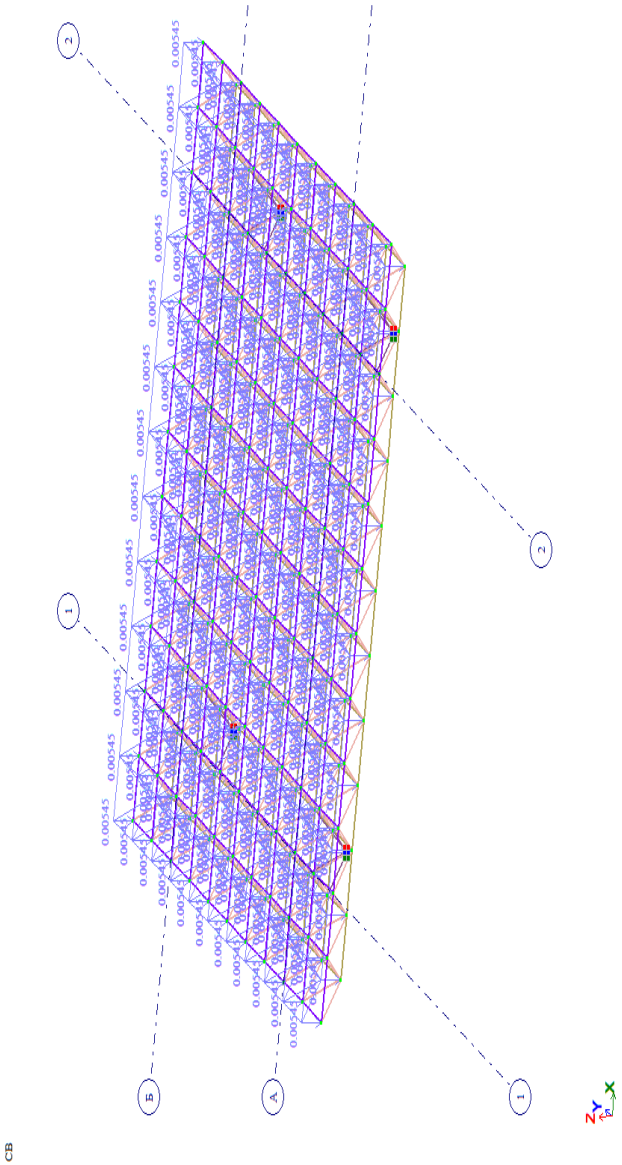


Рис. 1. Нагрузка от собственного веса МК

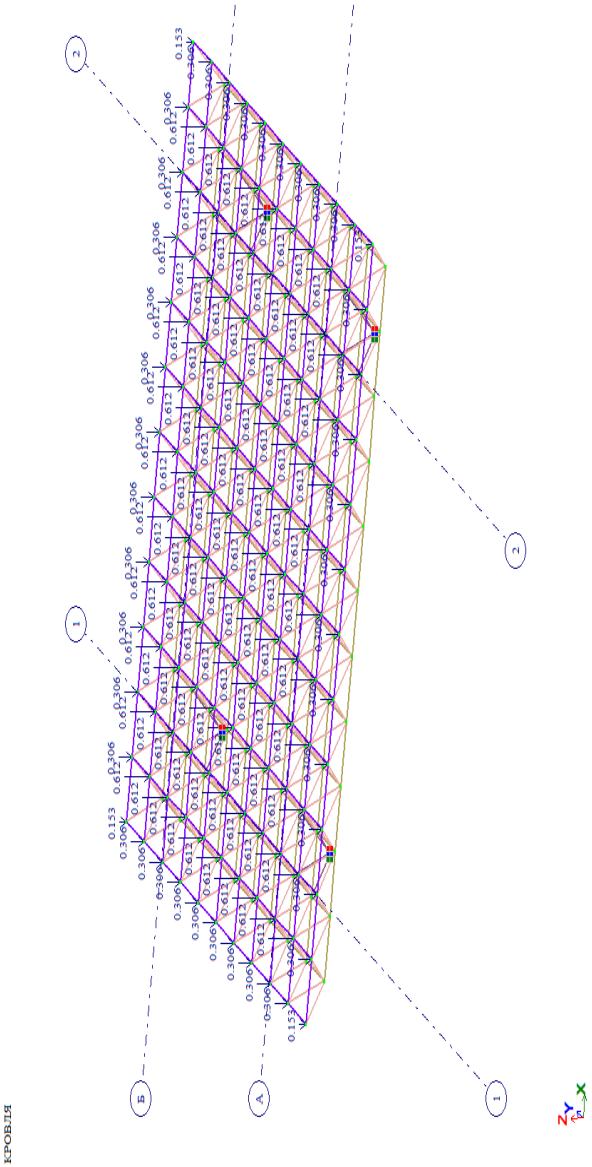


Рис. 2. Приложение нагрузки от кровли в узлы

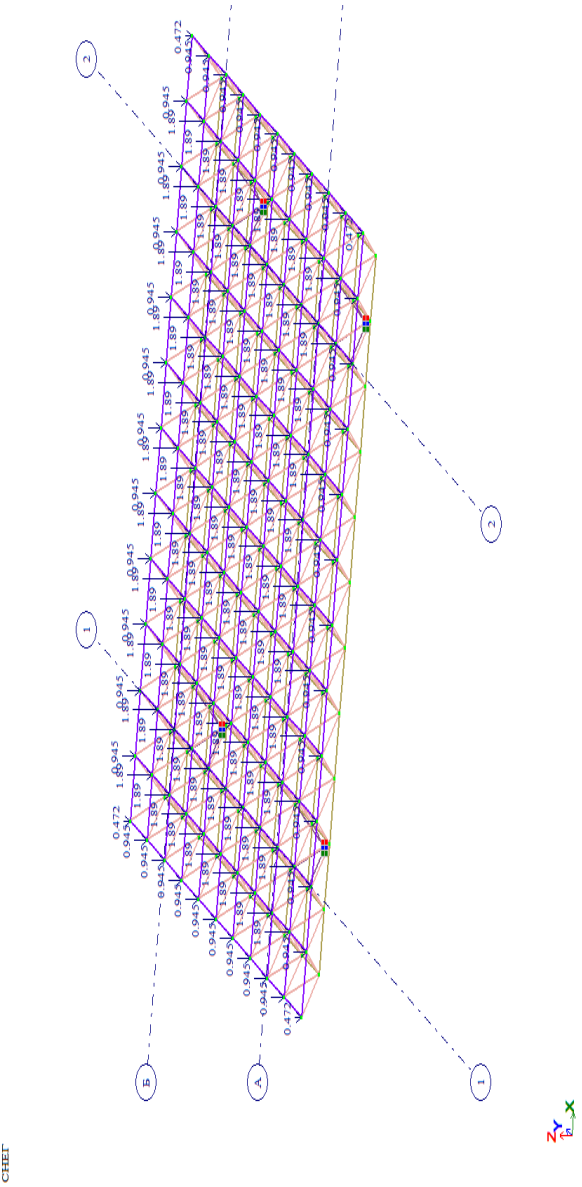


Рис. 3. Приложение полной снеговой нагрузки в узлы

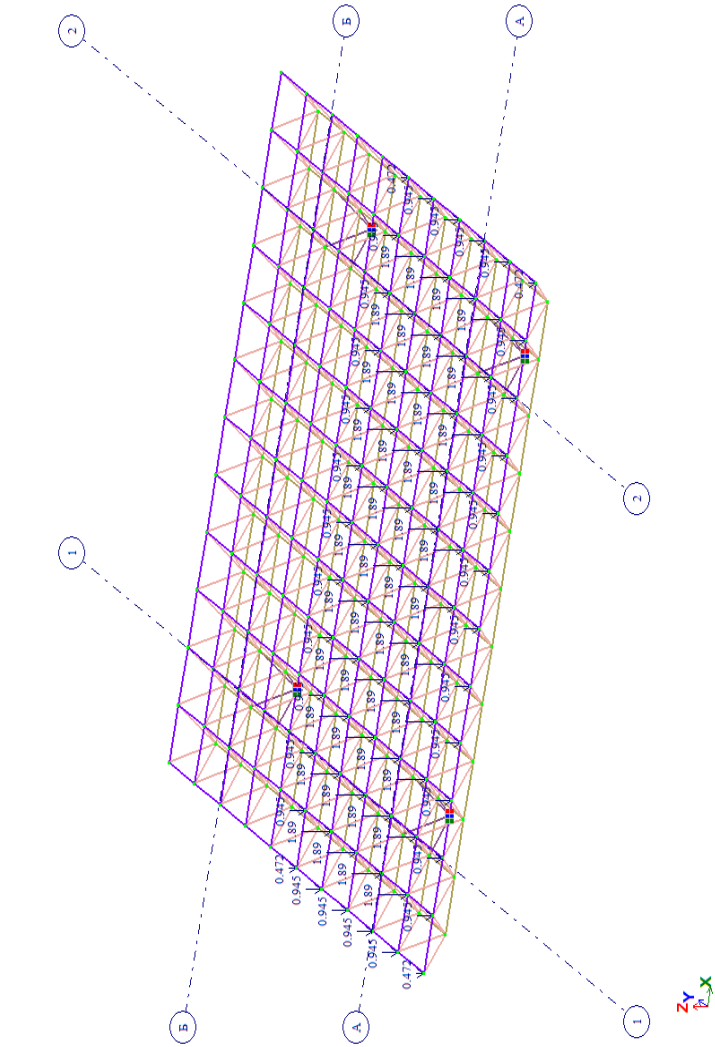


Рис. 4. Приложение снеговой нагрузки в узлы на половину плиты

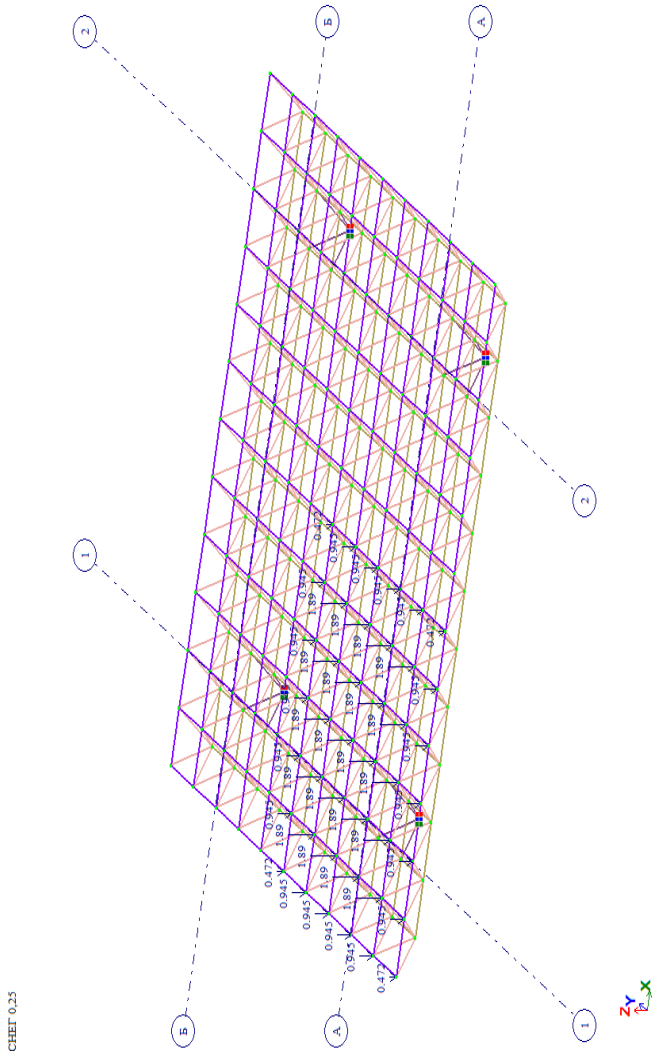


Рис. 5. Приложение снеговой нагрузки в узлы на четверть плиты

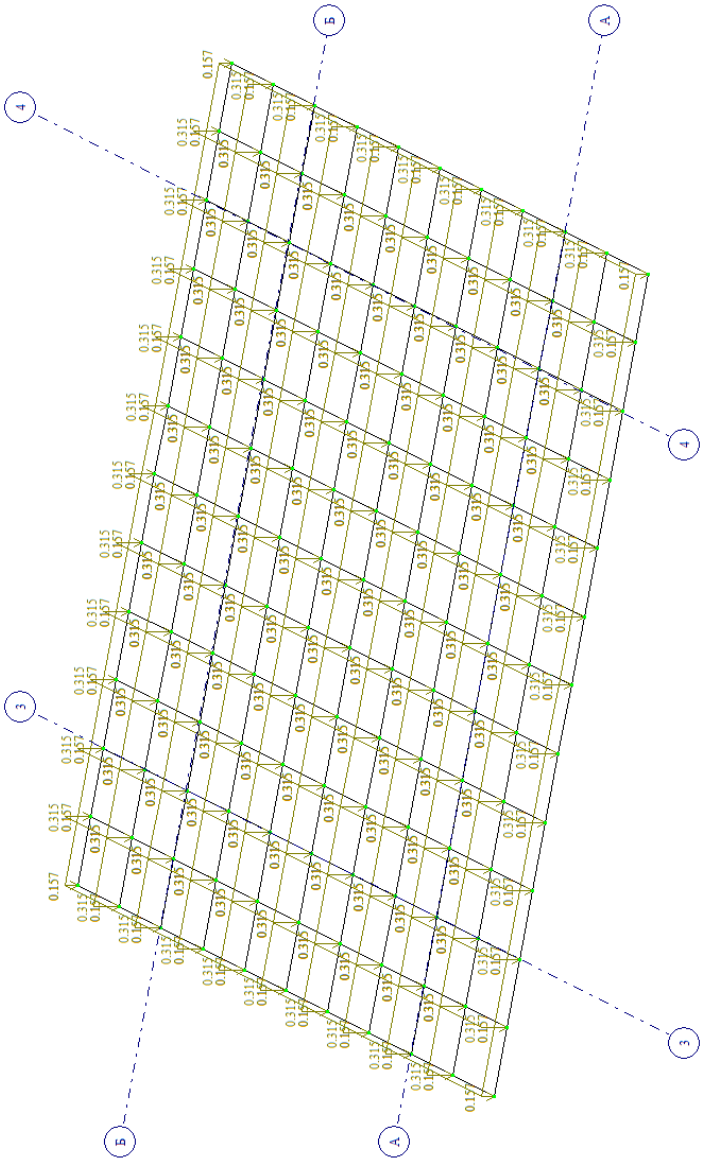


Рис. 6. Приложение снеговой распределенной нагрузки на всю плиту

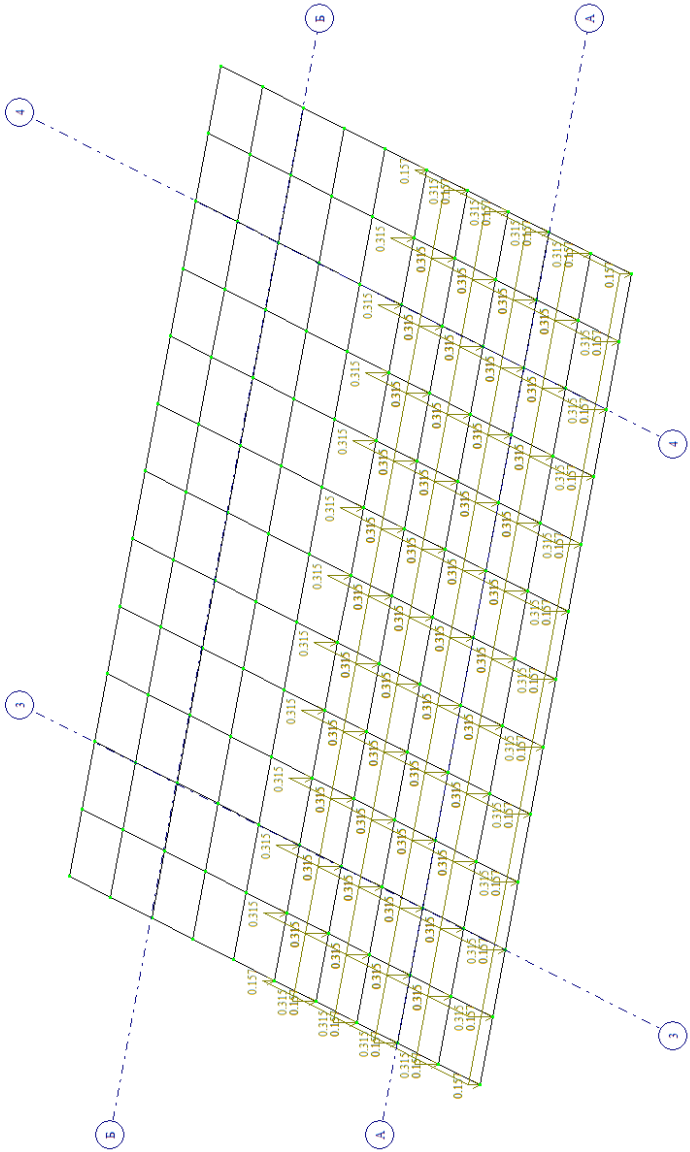


Рис. 7. Приложение снеговой распределенной нагрузки на половину плиты

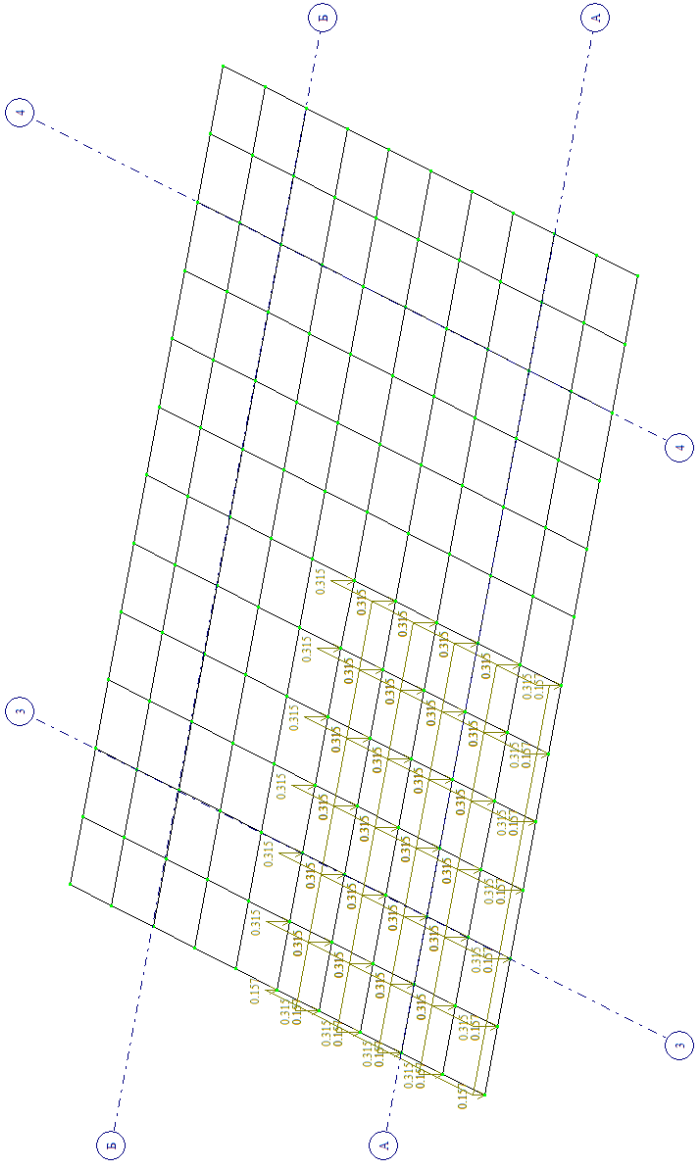


Рис. 8. Приложение снеговой распределенной нагрузки на четверть плиты

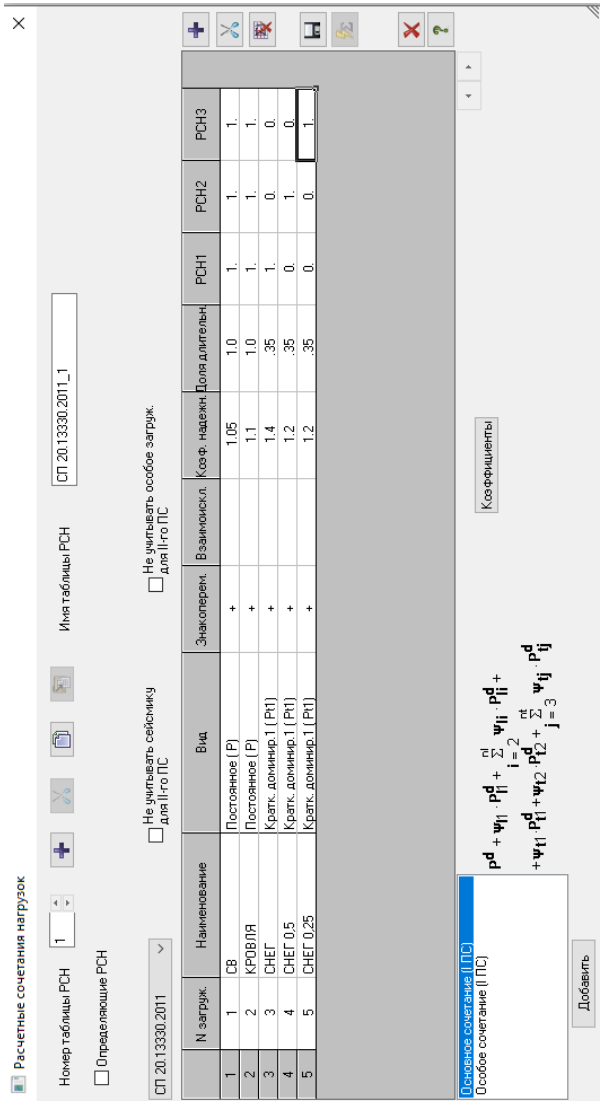


Рис. 9. Таблица РСН

После загружения структурной плиты, узлового и распределенного приложения нагрузок, также введен ещё один критерий сравнения схем, а именно учет жесткости узловых элементов на кручение, так как узловые элементы по факту имеют свои жесткостные характеристики и их следует также учитывать для точности расчета.

Шарниры с угловой жесткостью в зависимости от диаметра болта, приведены в табл. 3. Также ниже представлен график (рис. 10) – зависимость жесткости от диаметра болта.

Таблица 3

Расчет угловой жесткости болта

Диаметр болт	Прочность на растяжение, N_{bt}, т	Площадь поперечного сечения, D_{bn}, см^2	Угол поворота от ед. усилия θ, рад	*uy*/*uz*, тм/рад
M16	7,206	1,570	–2,350	–0,426
M20	8,813	1,920	–0,961	–1,041
M24	16,203	3,530	–0,463	–2,160
M30	25,750	5,610	–0,190	–5,263
M36	37,454	8,160	–0,092	–10,929
M42	51,408	11,200	–0,049	–20,243
M48	67,565	14,720	–0,029	–34,483

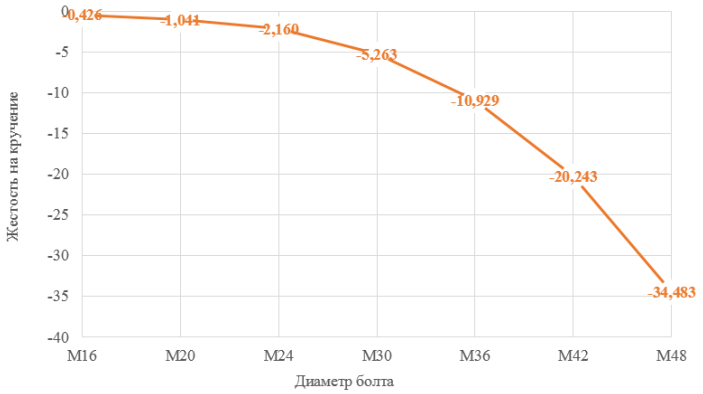


Рис. 10. Зависимость диаметра болта от жесткости на кручение

Из графика следует, что чем больше диаметр болта, тем больше жесткость на кручение.

Анализ результатов. Анализ полученных усилий и НДС от *MAX* РСН будут представлены на рис. 11–16. Для наглядности конструктивные элементы: верхний и нижний пояс, раскосы, опорные раскосы, сравниваются отдельно и попарно с узловым приложением нагрузки и распредленной на стержни, однако для сокращения данной статьи будут представлены усилия только верхнего пояса и раскосов.

При равномерно-распределенном приложении нагрузок появляются изгибающие моменты и поперечные силы, которые, однако на порядок меньше продольных усилий.

Перемещения по *Z*, представленные на рис. 17–18, показывают, что прогибы двух плит почти одинаковы.

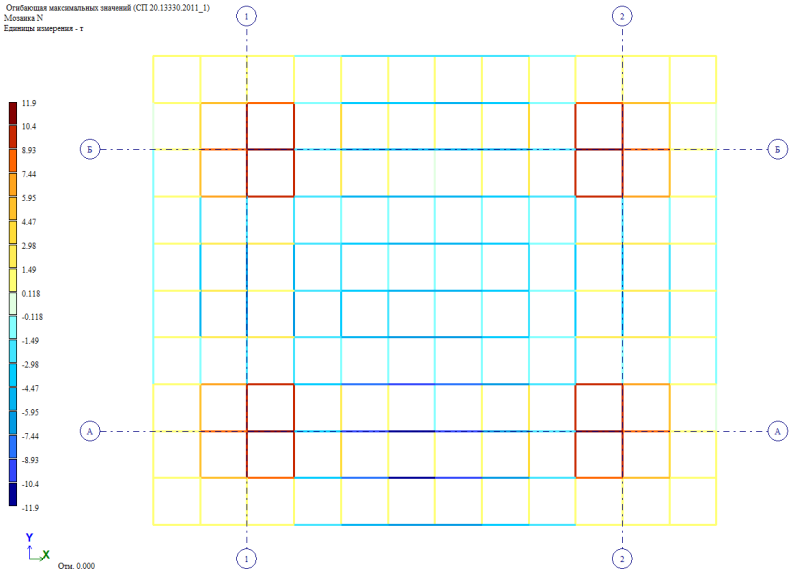


Рис. 11. Продольные усилия *N* при узловом приложении нагрузок (УПН) в верхнем поясе (ВП), $N_{max} = 11{,}9$; $N_{min} = 11{,}9$

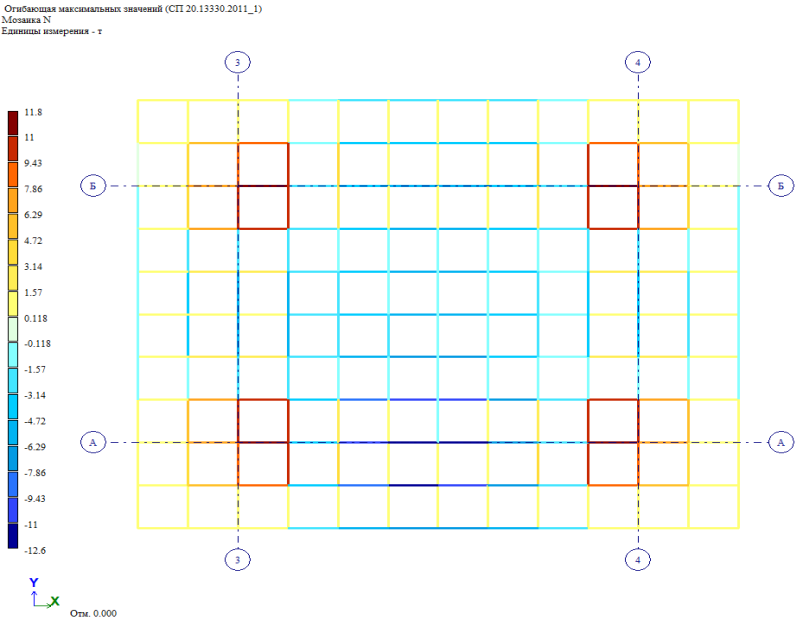


Рис. 12. Продольные усилия N при распределенном приложении нагрузок (РПН) в ВП, $N_{max} = 11{,}8$; $N_{min} = -12{,}6$

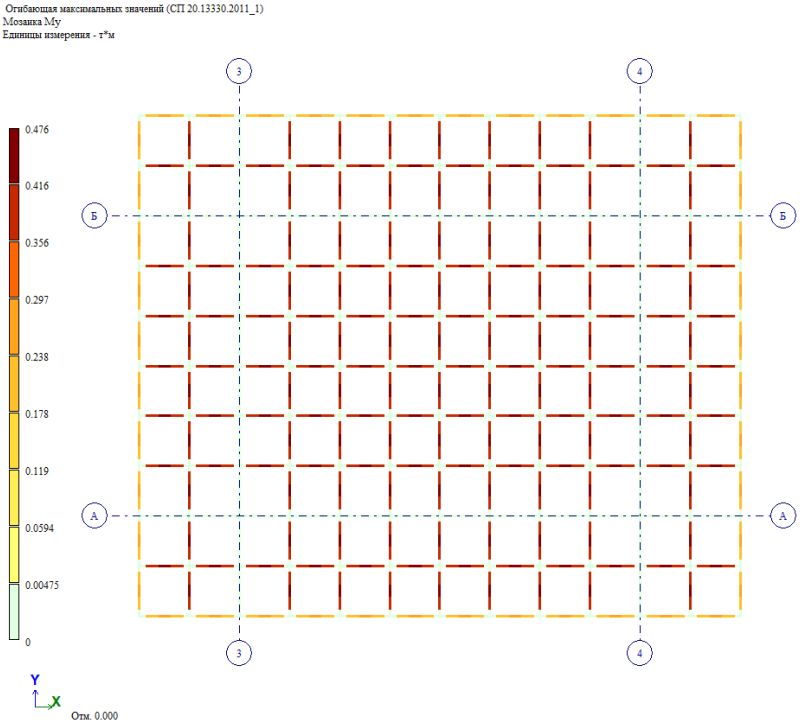


Рис. 13. Изгибающий момент M_y при РПН в ВП. При УПН момент в пролете стержней отсутствует

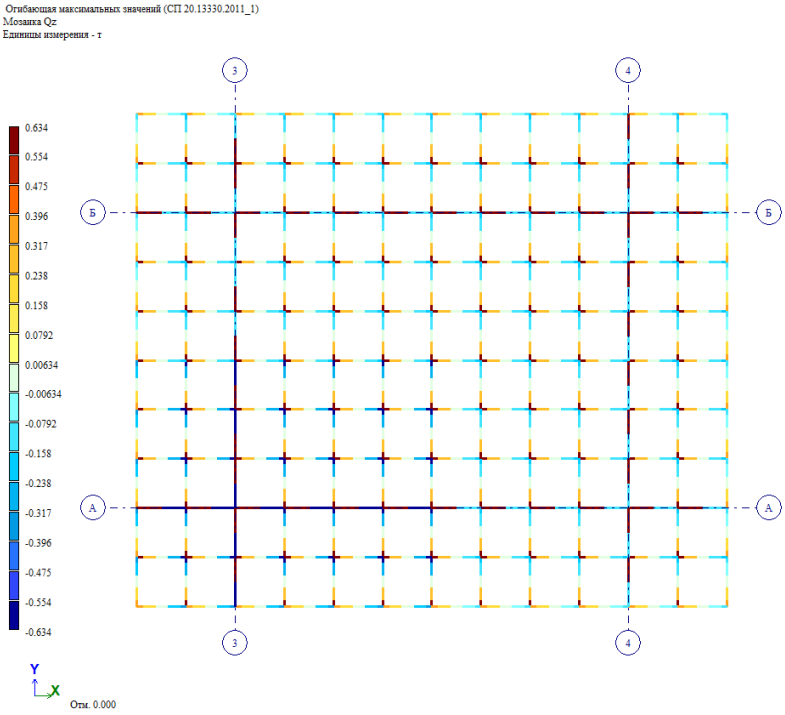


Рис. 14. Поперечная сила Q_z при РПН в ВП. При УПН данное усилие отсутствует

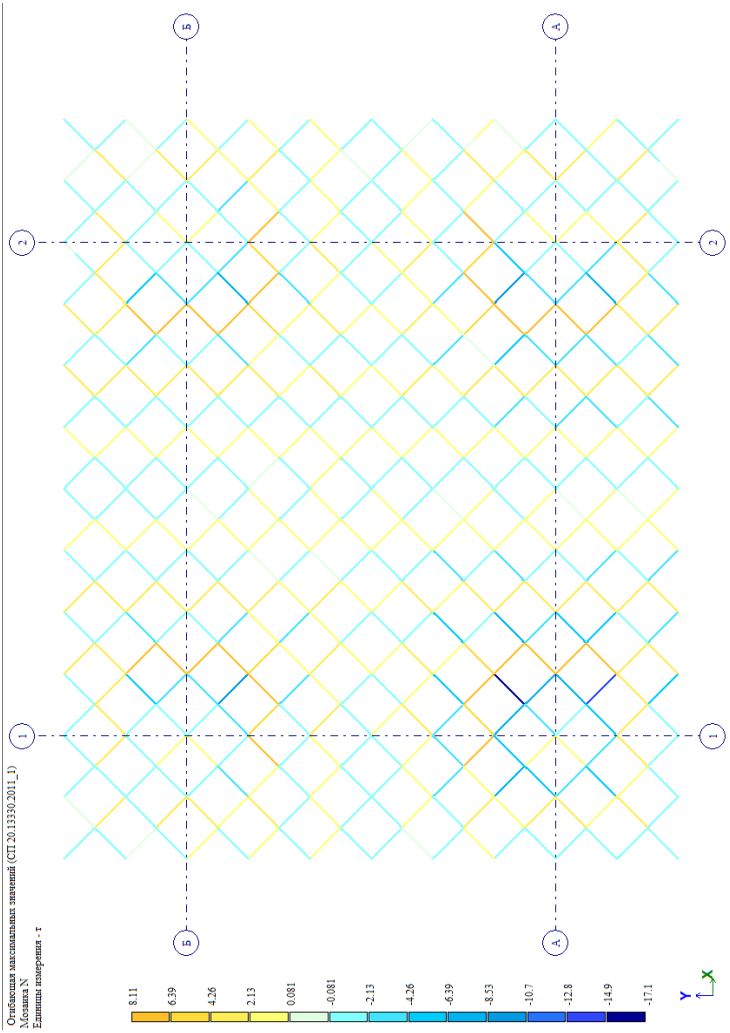


Рис. 15. Продольные усилия *N* при УПН в раскосах

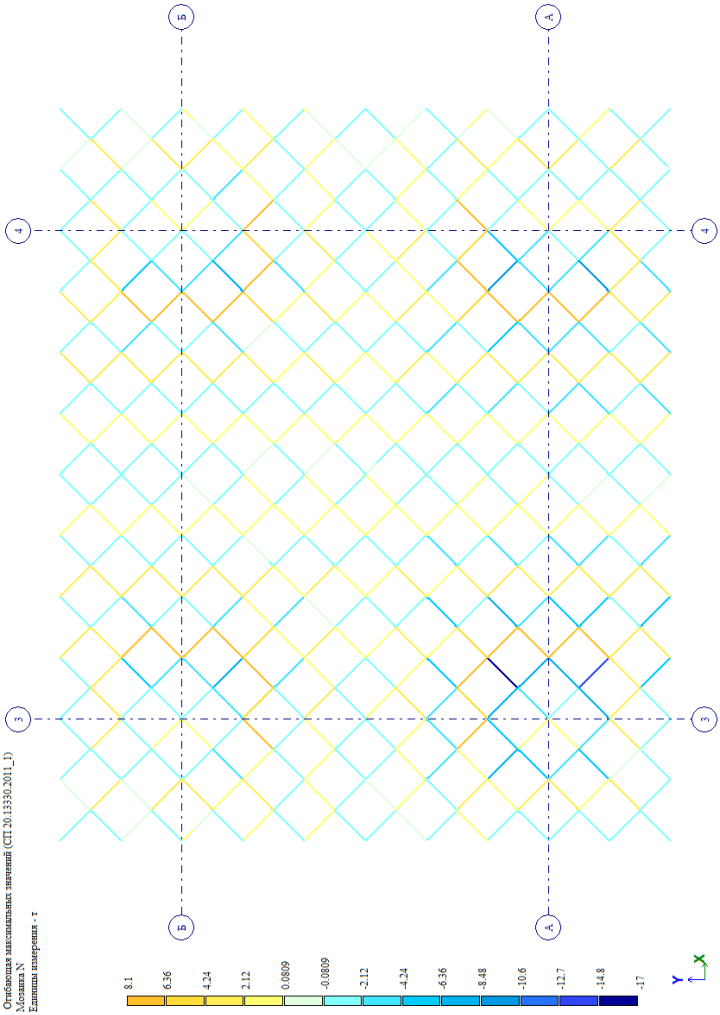


Рис. 16. Продольные усилия N при РПН в раскосах

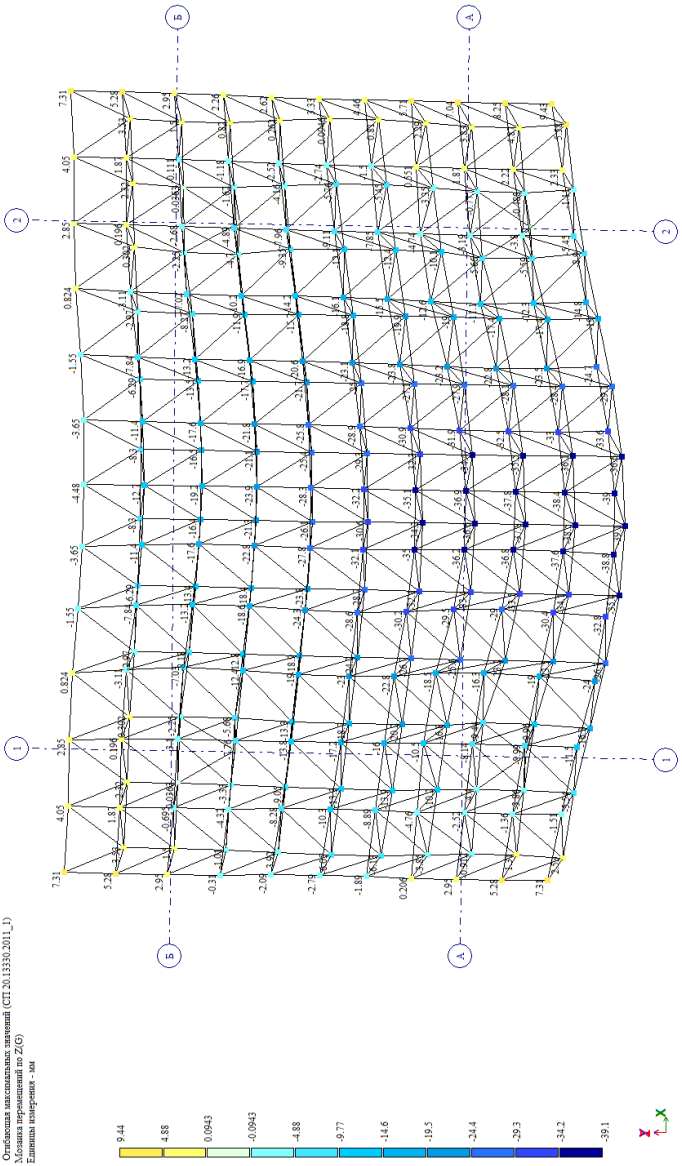


Рис. 17. Деформации структурных плит по Z при УПН, $\Delta_z = -39{,}1$ мм

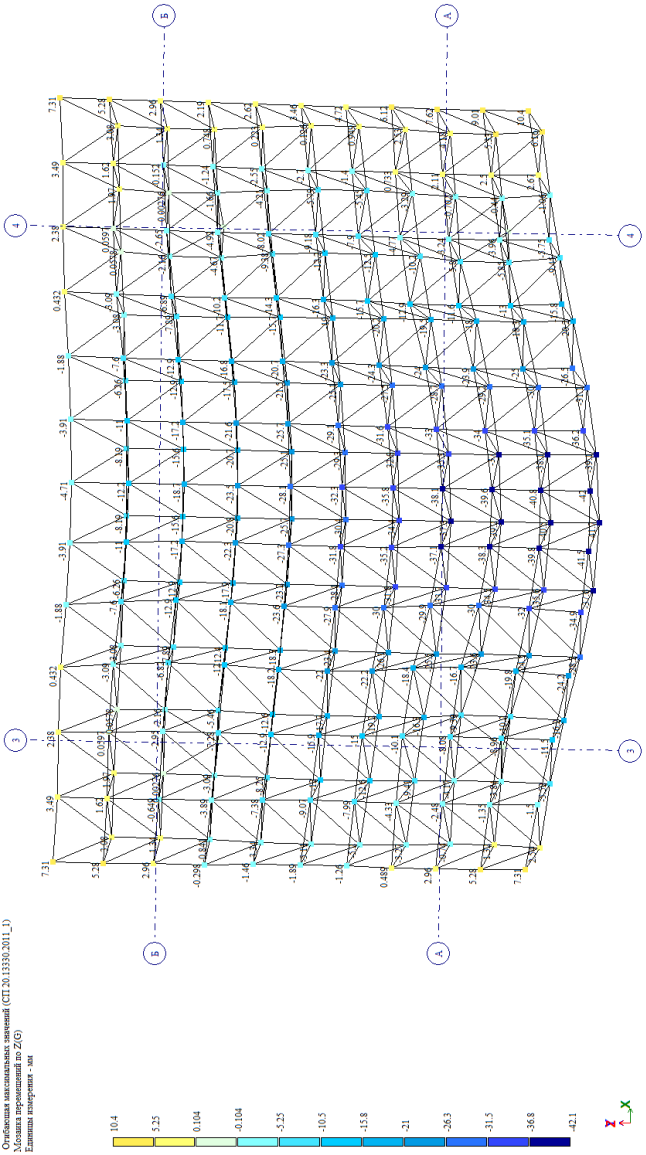


Рис. 18. Деформации структурных плит по Z при РПН, $\Delta_z = -42{,}1$ мм

Результаты расчета при учете жесткости на кручение и при пренебрежении ей получились с незначительной разницей около 1 %, а изменившиеся усилия M_y и Q_z в зависимости от жесткости узла болтов представлены на графиках 19, 20 и 21. То есть в данной случае произошло перераспределение усилий в стержнях, как если бы это была неразрезная балка, что можно заметить на рис. 19, в то время как, если бы не были заданы жесткости на кручение, то стержни представляли бы из себя отдельные балки.

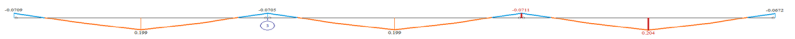


Рис. 19. Эпюра моментов, как для неразрезной балки

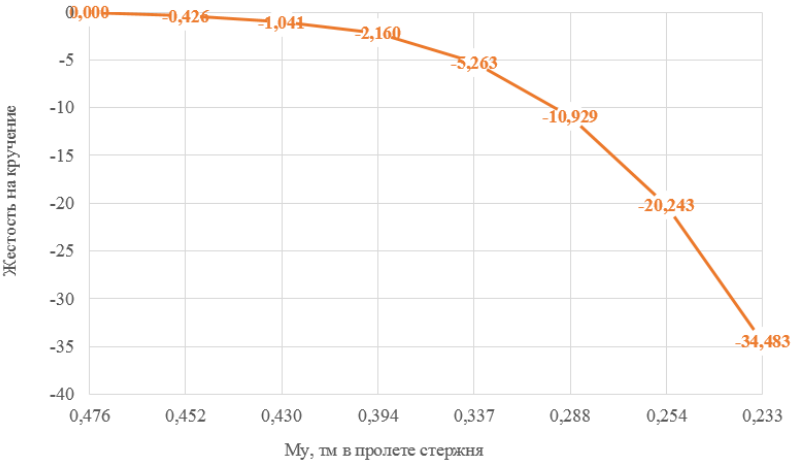


Рис. 20. Зависимость изгибающего момента в стержне от жесткости на кручение

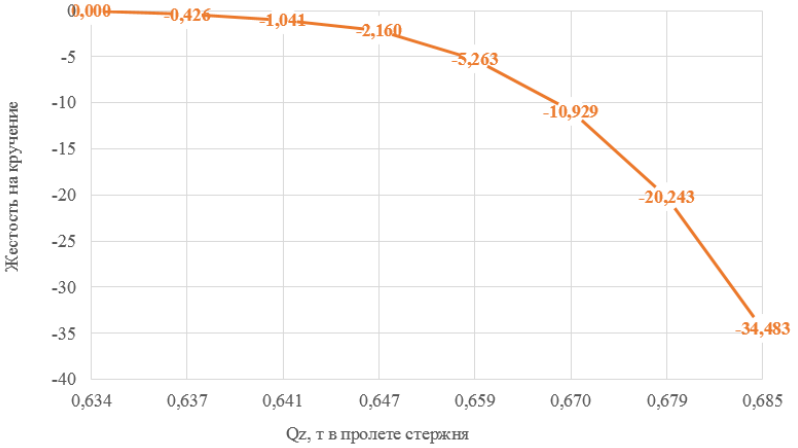


Рис. 21. Зависимость поперечной силы в стержне от жесткости на кручение

Выводы

1. При загружении равномерно распределенной нагрузкой и узловой нагрузкой разница в продольных усилиях стержней минимальна (около 5 %), однако появляются поперечные усилия и моменты, которые следует учитывать.

2. Если задавать нагрузку равномерно-распределенной, то будет правильным учесть жесткость узловых элементов, а именно жесткость на кручение при растяжении стержня, так как в данном случае здесь будет работать болт. При назначении угловой жесткости для учета болтового соединения выяснилось, что результаты расчета и усилия получились одинаковыми, кроме изменений изгибающих моментов в 2 раза и незначительного увеличения поперечных усилий на 8 %. Такое уменьшение моментов вызвано в результате перераспределения усилий из-за значительной жесткости болтов и работе стержней как неразрезная балка, фрагмент эпюры M_y представлен на рисунке 1, однако болты М30-48 используются при значительных растягивающих усилиях, которые не возникают в данной задаче, и в общем их количество от общего числа

варьируется примерно от 5 до 15 %, поэтому можно сделать вывод, что при использовании болтов М16-М24, а именно такие диаметры болтов необходимы для данной задачи, можно пренебречь угловой жесткостью.

3. Но весь учет угловой жесткости сводится на нет, если используется УПН. В таком случае расчет происходит с КЭ № 4, не возникает изгибающих моментов и поперечных усилий и расчет происходит намного быстрее и проще.

Литература

1. Михайлов В. В. Пространственные стержневые конструкции покрытий (структуры) : учеб. пособие / В. В. Михайлов, М. С. Сергеев ; Владим. гос. ун-т. – Владимир: Изд-во ВГУ, 2011. – 56 с.

2. Москалев М. Б., диссертация на тему «Совершенствование плитно-структурных металлодеревянных конструкций», Санкт – Петербург, 2011 – 149 с.

3. СП 494.1325800.2020. Конструкции покрытий пространственные металлические. Правила проектирования. – М.: ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко. 2020 – 115 с.

4. Мущанов А. В., диссертация на тему «Действительная работа и формообразование стрежневых структурных покрытий на нетиповом плане»; Москва, 2020 – 185 с.

5. СП 16.13330.2017. «СНиП П-23-81* Стальные конструкции». М.: – АО «НИЦ «Строительство» – ЦНИИСК им. В. Л. Кучеренко/ МГСУ, СПбГАСУ, 2017. – 148 с.

6. Рекомендации по проектированию структурных конструкций/ Центр. н-и ин-т строительных конструкций им. В. Л. Кучеренко. – М.: Стройиздат, 1984 – 303 с.

7. СП 20.13330.2016. «Нагрузки и воздействия». Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. – М.: Стандартинформ, 2018. – 95 с.

УДК 691

Елизавета Владимировна Котова,
студент
(Санкт-Петербургский государственный
архитектурно-строительный университет)
E-mail: elizaveta-kotova_2000@mail.ru

Elizaveta Vladimirovna Kotova,
student
(Saint Petersburg State University
of Architecture and Civil Engineering)
E-mail: elizaveta-kotova_2000@mail.ru

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ОПРЕДЕЛЕНИЕ ДЛИТЕЛЬНОГО МОДУЛЯ УПРУГОСТИ И ДОЛГОВЕЧНОСТИ МАТЕРИАЛА ИЗ LVL ПРИ ИЗГИБЕ ВДОЛЬ ВОЛОКОН

EXPERIMENTAL DETERMINATION OF THE LONG-TERM MODULUS OF ELASTICITY AND DURABILITY OF LVL MATERIAL WHEN BENDING ALONG FIBERS

Данная работа нацелена на экспериментальные исследования LVL при нагружении длительной нагрузки в лабораторных условиях и получение показателей модуля упругости и длительной прочности клееного деревянного материала. Композитный материал был испытан преимущественно прямым методом на изгиб вдоль волокон (по пласти). Эксперимент проводился в несколько этапов: кондиционирование образцов, кратковременные испытания, испытания на длительную прочность. По результатам экспериментального исследования рассчитан длительный модуль упругости и построены графики для определения долговечности материла из LVL. Полученные данные предполагается использовать для проектирования деревянных конструкций из LVL.

Ключевые слова: LVL, длительная прочность, длительный модуль упругости, коэффициент длительной прочности, долговечность, изгиб вдоль волокон (по пласти), прямой метод.

This work is aimed at experimental studies of LVL under long-term loading in laboratory conditions and obtaining indicators of the modulus of elasticity and long-term strength of glued wooden material. The composite material was tested mainly by the direct method for bending along the fibers (along the layer). The experiment was carried out in several stages: sample conditioning, short-term tests, and long-term strength tests. Based on the results of an experimental study, a long-term modulus of elasticity was calculated and graphs were constructed to determine

the durability of the LVL material. The data obtained is supposed to be used for the design of LVL wooden structures.

Keywords: LVL, long-term strength, long-term modulus of elasticity, coefficient of long-term strength, durability, bending along fibers (along the layer), direct method.

Введение

Одной из причин, по который материл из *LVL* недооценен – это недостаточность сведений о его длительной прочности и длительного модуля упругости [1]. Для определения его длительной прочности используется коэффициент длительной прочности $m_{дл}$, значение которого в стандартах [2] приведены для древесины сосны. Учитывая, что *LVL* по свойствам является анизотропным материалом, а также более однородным по сравнению с древесиной, то значения коэффициентов будут различаться. Поэтому **целью** данной работы является исследование *LVL* при длительных испытаниях на изгиб вдоль волокон (по пласти), а также получение основных характеристик данного материала таких, как долговечность и модуль упругости.

Задачами экспериментальных исследований являются:

– разработать программу экспериментальных исследований бруса клееного многослойного из шпона *LVL*;

– проведение испытаний с целью определения модуля упругости и долговечности материала из *LVL*;

– провести анализ и обработку экспериментальных данных.

Таким образом, экспериментальное исследование долговечности *LVL* при длительных испытаниях на изгиб вдоль волокон (пласти) является актуальной задачей.

Методология экспериментальных исследований

Так как целью работы определение долговечности и модуля упругости, то необходимо было провести лабораторные опыты по определению прочностных характеристик образцов [3, 4, 5]. Сформирована программа проведения экспериментальных исследований для оценки существующих гипотез изменения сопротивления *LVL* во времени и методик определения длительной прочности и сроков службы элементов *LVL* конструкций.

Методика испытаний включала в себя несколько этапов:

1. Изготовление образцов из *LVL* с размерами 75х100 мм согласно ГОСТ 33124-2021.

2. Кондиционирование образцов из *LVL* при температуре окружающей среды (20±2)°С и относительной влажности воздуха (65±5) % до приобретения образцами нормальной влажности.

3. Определение временных сопротивлений с линейно возрастающей нагрузкой со стандартной скоростью перемещения 5 мм/мин в испытательной машине. Полученные данные при кратковременных нагружениях, а именно максимальную нагрузку, при которой образец разрушился, использовались для длительных испытаний.

4. Проведение длительных испытаний на изгиб вдоль волокон (по пласти) с использованием испытательной машины *Magnum UT*-04-010 при уровне нагружения 80 и 85 % от разрушающей.

По результатам испытаний выполнено графическое построение зависимости «деформации – время», определены длительный модуль упругости и долговечность материала из *LVL*.

Определение модуля упругости *LVL*

Образцы для испытания изготавливались из материала многослойного клееного из шпона *LVL* хвойных пород (сосна) с параллельным расположением волокон в смежных слоях [1] толщиной 75 мм. Расчетная схема образцов показана на рис. 1.

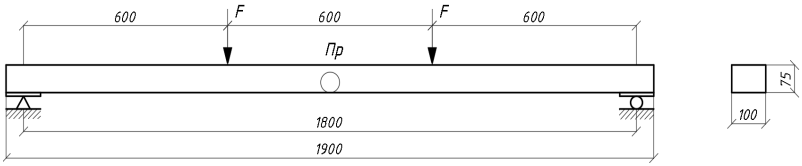


Рис. 1. Расчетная схема испытания образцов LVL при изгибе вдоль волокон (по пласти)

Для эксперимента было взято 8 образцов, из которых 4 подвергались испытаниям при приложении постоянной нагрузки 0,8 от разрушающей и 4 – при нагрузке 0,85 от разрушающей.

Образцы из *LVL* устанавливались в испытательную машину *Magnum UT*-04-010 с серво-гидравлической системой. Пример установки образцов представлен на рис. 2.

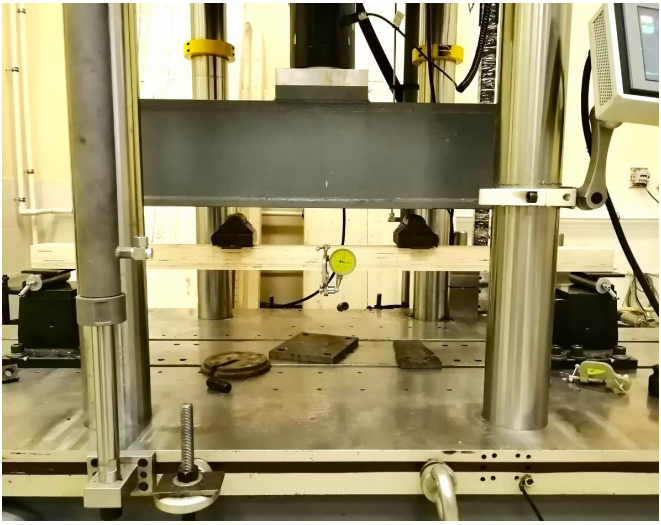


Рис. 2. Схема установки образца в испытательную машину Magnum UT-04-010 при испытании на изгиб по пласти

Нагружение осуществлялось с постоянно действующей нагрузкой [10, 12, 14, 16], равной 0,8 и 0,85 от разрушающей. Испытание заканчивалось разрушением образца, при этом фиксировалось время разрушения и снимались показания с прогибомеров при всем времени нагружения. Разрушение образцов представлено на рис. 3.

В качестве вероятной причины разрушения образцов рассматриваются: микротрещины слоев шпона, образованные при лущении, непроклей некоторых участков шпона, стыковка отдельных слоев шпона, наличие пустот и сучков.

После проведения длительных испытаний по полученным результатам была построена зависимость «деформация-время»

(рис. 4) и произведен расчет предела прочности и длительного модуля упругости материала из *LVL*. Длительный модуль упругости при постоянно действующей нагрузке вычислялся по формуле (1):

$$E_{дл} = \frac{3aL^2 F_{max}}{4bh^3 f}, \quad (1)$$

где F_{max} – значение нагрузки после прироста деформаций образца; f – измеренная величина прогиба после прироста деформаций образца; L – пролет образца.

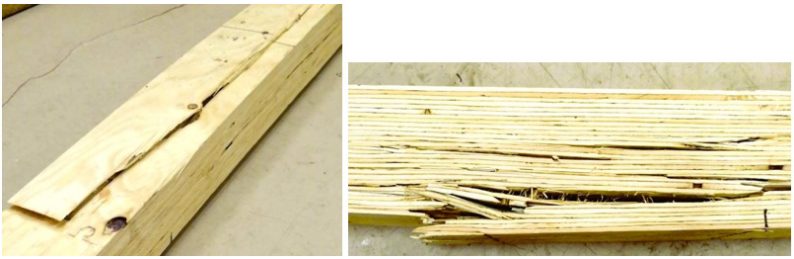


Рис. 3. Разрушение образцов

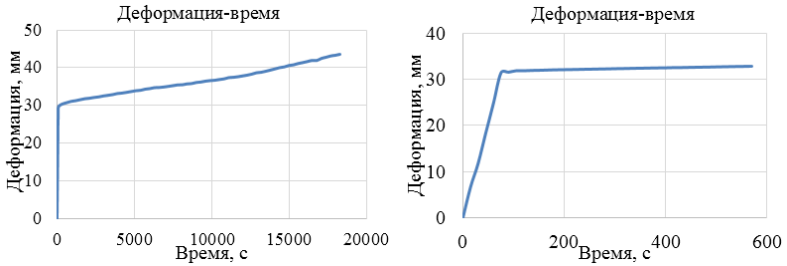


Рис. 4. Графики зависимости «деформация – время» при уровне нагружения в 80 и 85 % от разрушающей нагрузки

Результаты расчетов приведены в табл. 1 и 2.

Таблица 1

Результаты расчетов при изгибе по пласти при уровне нагрузки 80 % от разрушающей

№ образца	Поперечное сечение, мм		F, кН	f, мм	R, МПа	$E_{дл}$, ГПа	$E_{ср.дл}$, ГПа	Стандартное отклонение, ГПа	Вариационный коэффициент, %
	b	h							
1	100,6	76,43	16	29,41	49,01	17,66	18,42	0,75	4
2	99,6	74,74	16	30,43	51,76	18,44			
3	99,4	74,65	16	29,43	51,99	19,17			
4	99,7	74,03	14	15,3	46,12	Не достиг фиксированной нагрузки			

Таблица 2

Результаты расчетов при изгибе по пласти при уровне нагрузки 85 % от разрушающей

№ образца	Поперечное сечение, мм		F, кН	f, мм	R, МПа	$E_{дл}$, ГПа	$E_{ср.дл}$, ГПа	Стандартное отклонение, ГПа	Вариационный коэффициент, %
	b	h							
1	98,40	76,57	17	27,89	53,04	20,12	21,45	2,12	10
2	99,58	75,00	17	29,03	54,63	20,32			
3	99,71	74,96	17	31,37	54,62	23,89			
4	99,52	76,07	14	25,33	43,76	Не достиг фиксированной нагрузки			

Определение долговечности материала из LVL

Определение долговечности материала из *LVL* выполняется с использованием коэффициента длительной прочности, который определяется отношением (2):

$$m_{\text{дл}} = \frac{R_i}{R_{\text{вр}}}, \tag{2}$$

где R_i – предел прочности при стандартных испытаниях; $R_{вр}$ – временный предел прочности, равный 80 и 85 % от разрушающей.

На основании данных, полученных при экспериментальных испытаниях на длительную прочность построить аппроксимическую зависимость напряжения от времени действия нагрузки, по двум точкам невозможно. Поэтому, проведя сравнение с древесиной [6, 7, 8, 9, 11, 12, 13, 15], которая исследовалась похожим способом, можем выдвинуть гипотезу, что зависимость *LVL* тоже криволинейная, как и для дерева. Экстраполируя криволинейный график через известные две точки, получаем аппроксимическую зависимость напряжения от времени действия нагрузки для *LVL*, изображенную на рис. 5.

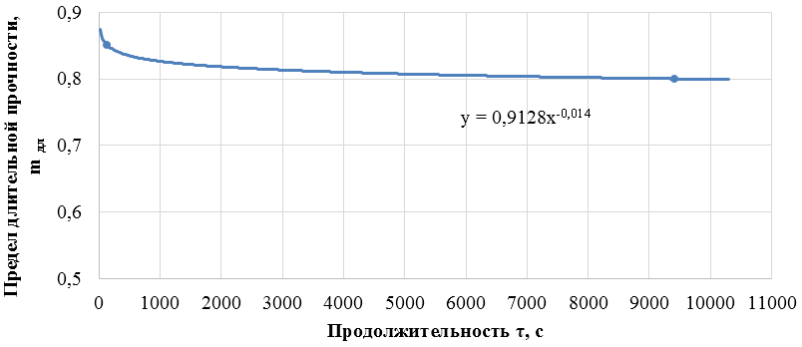


Рис. 5. График зависимости коэффициента длительной прочности от времени действия нагрузки при изгибе по пласти

В полулогарифмических координатах результаты расчетов представлены на рис. 6. На графике показано сравнение с древесиной, по которому можно сделать вывод, что *LVL* имеет большую долговечность относительно древесины.

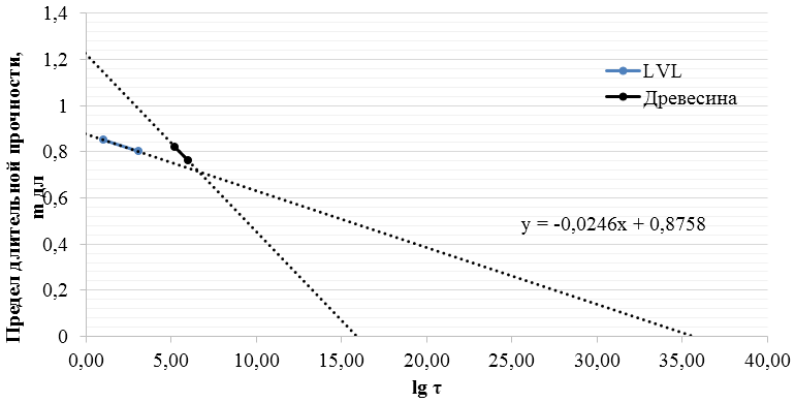


Рис. 6. График зависимости коэффициента длительной прочности от времени действия нагрузки в логарифмической форме

Зависимости прочности *LVL* при изгибе вдоль волокон (по пласти) от времени действия постоянной нагрузки (представленной в полулогарифмических координатах), можно описать линейным уравнением (3):

$$m_{дл} = -0,0246 \lg \tau + 0,8758, \quad (3)$$

Полученная зависимость может быть использована при определении расчетных значений сопротивления *LVL* и долговечности элементов конструкций из *LVL*, работающих на изгиб вдоль волокон (по пласти) при действии постоянной нагрузки.

Заключение

Таким образом, в ходе экспериментальных исследований материала из *LVL* были получены следующие результаты:

1. Разработана методика экспериментальных испытаний при постоянно действующей нагрузке для определения прочностных характеристик материала из *LVL*.

2. Разработана методика для определения длительного модуля упругости при испытании на изгиб вдоль волокон (по пласти) под действием длительных нагрузок.

3. Получена зависимость «предел длительной прочности-$lg\tau$», которая может быть использована при определении расчетных значений сопротивлений *LVL* и долговечность элементов конструкций из *LVL*, работающих на изгиб вдоль волокон (по пласти) при действии постоянной нагрузки.

Литература

1. ГОСТ 33124-2021. Брус многослойный клееный из шпона. Технические условия. Стройиздат, 2021. – 20 стр.

2. СП 64.13330-2017. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80. Стройиздат, 2017. – 89 стр.

3. ГОСТ 16483.0-89. Древесина. Общие требования при физико-механических испытаниях. М.: Изд-во стандартов., 1989. – 18 стр.

4. ГОСТ Р 57790-2017. Конструкции деревянные несущие. Методы испытаний на прочность и деформативность. М.: Изд-во стандартов., 2017. – 18 с.

5. ЦНИИСК им. Кучеренко В. А. Деревообрабатывающая промышленность / ЛВЛ высокопрочный многослойный брус, 1952 – 52 с.

6. Курьянова Т. К., Платонов А. Д., Федоткин Н. Н., Фокина И. С. Исследование прочности древесины при длительной постоянной нагрузке / Лесотехнический журнал, 2012, № 2, С. 10.

7. Леонтьев Н. Я. Техника испытания древесины. – М: Лесн. пром-сть, 1970. 469 с.

8. Белянкин Ф. П. Длительное сопротивление дерева. 1934 ОНТИ. М.-Л. : Госстройиздат, – 1934. – 39 с. пер. с укр. В. Л. Сиваш.

9. Журков С. Н., Нарзуллаев Б. Н. Временная зависимость прочности твердых тел. // ЖТФ. 1953. Т. 23. Вып. 10. С. 1677–1680.

10. Хрулев В. М. Долговечность и контроль качества клеевых соединений древесины в строительных изделиях и конструкциях: Автореферат дисс. на соискание учен. степени д-ра техн. наук / Новосиб. инж.-строит. ин-т им. В. В. Куйбышева. 1968. 29 с.

11. Иванов Ю. М. Длительная прочность древесины / Иванов Ю. М.; Известия 169 вузов. Лесной журнал, 1972, № 4, С. 76–82.

12. Иванов Ю. М. О методе оценки длительной прочности древесины и фанеры / Иванов Ю. М., Лобанов Ю. А. // ИВУЗ: Строительство. – Новосибирск, 1977. – № 9. – С 25–30.

13. Папулова И. Е. Механические свойства и испытания древесины: учебное пособие/ И. Е. Папулова. – Киров: ФГБОУ ВПО «ВятГУ», 2014. – 85 с.

14. Ярцев В. П., Сюзумов А. В. Влияние температуры и длительности нагружения на несущую способность и деформативность клееной древесины/ Вестник ТГТУ, 2020, Том 26, № 4, с. 5.

15. Сашин М. А., Прогнозирование и повышение долговечности и длительной прочности древесины в строительных изделиях и конструкциях. Объем: 1,16 усл. печ. л.; 1,25 уч.-изд. л. Тираж 130 экз. Заказ 489.

16. Melissa Ann Verwest, Matthew Davies, Massimo Fragiacomo, Achmad Basuki, Ali Awaludin, Chao Li Long-term behaviour of laminated veneer lumber members prestressed with unbonded tendons. / Matthew D., Fragiacomo M. // NZ Timber design journal, volume 16 issue, P. 13–19.

УДК 692.253

Лю Цзычи,
студент
(Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет)
E-mail: 763565087@qq.com

Liu Ziqi,
student
(Saint Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering)
E-mail: 763565087@qq.com

ЧИСЛЕННОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ НДС МАТЕРИАЛОВ НА ОСНОВЕ ДРЕВЕСИНЫ ПРИ ДВУХОСНОМ СЖАТИИ

NUMERICAL STUDY OF THE STRESS-STRAIN STATE OF WOOD-BASED MATERIALS UNDER BIAXIAL COMPRESSION

В данной работе исследуется напряженно-деформированное состояние клееного шпона *LVL* и перекрестно-ламинированной древесины *CLT* при двухосном сжатии, а также изменение несущей способности материала *LVL*, когда направление волокон отличается от угла приложения нагрузки, что исследуется отдельно. С помощью численной модели древесины из программного пакета *ANSYS* по изображениям исследовано напряженно-деформированное поведение при деформации и характер разрушения материала, а также подробно проанализированы результаты расчетов модели методом конечных элементов. Также даны выводы о предельно допустимых нагрузках.

Ключевые слова: древесина, клееный шпон, двухосное сжимающее нагружение, анизотропия древесины, сложное напряженно-деформированное состояние, конечно-элементный анализ, численное моделирование.

In this paper, the stress-strain state of glued veneer lumber (LVL) and cross-laminated timber (CLT) under biaxial compression is investigated, as well as the change in load-bearing capacity of the LVL material when the fibre direction is different from the angle of the load, which is investigated separately. With the help of a numerical model of wood from the ANSYS software package, the stress-strain behaviour during deformation and the nature of the fracture of the material have been investigated by means of image presentations, and the results of the model calculations using the finite element method have been analysed in detail. The conclusion of the maximum allowable load is also given.

Keywords: wood, laminated veneer, biaxial compressive loading, anisotropy of wood, complex stress-strain state, finite element analysis, numerical modeling.

Введение

По мере роста уровня жизни людей, требования к жилью становятся все более жесткими. Более приближенное к природе, энергосберегающее и экологически чистое деревянное домостроение вновь привлекло внимание людей. В связи с низкой прочностью древесины, а также ее склонности к гниению выросла потребность в усовершенствованных строительных материалах на основе древесины. Появление бруса из клееного шпона и конструкций из перекрестно-клееной древесины послужило хорошим подспорьем для людей. Пиломатериал из слоёного шпона (от англ. *Laminated Veneer Lumber, LVL)* изготавливается из бревен небольшого диаметра в качестве сырья, обрабатывается путем раскроя, сушки, склеивания и прессования [1, 2]. Конструкции из клееного шпона не только обладают превосходными свойствами натуральной древесины, но и имеют более высокие прочностные характеристики, более однородную текстуру, обладают вибродемпфирующими свойствами [3]. В соответствии со своими механическими свойствами клееный шпон чаще всего используется в балках и колоннах балочно-стоечных конструкций, а также широко применяется в фермах, обрешетках и других несущих элементах зданий [4]. Поэтому более подробное изучение механических свойств данного материала, в том числе при сложном напряженно-деформированном состоянии имеет большое значение для исследования несущей способности и характера работы многих деревянных строительных конструкций и элементов.

Цели: получить данные о напряжениях, деформациях и характере работы материалов на основе древесины при действии на них двухосной сжимающей нагрузки. Оценить влияние изменения направления волокон древесины на несущую способность и напряженно-деформированное состояние образца из материала на основе древесины при двухосном нагружении.

Исходные данные для построения модели

В Европе *LVL* классифицируется на *LVL-I* и *LVL-II* в зависимости от способа группировки слоев, где *LVL-I* изготавливается

из шпона 3 мм, уложенного в одном направлении, а в составе *LVL-II* около 20 % шпона группируется в поперечном направлении с перекрестной связью. Если тип *LVL* не указан, зачастую используют именно тип *I* [5]. В модели для конечно-элементного анализа в ПК *Ansys* параметры материала приняты в соответствии с параметрами *LVL-I* [6, 7]. Модель образца составлена из 25 слоев, каждый слой представляет собой еловую пластину размерами 75×75×3 мм, соответственно, стороны моделей образцов равны 75×75×75 мм [8], механические свойства одного слоя приведены в таблице 1 [9, 10].

Таблица 1

Механические свойства материалов

Параметр	Значение *LVL*	Значение *CLT*
Плотность	430 кг/м^3	430 кг/м^3
Модуль Юнга по направлению оси *X*	11600 МПа	11600 МПа
Модуль Юнга по направлению оси *Y*	490 МПа	370 МПа
Модуль Юнга по направлению оси *Z*	690 МПа	370 МПа
Коэффициент Пуассона *XY*	0,45	0,5
Коэффициент Пуассона *YZ*	0,015	0,5
Коэффициент Пуассона *XZ*	0,45	0,5
Модуль сдвига *XY*	1210 МПа	690 МПа
Модуль сдвига *YZ*	780 МПа	690 МПа
Модуль сдвига *XZ*	50 МПа	690 МПа
Предел прочности	80 МПа	21 МПа
Тангенциальная прочность	116 МПа	6 МПа

Методика испытания

В качестве образцов для испытания были построены модели кубической формы со сторонами 75 мм. Приложение нагрузки

на образец проводилось под углами к волокнам древесины в 0°, 30°, 45°, 60° и 90° (рис. 1). Все пять образцов были загружены двухосным сжимающим усилием по осям *X* и *Y* [11], значением в 10 кН. Также рассчитана величина нагрузки, приложенной в момент, когда деформации в образце достигали 1 мм [12].

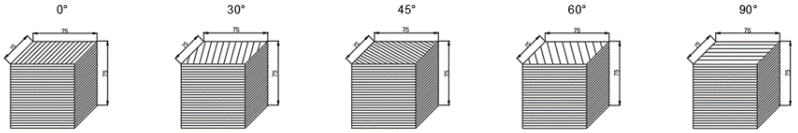


Рис. 1. Размеры образцов

Результаты расчета

Мозаики суммарных перемещений пяти моделей в зависимости от угла приложения нагрузки (0°, 30°, 45°, 60°, 90° соответственно) представлены на рис. 2.

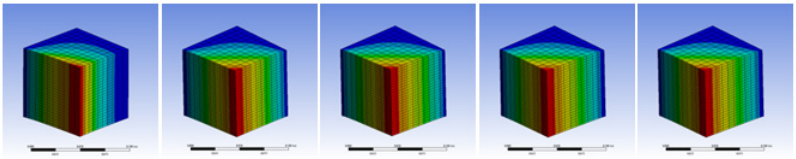


Рис. 2. Схемы суммарной деформации

Распределения деформаций для пяти вариантов моделей представлены на рис. 3.

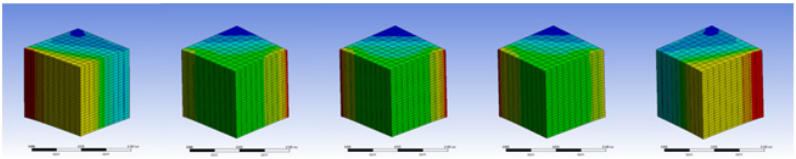


Рис. 3. Распределение деформации

Мозаики суммарных напряжений пяти моделей в зависимости от угла приложения нагрузки (0°, 30°, 45°, 60°, 90° соответственно) представлены на рис. 4.

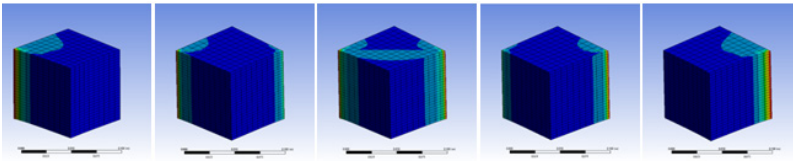


Рис. 4. Схема напряжений

Угол приложения нагрузки существенно влияет на деформации материала. Так для достижения деформации в 1 мм, при приложении усилий под углами 30° и 60° к волокнам древесины потребовалась нагрузка 264,13 кН. При углах 0° и 90° для достижения того же значения деформации потребовалась нагрузка 110,92 кН [13]. Таким образом можно сделать вывод о том, что деформационные свойства *LVL* при двухосном сжатии варьируются в зависимости от угла приложения нагрузки.

Результаты анализа загружений

По результатам расчета пяти групп образцов можно предварительно определить, что для достижения деформации в 1 мм, при угле нагружения 30° и 60° требуется нагрузка 264,13 кН. И для аналогичной деформации, при угле нагружения 0° и 90° требуется нагрузка 110,92 кН. Следовательно, при двухосном сжатии жесткость образца более высока, когда угол между направлением древесных волокон и направлением нагрузки составляет 30° и 60°.

Анализ результатов

Из-за ограничений конечно-элементного анализа ПК «*Ansys*» невозможно смоделировать действительный процесс разрушения материала, поэтому результаты компьютерного моделирования сравниваются и анализируются с реальными значениями,

полученными в ходе экспериментов. Результаты экспериментов по двухосному сжатию клееной многослойной древесины, проведенных китайским ученым Цай Цзином, приведены в табл. 2. В ходе эксперимента на двухосное сжатие Цай Цзина угол наклона волокон составлял 0° при различных соотношениях двухосного напряжения. При соотношении двухосного напряжения, близкому 1 к 1, во время приложения нагрузки на древесину возникали значительные трещины [14]. Максимальное значение показаний прибора, измеряющего относительную деформации, составило 0,08 [15, 16].

Таблица 2

Экспериментальные данные

Номер образца	Плотность (кг/м³)	Напряжение при разрушении (МПа)		Среднее напряжение (МПа)	
		σ_0	σ_{90}	σ_0	σ_{90}
1	527,51	–9,98	–9,46	–10,85	–10,34
2	574,41	–8,46	–7,11		
3	578,85	–13,15	–12,78		
4	613,91	–12,01	–11,80		
5	618	–10,67	–10,57		

Было рассчитано, что при повреждении образца, разрушающая нагрузка составила 108,5 кН в продольном направлении волокна и 103,4 кН в тангенциальном направлении поперечного волокна, и чем выше плотность образца, тем выше его прочность. Что касается экспериментального процесса корректировки данных модели, то при угле волокон 0° максимальная относительная деформация образца 0,092, расчетная нагрузка 76 кН, предел прочности 13,51МПа, а реальные экспериментальные данные ближе к результатам модели, можно определить, что результаты этой модели для реального теоретического исследования имеют большее

значение [17], и поэтому повторно рассчитаны для четырех групп моделей, результаты отображены на рис. 5.

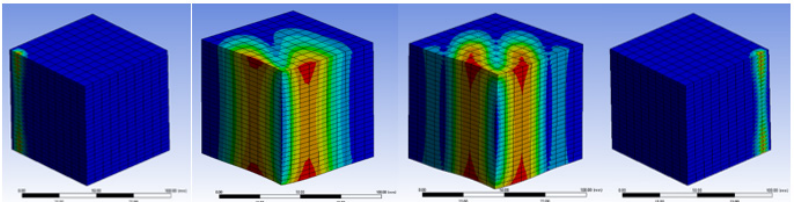


Рис. 5. Напряжения в образцах при значении угла приложения нагрузки 0°, 30°, 45°, 90° соответственно; значения при угле 60° аналогичны значениям при 30°

После пересчета нагрузки в момент разрушения пяти групп образцов составили 75,36 кН, 203,21 кН, 153,09 кН, 75,36 кН соответственно, т.е. наибольшая прочность на сжатие 36,126 МПа была получена при угле приложения нагрузки к волокнам образца в 30° и 60°, а наименьшая прочность на сжатие 13,40 МПа – при угле к волокнам образца в 0° и 90°.

Подобным методом также была испытана модель на основе *CLT*. Модель представляет собой куб, составленный из склеенных между собой ламелей [18]. Толщина каждой ламели 20 мм, всего 11 слоев, таким образом куб имеет размер стороны 220 мм [19, 20]. Нагрузка приложена к двум сторонам равномерно по площади и перпендикулярно поверхности модели. Величина нагрузки 10 кН [21]. Характеристики материала слоев приведены в табл. 1 [22, 23, 24]. Местные оси слоев чередуются в соответствии с направлением волокон древесины [25].

По результатам нагружения наблюдаем, что наибольшие напряжения возникли в ламелях продольно ориентированных, относительно направления приложения нагрузки, т.е. поперек волокон древесины. Максимальные деформации же наблюдались в крайних ламелях и составили 0,4 мм.

Максимальная величина напряжения при этом составила 5,46 МПа, а минимальная 1,8 МПа. Мозаики напряжений и деформаций представлены на рис. 6.

Разрушение образца происходит также в крайних ламелях при значении нагрузки в 133,8 кН. Предел прочности при двухосном сжатии составила 2,76 МПа.

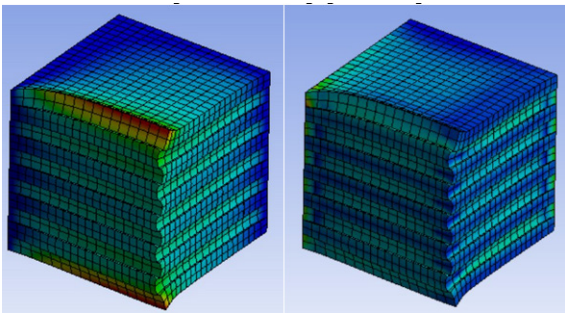


Рис. 6. Мозаики: деформаций (*слева*), напряжений (*справа*)

Сравним полученные результаты с вариантом, когда нагрузка прикладывается лишь в одном направлении, при сохранении условий опирания образца (рис. 7).

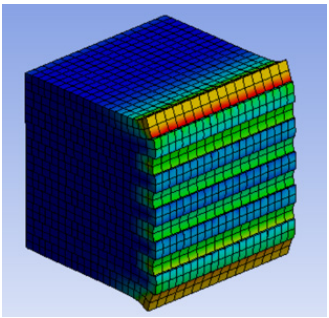


Рис. 7. Мозаика деформаций

При нагружении образца с одной стороны, величина разрушающей нагрузки составила 167,79 кН. Прочность при одноосном сжатии составила 3,47 МПа.

Выводы

Древесина из-за своей пористой, ячеистой микроструктуры и структуры волокон обладает уникальными свойствами анизотропии. Так как древесина является широко используемым строительным материалом, ее анизотропные свойства имеют несомненно важное исследовательское значение. В данной статье проанализировано влияние двухосности нагружения и угла приложения нагрузки на прочностные свойства некоторых материалов на основе древесины [26]. Установлено, что диагональная прочность *LVL* на сжатие значительно выше, чем при сжатии вдоль и поперек волокон. А при испытании на двухосное сжатие образца из перекрестно клееной древесины, прочность на сжатие, при сравнении с одноосным нагружением снизилась на 20,5 % [27]. После сравнения с данными, полученными в ходе реальных экспериментов, можно сказать, что результаты анализа методом конечных элементов в ПК «*Ansys*» являются адекватными, но все еще имеющими некоторые неточности, которые нельзя игнорировать.

Литература

1. Chang S-Y, Xing D, Wang X-M, et al. Исследование процесса производства и свойств шпонированной клееной древесины. China Forest Products Industry, 2020, 57(07):9-11’38.

2. Т. В. Токарева, Технология производства LVL, главный технолог завода «Талион Терра».

3. Статкевич И. И. Клееный брус LVL. Дерево с прочностью металла.

4. Li, M. M., He, M. J., and Li, Z. Обзор исследований напряженных свойств клееной древесины из ротационных обрезных досок. Architecture Technology, Vol. 52, №. 3, Mar. 2021.

5. LVL Handbook[M]. Finland. Federation of the Finnish Woodworking Industries,2019.

6. Пятикрестовский К. П., Травуш В. И. О программировании нелинейного метода расчета деревянных конструкций // Academia. Архитектура и строительство. 2015. № 2. С. 115–119.

7. Моделирование конструктивно-нелинейных контактных задач в программном комплексе ANSYS. Форум молодёжной науки, Выпуск 2, № 2, 2021.

8. ГОСТ 33124– 2014 Брус многослойный клееный из шпона технические условия.

9. Основные принципы деревянного строительства Пекин: Издательство строительной индустрии Китая.

10. Циулин Е. Ю., Шмидт А. Б. Численное моделирование модуля упругости LVL с различным сочетанием взаимно перпендикулярных слоев шпона // Лесн. журн. 2018. № 6. С. 138–148.

11. Любецкий Д. И. К методике испытаний материалов на двухосное и трехосное сжатие. Минск: Механизация лесоразработок и транспорт леса – Выпуск 2, 1972.

12. Лехницкий С. Г. Теория упругости анизотропного тела. М.: Наука. Изд. 2-е, Главная редакция физико-математической литературы, 1977. – 416 с.

13. ANSYS Mechanical APDL Contact Technology Guide [Руководство по моделированию контакта ANSYS механика]: Ansys inc. Вып. 18.2. Канонсберг, 2017. – 257 с

14. Обзор характеристик клееных деревянных конструкций. Сычуаньские научные исследования в области строительства, 2011.

15. Cai Jing. Study on Mechanical Behavior of Glued Laminated Timber. Dalian University of Technology, Mar. 2014.

16. Гениев Г. А. О критерии прочности древесины при плоском напряженном состоянии // Строительная механика и расчет сооружений. 1981. № 3. С. 15–20.

17. Sun Xunfang, Mechanics of Materials; Beijing Higher Education Press.

18. Питлюк Д. А. Испытание строительных конструкций на моделях. М.: Стройиздат, 1971.

19. The CLT Handbook, Swedish Wood. 2019. 188 p.

20. CLT Handbook USA Edition, FPInnovations. 2019. Volume 1. 463 pp.

21. Болотин, В. В. Механика многослойных конструкций. / В. В. Болотин, Ю. Н. Новичков. – М.: Машиностроение, 1980. – 375 с.

22. Амбарцумян С. А. Разномодульная теория упругости. М.: Наука. Главная редакция физико-математической литературы, 1982. – 320 с.

23. Ашкенази Е. К., Ганов Э. В. Анизотропия конструкционных материалов. Справочник 1972. 216 с.

24. Ашкенази Е. К. Анизотропия древесины и древесных материалов. М.: Лесная промышленность, 1978. – 224 с.

25. Иванов Ю. М. О предельных состояниях деревянных элементов, соединений и конструкций. М. : Стройиздат, 1947.

26. Гениев Г. А., Курбатов А. С., Самедов Ф. А. Вопросы прочности и пластичности анизотропных материалов. М. : Интербук, 1993.

27. Баженов В. А. К вопросу об испытании древесины на сжатие / В. А. Баженов, Л. М. Перелыгин, Е. А. Семенова // Труды Института леса, 1953. – Т. 9. – С. 315–331.

УДК 692.253

Ню Лоюань,
студент
Лю Цзычи,
студент
(Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет)
E-mail: 934828137@qq.com

Niu Luoyuan,
student
Liu Ziqi,
student
(Saint Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering)
E-mail: 934828137@qq.com

ИССЛЕДОВАНИЕ ПАНЕЛЕЙ CLT И ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИОННЫХ СИСТЕМ CLT

RESEARCH ON CLT PANELS AND CLT TIMBER STRUCTURAL SYSTEMS

Поперечно-клееная древесина CLT стала всемирно известным и универсальным строительным материалом. В настоящее время наблюдается рост объемов производства и распространения. На самом деле CLT, благодаря своей ламинарной структуре, хорошо подходящей для использования в строительстве, открывает новые горизонты в деревянном строительстве, в областях, которые до сих пор были сферой применения минеральных строительных материалов, таких как бетон и кирпичная кладка. Преимущества и перспективы развития конструктивной системы CLT объясняются путем краткого описания производства и характеристик панелей CLT, а также конструктивной формы, структурного состава и текущего состояния исследований конструктивной системы CLT.

Ключевые слова: CLT-панели, деревянная конструкция, технологический процесс, перспективы развития, новый материал.

Cross-laminated timber (CLT) has become a globally recognized and versatile building material. Nowadays, an increase in production and distribution has been observed. In fact, CLT, due to its laminar structure well suited for building applications, opens up new horizons in timber construction, in areas that have hitherto been the domain of mineral building materials such as concrete and masonry. The advantages and prospects of CLT structural system are explained by briefly describing the production and performance of CLT panels, as well as the structural form, structural composition and current state of research on CLT structural system.

Keywords: CLT panels, wood structure, Technological process, Development prospects, new material.

Введение

CLT это сборная конструкция из цельной древесины, состоящая как минимум из трех слоев цельных пиломатериалов или конструкционных композитных пиломатериалов, склеенных вертикально и ортогонально (рис. 1), которая может использоваться для изготовления деревянных каркасных крыш, полов и стен [1]. Впервые о *CLT* было сообщено в начале 1990-х годов в Германии и Австрии, и первые *CLT*-здания появились в Европе. Первые *CLT*-здания появились в Европе, а к 2000 году *CLT*-здания быстро развивались и в настоящее время широко используются в жилых и нежилых зданиях в Европе. В ответ на спрос со стороны архитекторов, инженеров и строителей на новые изделия из древесины и деревянные конструктивные системы, *CLT* в последнее время быстро развивается в Северной Америке, а соответствующие исследования проводятся в Японии.

Рис. 1. Расположение ламелей в CLT

Технологический процесс производства *CLT* панелей

Для того чтобы удовлетворить стабильность размеров материала и механические свойства, такие как целостность и двунаправленные механические свойства, структурная конструкция

в соответствии с механикой композитных материалов должна удовлетворять трем основным принципам [2]: принципу симметрии, принципу нечетных слоев и принципу толщины. Принцип симметрии требует, чтобы симметрия слоев в породах деревьев, содержание влаги, методы производства соответствовали друг другу, чтобы различные внутренние напряжения были относительно сбалансированы, не происходило коробления и деформации; принцип нечетных слоев требует, чтобы панель *CLT* состояла из нечетного количества слоев, обычно от 3 до 7 слоев; принцип толщины требует, чтобы толщина слоев была соответствующей, и, в общем, одинаковой толщины панели, чем больше количество слоев, тем лучше качество. Типичные компоненты *CLT* имеют не менее 3 склеенных слоев, 2 соседних слоя расположены вертикально в шахматном порядке, есть некоторые специальные структуры, последовательные слои будут расположены параллельно, а не перпендикулярно, чтобы сформировать двойной слой (двойной продольный слой на внешней поверхности или двойной слой сердцевины), чтобы получить специальные структурные свойства. Панели *CLT* выпускаются шириной 0,6 м, 1,2 м, 2,4 м и 3 м, длиной до 18 м и толщиной до 508 мм.

Панели *CLT* изготавливаются путем укладки 3 или более слоев древесины (или плит) одинаковой или разной толщины под углом 90° в поперечном направлении. В принципе, можно прессовать панели *CLT* любой толщины, укладывая шпон толщиной от 2 до 50 мм. Ключом к грамотному процессу производства *CLT* является постоянство качества древесины, а также контроль факторов, влияющих на качество клея. Процесс производства обычно состоит из следующих частей.

1. Отбор древесины: включает в себя проверку влажности древесины и оценку ее качества. Проверка влажности проводится, с одной стороны, потому что влажность влияет на качество склеивания, а с другой стороны, контроль за изменением влажности позволяет снизить внутренние напряжения в древесине из-за неравномерной усадки, вызванной разницей во влажности. Разница во влажности между двумя соседними слоями соединяемого материала

предпочтительно не должна превышать 5 %, обычно древесина должна достигать 12% от основной 3% влажности; оценка качества включает в себя оценку структуры и оценку внешнего вида, в основном для рационального использования древесины. Внешний слой, как правило, укладывается на внешний вид и качество лучшей древесины для обеспечения эстетических и соединительных потребностей [3].

2. Выравнивание: обычно рекомендуется снимать 2,5 мм в направлении толщины и 3,8 мм в направлении ширины.

3. Определение размеров: определите метод и параметры определения размеров в зависимости от типа выбранного клея.

4. Заготовка: найдите наилучшую комбинацию древесины для достижения эффективной площади склеивания и сформируйте заготовки в соответствии с дизайном изделия.

5. Прессование: прессование является ключевым этапом обработки *CLT* и определяет качество *CLT*. Обычно используются два метода прессования: вакуумный пресс (гибкая мембрана) и гидравлический пресс (жесткая плита). Теоретическое максимальное давление при вакуумном прессовании составляет 0,1 МПа. Жесткие гидравлические прессы имеют более высокое вертикальное и боковое давление зажима, чем вакуумные прессы. Чтобы свести к минимуму возможные зазоры между деревянными блоками основного слоя, вертикальное давление применяется с боковым давлением зажима от 276 до 550 кПа. Если монослой *CLT* предварительно сформирован путем соединения кромок, требуется только вертикальное давление. Время формования и прессования зависит от температуры и влажности окружающей среды, а также от типа клея. Поскольку при низких температурах клеи могут затвердевать дольше, рекомендуется прессовать при температуре окружающей среды выше 15 °C.

CLT панели являются новым типом блочной структуры клееной древесины, могут быть использованы для односторонней доски и двусторонней доски в качестве основных компонентов стресса, по сравнению с традиционной формой структуры древесины, является своего рода идеальным легкие строительные

панели. *CLT* будет в шахматном порядке штабеля дизайн древесины, использование древесины с зерном прочность на растяжение высокой и поперечной зерна прочность на сжатие характеристики древесины, чтобы уменьшить недостатки древесины анизотропии, так что материал стремится быть изотропным, с хорошими двунаправленными механическими свойствами. Панели *CLT* могут быть изготовлены из 3 или 7 досок путем склеивания под высоким давлением в соответствии с требованиями к прочности конструкции, потому что склеивание под высоким давлением может уменьшить расширение и сжатие древесины до очень малой степени, поэтому при окончательном строительстве каркаса здания этот жесткий структурный деревянный элемент может использоваться как в качестве горизонтальных, так и вертикальных элементов. Панели *CLT* имеют хорошие двусторонние механические свойства. В то же время, это сырье широко доступно, высокоиспользуемо, экономично, просто в производстве и обработке, подходит для крупномасштабного производства, имеет меньшую усадку и расширение [4–8].

Система деревянных конструкций *CLT*

Система деревянных конструкций *CLT* представляет собой сборную конструкцию с панелями пола, стен и крыши *CLT* в качестве основных несущих элементов, с бетонным фундаментом и самонарезающими винтами, стальной несущей плитой и угловым железом в качестве основного метода соединения узлов конструкции. Панели *CLT* легкие и высоко сборные, это древесный материал, заменяющий армированную сталь и бетон, и сформировавший систему *CLT* для среднеэтажных и высотных зданий.

1. Стеновые панели. *CLT* может использоваться в качестве стеновых панелей, при этом направление древесины внешнего слоя стеновых панелей *CLT* обычно параллельно гравитационной нагрузке, чтобы максимально увеличить вертикальную несущую способность стены. Стеновые панели *CLT* могут опираться на всю линию панели или могут быть открыты, и могут использоваться как несущие и ненесущие стены (рисунок 2). Стеновые панели *CLT*

обладают определенной степенью теплоизоляции и герметичности, но для того, чтобы лучше соответствовать различным требованиям к гидроизоляции и сохранению тепла, *CLT* необходимо устанавливать на внешней стороне панелей при использовании в качестве внешней стены. Однако, чтобы лучше соответствовать различным требованиям к гидроизоляции и теплоизоляции, при использовании *CLT* в качестве внешней стены необходимо установить герметичный слой, теплоизоляцию и водонепроницаемый навесной потолок с внешней стороны, а при использовании *CLT* в качестве внутренней стены жилого помещения необходимо установить теплоизоляционную вату и гипсокартон с обеих сторон по очереди.

Рис. 2. Схема стеновой панели из CLT с оконными проемами

2. Кровельные панели. *CLT* можно использовать в качестве крыши. Направление крайних досок древесины кровельных панелей *CLT* должно быть параллельно направлению большого пролета. *CLT* крыши могут быть как фальцевыми, так и двускатными и могут иметь проемы и балконы (рис. 3). *CLT* крыши могут обеспечить больше внутреннего пространства здания

и иметь более привлекательный вид, если пожарные нормы позволяют обнажить внутреннюю структуру. Толщина кровельных панелей *CLT* должна быть определена исходя из несущей способности, структурной поддержки, дизайна и пролета панелей. Кровельные панели *CLT* можно использовать с различными кровельными материалами при условии, что они изолированы и водонепроницаемы.

Рис. 3. Схематическое изображение крыши из CLT

3. Панели перекрытия (рис. 4). В качестве панели перекрытия можно использовать *CLT*, при этом направление текстуры древесины крайних элементов перекрытия должно быть параллельно направлению большого пролета. Панели перекрытия *CLT* можно использовать со стальными балками и клееной древесиной в качестве балок. Использование стальных балок позволяет получить большие пролеты и потолки достаточного размера, но не является гибким; клееный брус допускает небольшой прогиб между балками, но занимает много места на потолке.

Рис. 4. Схема перекрытия CLT

Характеристики каркасной системы *CLT*

Широкое применение *CLT* в европейских зданиях за последние несколько лет показало, что строительство из *CLT* является конкурентоспособным, особенно в средне- и многоэтажных зданиях. Это связано с тем, что здания из *CLT* не только обладают обычными преимуществами деревянного строительства, но и имеют свои особенности.

1. Это тяжелая деревянная конструкция, создающая впечатление, что она больше похожа на каменную кладку и бетон.
2. Она подходит для строительства средне- и высотных зданий.
3. Высокий уровень сборности.
4. Простота и безопасность строительства.
5. Хорошая теплоизоляция, звукоизоляция, огнестойкость и воздухонепроницаемость.
6. Экономия материалов и устойчивое развитие.

Перспективы развития *CLT*-конструкций

Конструкция материала *CLT* может преодолеть некоторые недостатки самого древесного материала, как строительный компонент

имеет хорошие механические свойства, теплоизоляцию, теплоизоляцию, звукоизоляцию, огнестойкость и герметичность, для достижения стандартизированного производства, сборного строительства, преимущества материала делают *CLT* скорость строительства здания, удобство строительства, хорошие сейсмические характеристики, и имеет определенные теплоизоляционные, акустические и противопожарные преимущества, подходит для средних и высотных зданий. Деревянные изделия *CLT* стали альтернативой существующим железобетонным сборным двухмерным компонентам, это новый экологичный материал, способный эффективно сократить выбросы углекислого газа. *CLT* может широко использоваться в жилых домах, многоэтажных общественных зданиях и мостах.

Кардинально изменить ситуацию сможет увеличение доли деревянного домостроения от общего объема площадей вводимых в эксплуатацию новостроек, как жилого, так и нежилого секторов. И такая динамика уже прослеживается. Учитывая превосходную энергоэффективность и высокие теплосберегающие свойства современных стройматериалов из дерева, потенциал роста имеет под собой объективные предпосылки. Так, согласно данным за 2023 год, в России доля деревянного домостроения в малоэтажном строительстве составляет 32 %, по строительной отрасли в целом – 16,4 %. Аналогичные показатели в развитых экономиках мира, например, в Германии, достигают 54 % и 21 %, в Японии – 60 % и 58 %, в США – 90 % и 40 %, соответственно. При этом в 2022 году доля деревянного домостроения в России находилась на отметке 17,5 %. Аналитики предвещают рост этого показателя в 2024 году до 24,5 %.В общей структуре деревянного домостроения в России 56,8% построек выполнено с опорой на каркасные технологии, 17,5 % – массив, 14 % – *SIP*-панели, 5,5 % – клееные деревянные конструкции и *CLT*, 4,3 % – каркасно-панельные и модульные, 1,9 % – фахверк. Низкая исходная база по *CLT*-панелям, их высокие конкурентные преимущества, сопоставимость свойств с железобетоном позволяют прогнозировать эффективность ставок именно на эту технологию в будущем [9].

Хорошие эксплуатационные характеристики *CLT* и его широкое применение в Европе и США указывают на то, что здания из *CLT* это будущее направление зеленого деревянного строительства, особенно для средних и высотных зданий.

В настоящее время *CLT* может использоваться в России для строительства гражданского жилья, офисных зданий, дач, мобильных модульных вилл и т. д. С продолжением исследований в области *CLT*-материалов и строительной техники, а также совершенствованием строительных норм и правил, *CLT*-средне- и высотные здания будут постоянно развиваться и применяться.

Литература

1. APAThe Engineered wood Association.ANSIAPA PRG 320-2011[S]. Standard for performance-rated cross-laninated timber.

2. EN 16351:2015 Timber structures. Cross laminated timber. Requirements. – CEN, 2015. – 108 c.

3. ANSI/APA PRG 320-2019: Standard for Performance-Rated Cross-Laminated Timber. – APA, 2018. – Режим доступа: https://www.apawood.org/ansi-apa-prg320. (Дата обращения: 05.04.2020).

4. ГОСТ 8486-86. «Пиломатериалы хвойных пород.Технические условия», межгосударственный стандарт. – Режим доступа: https://docs.cntd.ru/document/1200004108 (дата введения:01.01.1988).

5. ГОСТ Р 55658-2013.«Панели стеновые с деревянным каркасомтехнические условия» национальный стандарт Российской Федерации. – Режим доступа: https://docs.cntd.ru/document/1200105474 (дата введения:01.05.2014).

6. ГОСТ 15613.1-84, «Древесина клееная массивнаяметоды определения предела прочности клеевогосоединения при скалывании вдоль волокон» государственный стандарт союза сср. – Режим доступа: https://docs.cntd.ru/document/1200004364 (дата введения:01.07.1986).

7. Современные решения в домостроении. Технология clt (особенности и достоинства) URL: https://clt-russia.com/vse-o-sovremennom-domostroenii/sovremennye-reshenija-v-domostroenii-tehnologija-clt-osobennosti-i-dostoi/

8. Frank Lam,Jessie Yue Chen.Development of Thick Laminated wood Plates [RJ.Canada:The University of British Columbia,2007.

9. В Segezha Group сегмент CLT в российском домостроении расценивают как наиболее перспективный URL: https://spb.vedomosti.ru/press_releases/2024/03/11/v-segezha-group-segment-clt-v-rossiiskom-domostroenii-rastsenivayut-kak-naibolee-perspektivnii/

УДК 624.04

Антон Евгеньевич Сенников,
студент
(Санкт-Петербургский государственный
архитектурно-строительный университет)
E-mail: anton.sennikov59@gmail.com

Anton Evgenevich Sennikov,
student
(Saint Petersburg State University
of Architecture and Civil Engineering)
E-mail: anton.sennikov59@gmail.com

МЕТОДИКА КОМПЛЕКСНОЙ ОЦЕНКИ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ПЕРЕКРЕСТНО-СТЕРЖНЕВЫХ ПРОСТРАНСТВЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ТИПА МАРХИ ПРИ ПРОГРЕССИРУЮЩЕМ ОБРУШЕНИИ

ASSESSMENT METHOD OF LOAD CARRYING ABILITY OF CROSS-ROD SPATIAL STRUCTURES “MARHI” IN PROGRESSIVE COLLAPSE

При проектировании сооружений класса повышенной ответственности и строительстве в сейсмоопасных зонах возникает потребность в анализе работы конструкции при локальном отказе одного из ключевых элементов системы. В настоящей статье приведена методика оценки несущей способности против прогрессирующего обрушения перекрестно-стержневых пространственных конструкций типа МАРХИ, были разработаны общие положения, предложены показатели оценки несущей способности структурных систем покрытия, проанализирована работа стержневых элементов, в том числе болтов, втулок и вкладышей. В основе анализа несущей способности был использован метод прямого интегрирования уравнений движения, позволяющий установить зависимости между предложенными критериями оценками во времени.

Ключевые слова: прогрессирующее обрушение, устойчивость против прогрессирующего обрушения, динамический анализ, перекрестно-стержневые пространственные конструкции, МАРХИ.

Enhanced responsibility constructions and designing in seismic areas require analysis of the local destruction of one of the key elements of the system. The article presents an evaluation method of load carrying ability of cross-rod spatial structures “MARHI” in progressive collapse. General terms have been developed, proposed evaluation criteria and analyzed strain-stress distribution of rod elements,

which include bolts, barrels and infillings. The analysis of load carrying ability is based on the method of forth integration motion equation, which permit establish dependent between proposed criteria and integration time.

Keywords: progressive collapse, progressive collapse resistance, dynamic analysis, cross-rod spatial structures, MARHI.

Общие положения

Настоящая методика расчета перекрестно-стержневых пространственных конструкций, предложенная в данной статье, основывается на положениях нормативных документов: СП 16.13330.2017 «Стальные конструкции» [1], СП 494.1325800.2020 «Конструкции покрытий пространственные металлические. Правила проектирования» [2], СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия» [3], СП 385.1325800 «Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. Правила проектирования» [4], СП 296.1325800.2017 «Здания и сооружения. Особые воздействия» [5], ГОСТ 27751-2014 «Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения» [6]. В настоящей статье в анализе НДС структурной конструкции будет использован динамический нелинейный метод.

Методика оценки несущей способности

Исходная расчетная схема должна отображать реальную работу конструкции, в том числе: пространственную работу конструкции и работу отдельных узлов, учитывать диаграмму работу стали, а также при больших перемещениях системы (особо актуально для большепролетных систем) – геометрическую нелинейность.

Расчет производится в несколько этапов:

1. Предварительный подбор жесткостных характеристик стержневых элементов и фитингов. Данный этап служит для предварительной оценки НДС системы и подбора сечений стержневых элементов.

Принятые действующие расчетные нагрузки к верхнему поясу: постоянная P_d = 120 кг/м², кратковременная P_t = 180 кг/м² и длительная к нижнему поясу P_d = 30 кг/м².

Во избежание ошибок, связанных с геометрической изменяемостью системы, приводящей к нулевым строкам матрицы жесткости и дальнейшим некорректным результатам расчета при проверке на устойчивость против прогрессирующего обрушения, на данном этапе следует учесть жесткость соединения стержневых элементов, которая будет определятся изгибной жесткостью соединения втулки и болта. Рассмотрим случай приложения единичного момента к соединению: растянутый болт площадью $F_1 = A_{bn}$ вызывает равнодействующие сжимающее напряжение в втулке – рис. 1, при этом растянутая площадь болта эквивалентна сжатой площади части сечения втулки $F_1 = F_2 = A_{bn}$, тогда момент инерции соединения по формуле (1):

$$I_{uy} = I_{ux} = 2 \cdot A_{bn} \cdot h^2 + \frac{\pi \cdot \sqrt{4 \cdot \frac{A_{bn}}{\pi}}^4}{64}, \qquad (1)$$

где h – плечо пары сил.

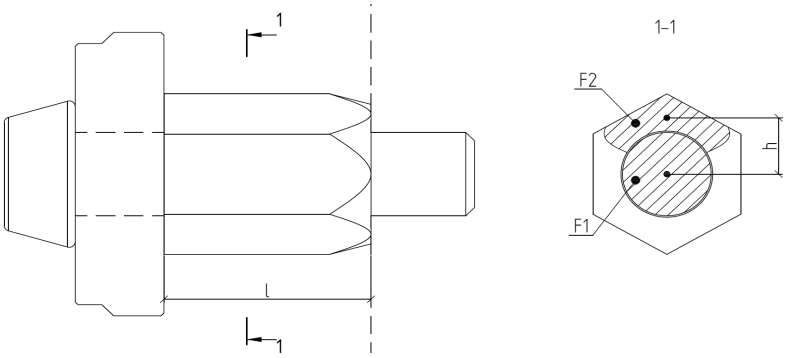


Рис. 1. К определению жесткости соединения

Податливость соединения определяется по формуле (2):

$$G_{uy(ux)} = \frac{E \cdot I_{uy(ux)}}{l} \qquad (2)$$

где E – модуль упругости стали, $I_{иу(ик)}$ – момент инерции соединения, l – контактная длина втулки и болта.

2. Проверочный нелинейный расчет конструкции. В качестве материала труб используется сталь 09Г2С по ГОСТ 19281-2014, диаграмма работы стали построена на основании таблицы В.9 [1] – см. рис. 2. Соединение стержня с коннектором выполнено на специальных болтах класса точности А и класса прочности 10.9.

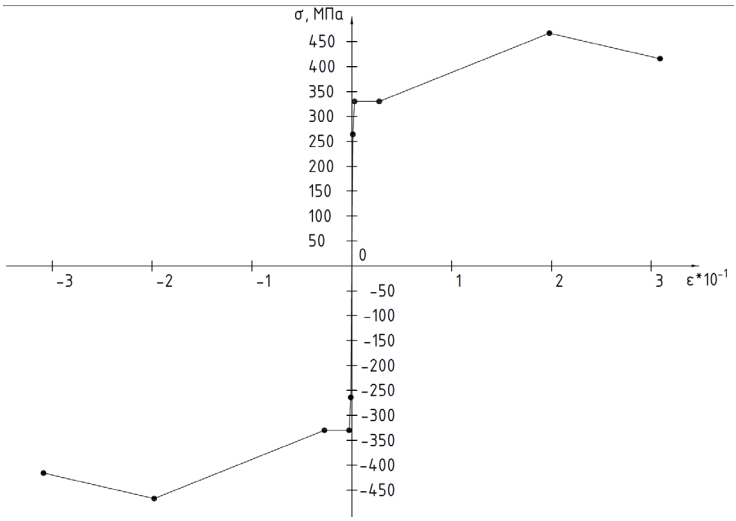


Рис. 2. Диаграмма работы материала (сталь 09Г2С)

3. Оценка несущей способности против прогрессирующего обрушения. По результатам предварительных этапов получена подготовленная расчетная схема шарнирно-опертая по двум сторонам с шагом 6,0 м (см. рис. 3). Принятый сортамент труб по ГОСТ 10704-76* и фитингов см. в табл. 1.

Определение времени отказа и демпфирующих характеристик конструкции. Проводиться модальный анализ конструкции с удаленным элементом с целью определения характерных форм колебаний, сопутствующих удаленному элементу, величину периода

колебаний T и круговых частот ω_i и ω_j. На рис. 4 и 5 представлены найденные формы.

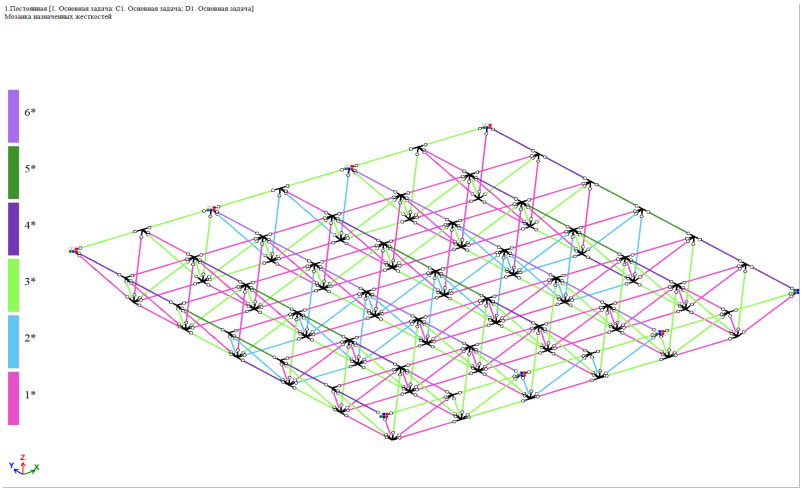


Рис. 3. Расчетная схема перекрестно-стержневой пространственной конструкции

На основании полученных данных в модальном анализе, определяется время отказа элемента как 1/10 от основного периода собственных колебаний удаляемого элемента:

$$dT = 0{,}1 \cdot T = 0{,}1 \cdot 0{,}431 = 0{,}043 \text{ с.}$$

А также коэффициенты α и β демпфирования Релея:

$$\alpha = \frac{2 \cdot \xi \cdot \omega_i \cdot \omega_j}{\omega_i + \omega_j} = \frac{2 \cdot 0{,}05 \cdot 14{,}572 \cdot 31{,}167}{14{,}572 + 31{,}167} = 0{,}993 \text{ с}^{-1};$$

$$\beta = \frac{2 \cdot \xi}{\omega_i + \omega_j} = \frac{2 \cdot 0{,}05}{14{,}572 + 31{,}167} = 0{,}002 \text{ с.}$$

где ξ – значение относительного демпфирования, принимается равным 5 % по таблице II.1 [7].

Таблица 1

Параметры принятых труб и фитингов

№ п.п	Сечение труб, мм	Марка стали труб	Марка спец. болта	Марка втулки	Марка стали втулки	Марка вкладыша	Марка стали вкладыша
1	51×3,0	09Г2С	БТ.22.125.1*	ВС.41.50.23**	Сталь 45	ВК.50.42. 18.23***	09Г2С
2	60×3,0					ВК.60.50. 18.23***	
3	76×3,0					ВК.76.70. 18.23***	
4	89×3,5		БТ.30.150.1*	ВС.50.70.23**		ВК.89.82. 30.31***	
5	102×3,5					ВК.102.95. 30.31***	
6	114×4,0					ВК.114.106. 30.31***	

Примечания:

*принятое обозначение болта: БТ. диаметр резьбы. длина болта. радиус скругления выреза под установочный винт;

**принятое обозначение втулки: ВС. диаметр вписанной окружности. длина вкладыша. диаметр отверстия;

***принятое обозначение вкладыша: ВК. диаметр основания. диаметр наконечника. толщина вкладыша. диаметр отверстия.

Все размеры указаны в миллиметрах.

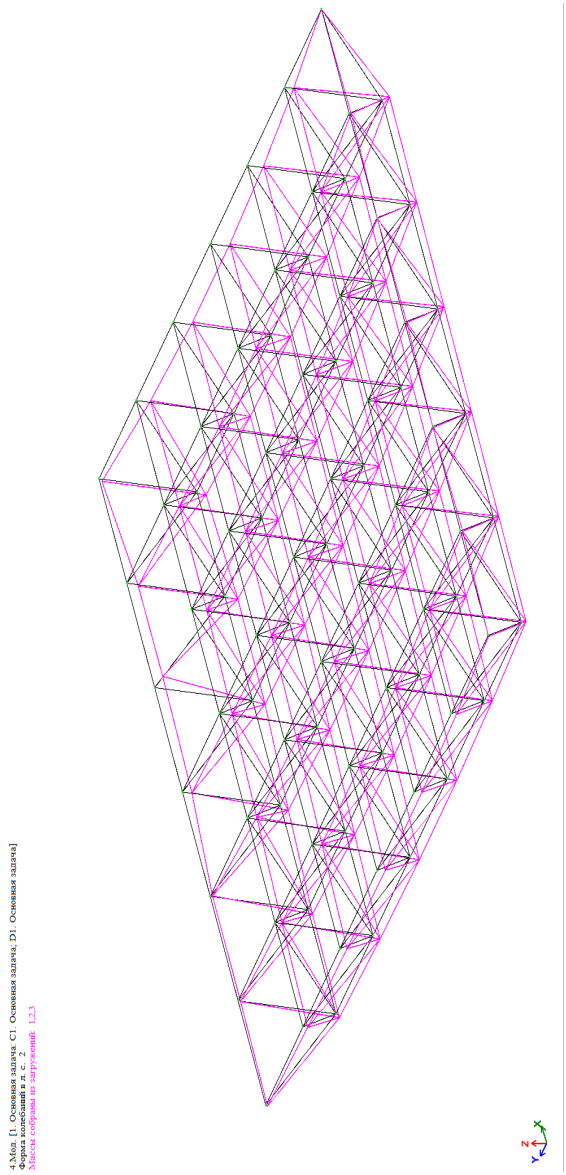


Рис. 4. Вторая форма колебаний

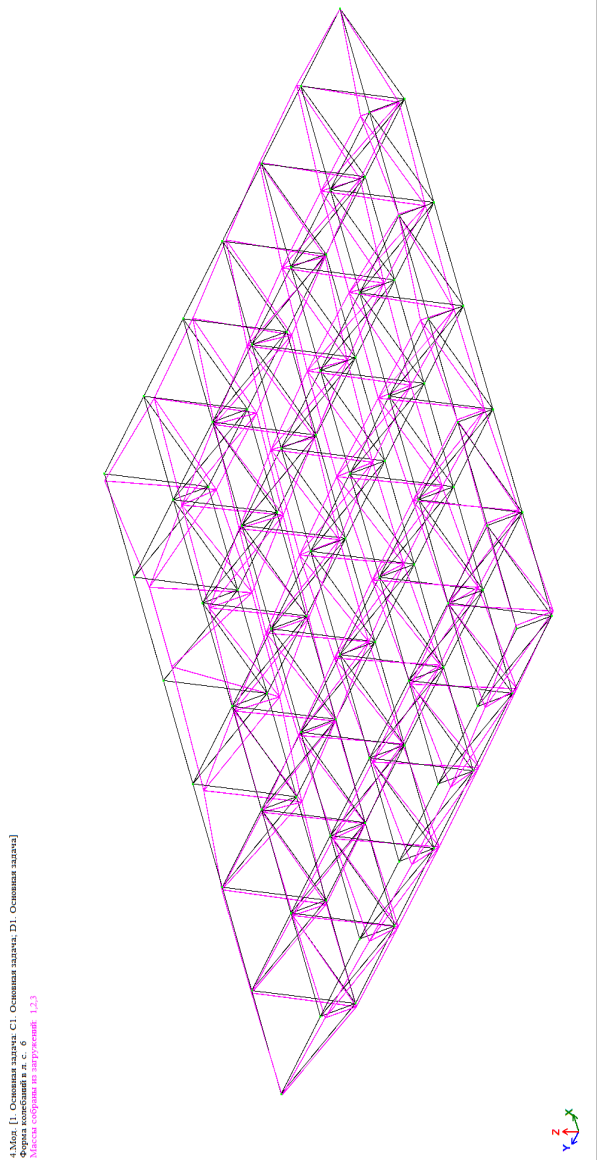


Рис. 5. Шестая форма колебаний

График приложения импульсного воздействия, нейтрализующее узловые нагрузки в момент удаления ключевого элемента – представлен на рис. 6.

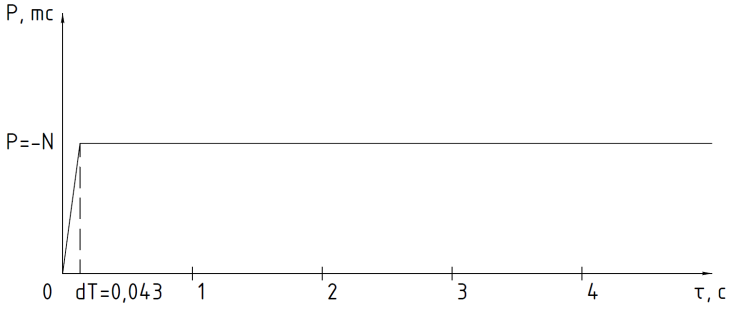


Рис. 6. Приложение импульсного воздействия в узлы удаляемого элемента

Проведем анализ несущей способности конструктивных элементов пространственной конструкции. Рассмотрим элементы в сечении 1-1 на рис. 7 и 8, через которые по наикротчайшему пути будет осуществляться передача внутренних усилий на опоры при локальном отказе элемента верхнего пояса.

Оценка несущей способности конструкции основана на ряде критериев. Для стержневых элементов прочность оценивается по эквивалентным напряжениям (энергетическая теория прочности) – в общем виде закон имеет запись (3).

$$\sigma_{eq4} = \sqrt{0,5 \cdot ((\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}. \qquad (3)$$

Для растянутых и сжатых стержневых элементов структурной плиты главные напряжения $\sigma_1 = 0$ и $\sigma_2 = 0$, тогда после преобразований с учетом результирующих усилий выражение имеет вид (4):

$$\sigma_{eq4} = \left| \frac{N}{A} + \frac{\sqrt{M_y^2 + M_z^2}}{W} \right|. \qquad (4)$$

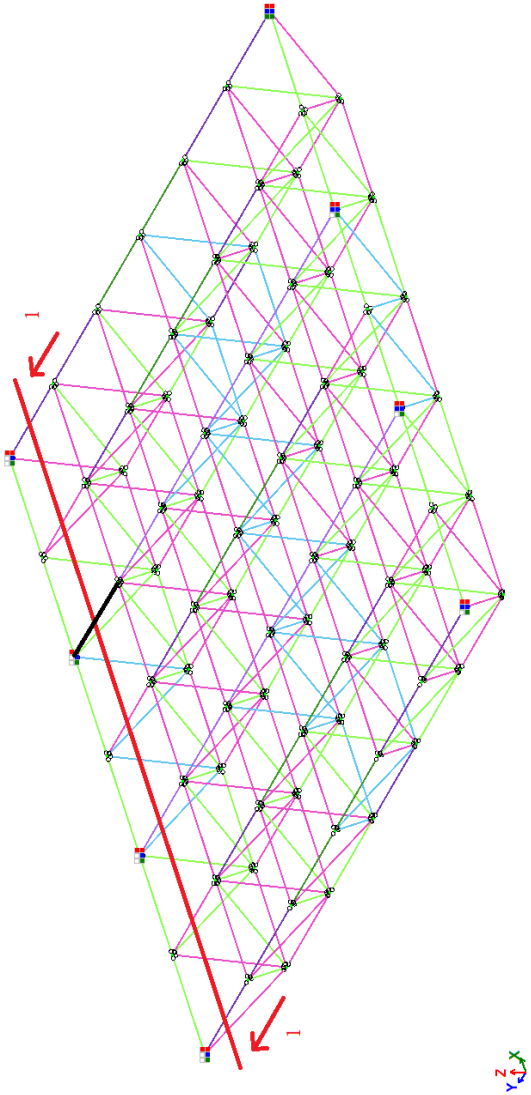


Рис. 7. Сечение 1–1

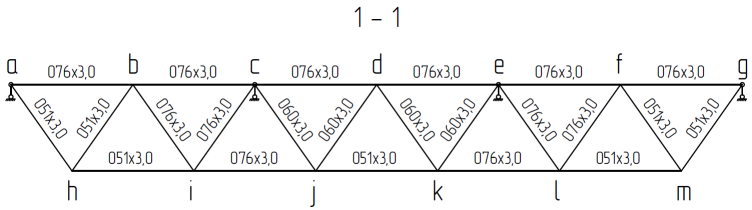


Рис. 8. Маркировка элементов в сечении

Коэффициент устойчивости стержней определяется по п 7.1.3 [1] как для центрально сжатого стержня.

Несущая способность болтового соединения определяется на совместное действие растягивающих усилий и срезу по плоскости узлового коннектора по формуле (5):

$$k_{bts} = \sqrt{\left(\frac{N}{R_{bt} \cdot A_{bn} \cdot \gamma_c}\right)^2 + \left(\frac{\sqrt{Q_y^2 + Q_z^2}}{R_{bs} \cdot A_b \cdot n_s \cdot \gamma_c \cdot \gamma_n}\right)^2}. \qquad (5)$$

Проверка втулки при сжатии производится по формуле (5) по сечению кольцевой формы с наихудшими геометрическими характеристиками (по контактной зоне с узловым коннектором).

В табл. 2 приведена оценка несущей способности конструкции, значения показателей указаны лишь для наибольших значений достигаемых факторов оценки. На рис. 9–20 показаны зависимости изменения факторов за период интегрирования $\tau = 5{,}0$ с.

Таблица 2

Критерии оценки несущей способности

Конструктивная группа	Марка элемента	Время интегрирования τ, с	Определяющие усилие *N*, тс	Стержни		Болт	Втулка	Примечание
				Фактор				
				σ_{eq4}, МПа	k_{ycm}	k_{bts}	σ_{eq4}, МПа	
Верхний пояс	ab	0.00	–4.41	90.99	0.54	–	103.51	
	bc	0.00	–2.56	59.88	0.31	–	74.15	Смена НДС
		0.56	4.27	92.57	–	0.18	–	
	cd	0.09	–0.19	108.16	0.02	–	211.11	Смена НДС
		0.61	6.07	329.42	–	0.26	–	
	de	0.11	–8.62	297.53	1.06	–	439.56	
		0.60	–4.18	417.63	0.51	–	754.90	
	ef	0.12	–11.52	372.84	1.41	–	538.29	
		0.60	–9.41	573.24	1.16	–	972.08	
	fg	0.13	–8.20	281.32	1.01	–	414.72	
		0.59	–7.74	480.60	0.95	–	817.69	

Нижний пояс	hi	0.00	3.56	79.62	–	0.15	–	Смена НДС	
		0.54	–1.84	59.66	0.79	–	36.56		
	ij	0.57	–16.50	277.95	2.03	–	263.54		
	jk	0.11	5.94	135.26	–	0.25	–		
	kl	0.00	–4.43	67.03	0.54	–	55.67	Смена НДС	
		0.11	12.68	183.68	–	0.54	–		
	lm	0.12	11.34	287.54	–	0.49	–		
		0.59	10.09	305.44	–	0.43	–		
Раскосы	ah	0.00	8.85	210.27	–	0.38	–		
	hb	0.63	5.06	112.88	–	0.22	–		
	bi	0.60	–6.67	105.96	0.82	–	93.85		
	ic	0.64	21.68	354.45	–	0.93	–		
	cj	0.63	18.24	392.70	–	0.78	–		
	jd	0.58	–10.79	263.74	2.78	–	196.82		
	dk	0.00	–0.82	22.13	0.21	–	17.40	Смена НДС	
		0.57	9.60	209.69	–	0.41	–		

Окончание табл. 2

Конструктивная группа	Марка элемента	Время интегрирования τ, с	Определяющие усилие *N*, тс	Стержни		Болт	Втулка	Примечание
				Фактор				
				σ_{eq4}, МПа	k_{ycm}	k_{bts}	σ_{eq4}, МПа	
Раскосы	ke	0.00	9.78	200.15	–	0.42	–	Смена НДС
		0.59	–4.59	464.14	1.18	–	504.70	
	el	0.00	12.13	196.80	-	0.52	–	
	lf	0.00	–2.68	46.15	0.33	–	44.76	Смена НДС
		0.52	0.99	81.55	–	0.04	–	
	fm	0.00	1.02	29.37	–	0.04	–	Смена НДС
		0.11	–4.43	126.76	1.91	–	73.88	
		0.54	–2.42	117.07	1.04	–	80.57	
	mg	0.61	15.74	475.23	–	0.68	–	

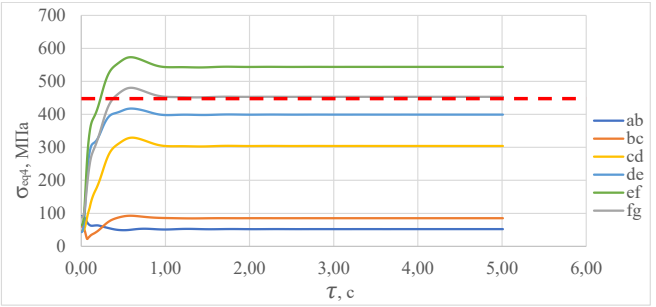


Рис. 9. Эквивалентные напряжения в стержнях верхнего пояса

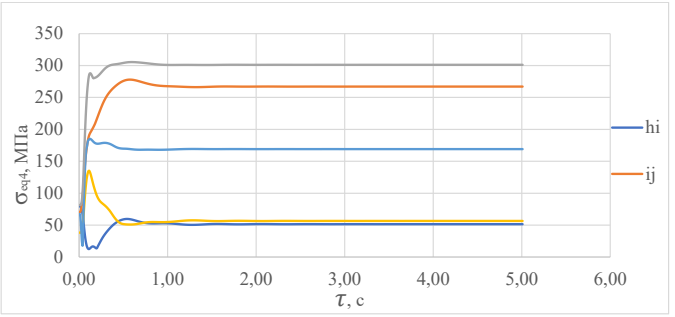


Рис. 10. Эквивалентные напряжения в стержнях нижнего пояса

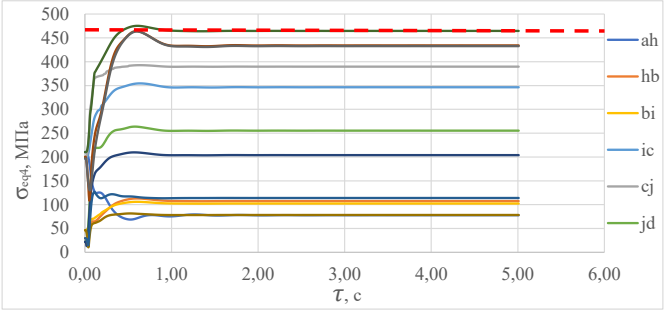


Рис. 11. Эквивалентные напряжения в стержнях раскосов

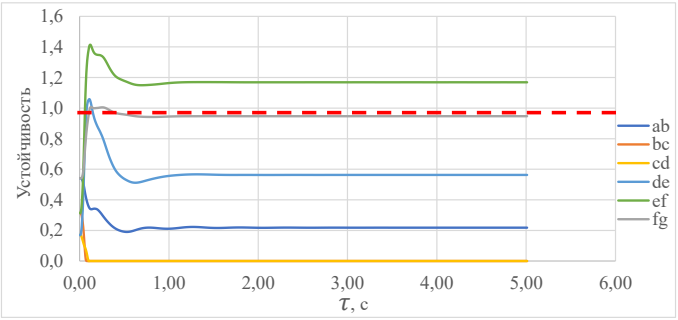


Рис. 12. Коэффициент устойчивости стержней верхнего пояса

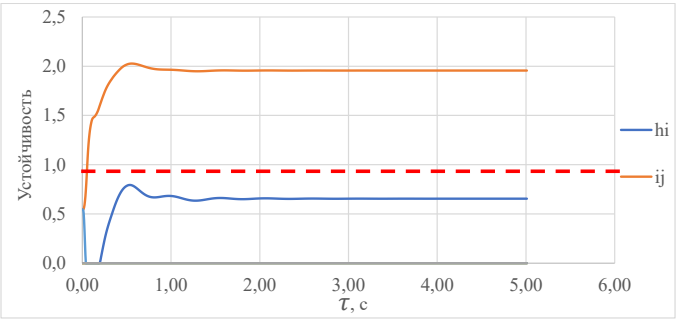


Рис. 13. Коэффициент устойчивости стержней нижнего пояса

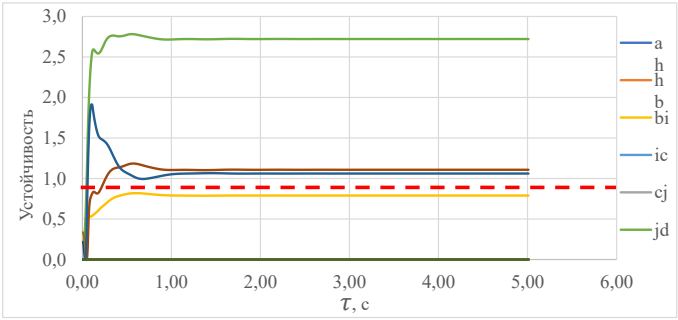


Рис. 14. Коэффициент устойчивости стержней раскосов

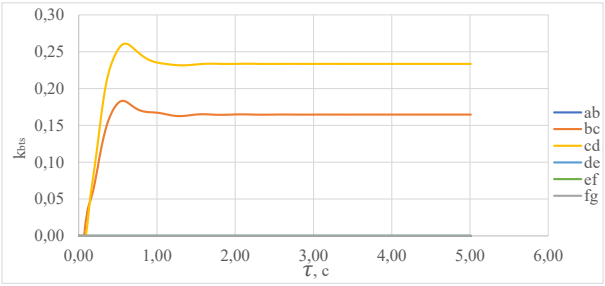


Рис. 15. Коэффициент несущей способности болтов в элементах верхнего пояса

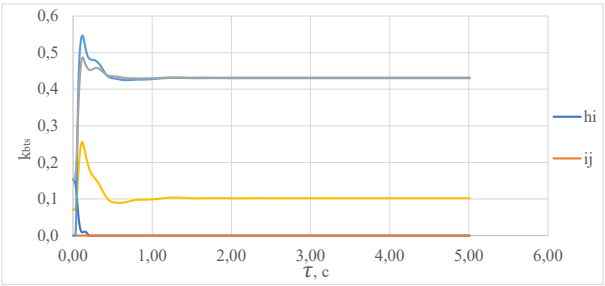


Рис. 16. Коэффициент несущей способности болтов в элементах нижнего пояса

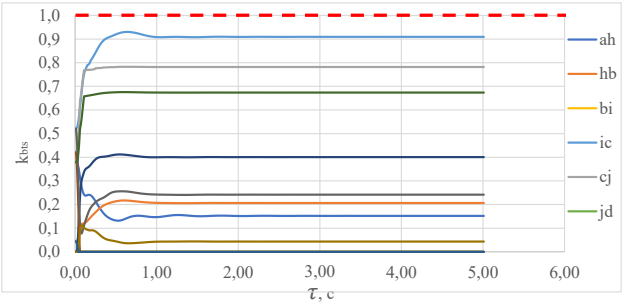


Рис. 17. Коэффициент несущей способности болтов в элементах раскосов

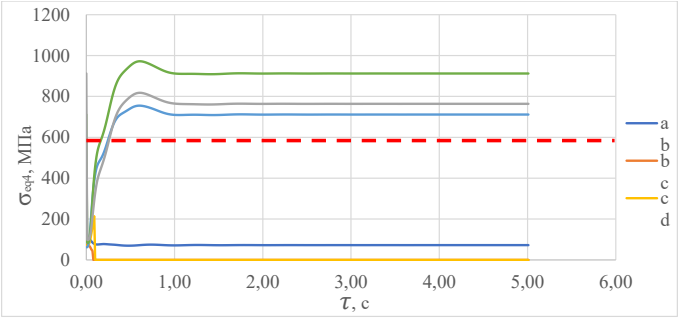


Рис. 18. Эквивалентные напряжения во втулках верхнего пояса

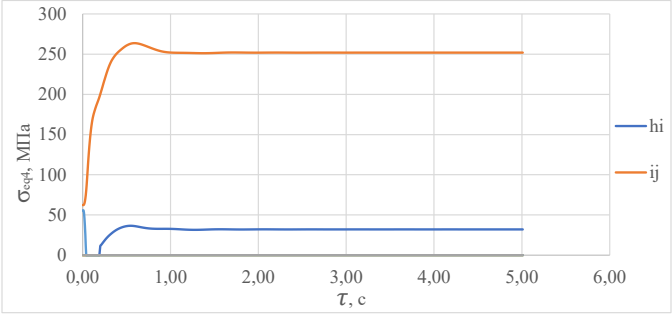


Рис. 19. Эквивалентные напряжения во втулках нижнего пояса

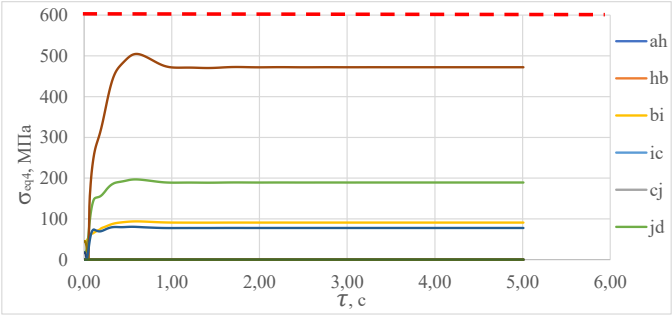


Рис. 20. Эквивалентные напряжения во втулках раскосов

Из графиков на рисунках видно, в стержневых элементах *fg*, *ef*, *mg* было превышено временное сопротивление разрыву стали, разрушены втулки элементов *fg*, *ef* и *de* и потеряна устойчивость элементов *fg*, *ef*, *de*, *jd*, *fm*, *ke*, *ij*. Несущая способность болтов оказалось достаточна против прогрессирующего обрушения. Проанализировав достижение предельных значений факторов во времени, следует отметить, что потеря несущей способностей элементов *fg*, *ef*, *de*, *jd*, *fm*, *ke* и *ij* происходит в первую очередь по устойчивости, *mg* – по прочности. Двойной экстремум на графиках эквивалентных напряжений говорит о смене знака внутренних усилий элементов, в том числе ввиду смены напряженно-деформированного состояния была потеряна устойчивость элементов *ke* и *ef*.

Для вкладышей производится выборочная проверка: рассмотрены наиболее нагруженные стержни с различными марками вкладышей, расчет производится как для изгибаемой круглой плиты с ослаблением в виде отверстия под болт, защемленную по внешнему периметру. Внутренние усилия приведены на рис. 21 и 22.

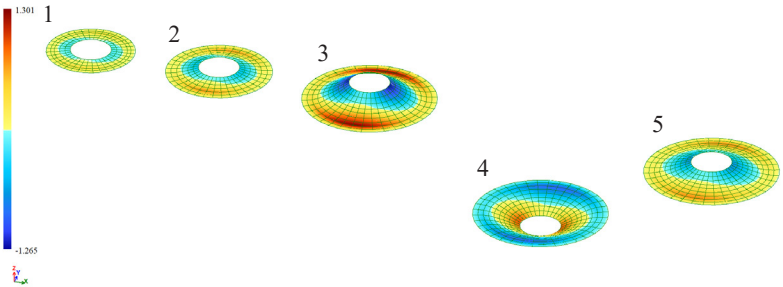


Рис. 21. Внутренние усилия M_y, тс·м/м: *1* – ВК.50.42.18.23 (эл. *mg*); *2* – ВК.60.50.18.23 (эл. *cj*); *3* – ВК.76.70.18.23 (эл. *ic*); *4* – ВК.76.70.18.23 (эл. *kl*); *5* – ВК.76.70.18.23 (эл. *ij*)

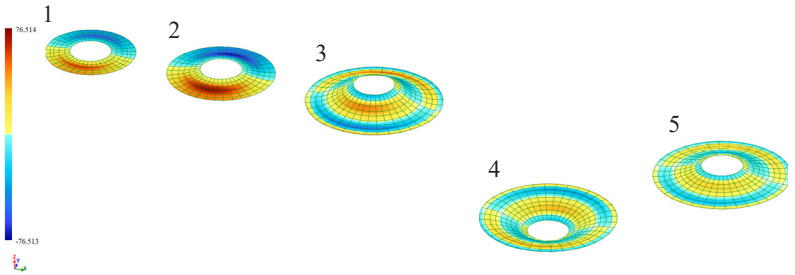


Рис. 22. Внутренние усилия Q_x, тс/м: *1* – ВК.50.42.18.23 (эл. *mg*); *2* – ВК.60.50.18.23 (эл. *cj*); *3* – ВК.76.70.18.23 (эл. *ic*); *4* – ВК.76.70.18.23 (эл. *kl*); *5* – ВК.76.70.18.23 (эл. *ij*)

Оценку несущей способности вкладышей произведем по формуле (6):

$$\frac{1}{R_{yn}\cdot\gamma_c}\sqrt{\sigma_x^2-\sigma_x\cdot\sigma_y+\sigma_y^2+3\cdot\tau_{xy}^2}\le 1. \qquad (6)$$

При чистом изгибе вкладыша, меридиальные напряжения $\sigma_y = 0$, тогда выражение (6) принимает вид (7):

$$\frac{1}{R_{yn}\cdot\gamma_c}\sqrt{\left(\frac{M_{x(y)}}{I_{x(y)}}\cdot\frac{t_{вк}}{2}\right)^2+3\cdot\left(\frac{Q_{x(y)}\cdot S_o}{I_{x(y)}\cdot b}\right)^2}\le 1, \qquad (7)$$

где $t_{вк}$ – толщина вкладыша, $I_{x(y)}$, S_o – геометрические характеристики вычисленные для прямоугольной балки (вырезаемой из вкладыша) с условной шириной b.

Результаты расчета сведены в табл. 3.

Исходя из данных табл. 3, несущая способность вкладышей достаточна против прогрессирующего обрушения.

Для оценки стабилизации системы по перемещениям рассмотрим изменение перемещений во времени опорного узла в месте удаления ключевого элемента – рис. 23. Значения перемещений в глобальных осях по X стабилизируются (X = const) в момент времени $\tau \approx 1{,}66$ с., а по Y (Y = const) в момент времени $\tau \approx 1{,}06$ с.

Таблица 3

Критерии оценки несущей способности (вкладыши)

Конструктивная группа	Марка элемента	Марка вкладыша	Время интегрирования τ, с	Определяющее усилие в стержне N, тс	Усилия во вкладыше		Критерии несущей способности		
					$M_{x(y)}$, тс*м/м	$Q_{x(y)}$, тс/м	σ_x, МПа	τ_{xy}, МПа	$k_{вк}$
Нижний пояс	ij	ВК.76.70.18.23	0.57	–16.50	0.990	45.26	179.9	37.0	0.5
	kl		0.00	–4.43	0.766	32.21	139.2	26.3	0.4
			0.11	12.68	1.348	53.31	244.9	43.6	0.7
Раскосы	ic		0.64	21.68	0.733	76.51	133.2	62.6	0.5
	cj	ВК.60.50.18.23	0.63	18.24	0.431	63.07	78.3	51.6	0.3
	mg	ВК.50.42.18.23	0.61	15.74	0.990	45.26	179.9	37.0	0.5

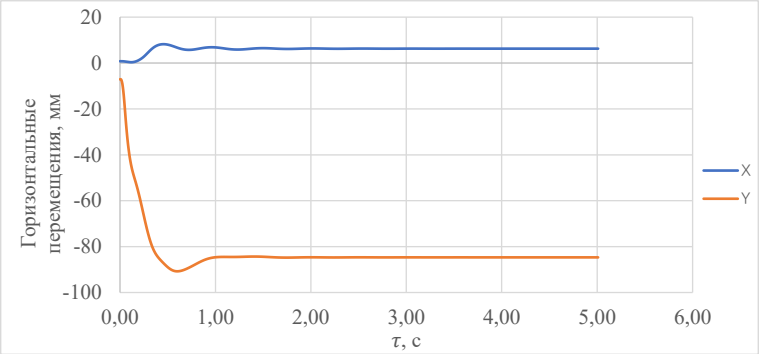


Рис. 23. Горизонтальные перемещения во времени, мм, опорного узла (место удаления ключевого элемента)

Заключение

В настоящей статье была предложена и апробирована методика оценки несущей способности перекрестно-стержневой пространственной конструкции. По результатам полученных данных, в системе наблюдается стабилизация внутренних усилий и напряжений (при σ_{eq4} = const) и, для большинства элементов достигается за время интегрирования $\tau \approx 1{,}0$ с. Вертикальные перемещения узла нижнего пояса стабилизируются в момент времени $\tau \approx 1{,}62$ с и опорного узла по направлениям *X* и *Y* в момент времени $\tau \approx 1{,}66$ с. и $\tau \approx 1{,}06$ с. соответственно. Полученные данные могли бы свидетельствовать о том, что прогрессирующего обрушения не наступает, однако, ввиду невозможности учета дальнейшего перераспределения усилий ввиду потери несущей способности элементов упомянутых ранее (за период интегрирования 5 с.), сделать выводы о устойчивости системы против прогрессирующего обрушения не представляется возможным. Пользуясь предложенной методикой, система может считаться устойчивой против прогрессирующего обрушения лишь в том случае, когда показатели предложенных критериев оценки не достигают предельных значений.

Литература

1. СП 16.13330.2017 «Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*» (с Поправкой, с Изменениями № 1, 2) [Электронный ресурс] – URL: https://www.minstroyrf.gov.ru/docs/14474/ (дата обращения: 02.03.2024).

2. СП 494.1325800.2020 «Конструкции покрытий пространственные металлические. Правила проектирования» [Электронный ресурс] – URL: https://www.minstroyrf.gov.ru/docs/120032/ (дата обращения: 02.03.2024).

3. СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*» (с Изменениями N 1, 2, 3) [Электронный ресурс] – URL: https://www.minstroyrf.gov.ru/docs/13673/ (дата обращения: 02.03.2024).

4. СП 385.1325800.2018 «Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. Правила проектирования. Основные положения» [Электронный ресурс] – URL: https://www.minstroyrf.gov.ru/docs/17452/ (дата обращения: 02.03.2024).

5. СП 296.1325800 «Здания и сооружения. Особые воздействия» [Электронный ресурс] – URL: https://www.minstroyrf.gov.ru/docs/15431/ (дата обращения: 02.03.2024).

6. ГОСТ 27751-2014 «Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения» [Электронный ресурс] – URL: https://files.stroyinf.ru/Data2/1/4293767/4293767358.pdf?ysclid=lu4299h3mx28527136 (дата обращения: 02.03.2024).

7. Методическое пособие «Проектирование мероприятий по защите зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения» [Электронный ресурс] – URL: https://files.stroyinf.ru/Index2/1/4293730/4293730181.htm?ysclid=lu42b0ddie833918760 (дата обращения: 05.03.2024).

8. СТО АТ Проект 2-002-2016 «Перекрестно-стержневые пространственные конструкции системы МАРХИ». – СПб.: ООО «АТ Проект», 2016. – 59 с.

9. Кудишин Ю. И., Дробот Д. Ю. Живучесть конструкций в аварийных ситуациях // Металлические здания. Часть 1, – 2008. – № 4 (8). – С. 20–22. Часть 2, – 2008. – № 5 (9). – С. 21 – 33.

УДК 624.014.2:624.072.2

Йесид Сентельас Алманси,
студент
(Санкт-Петербургский государственный
архитектурно-строительный университет)
E-mail: yeci124@gmail.com

Yecid Centellas Almansi,
student
(Saint Petersburg State University
of Architecture and Civil Engineering)
E-mail: yeci124@gmail.com

ОПТИМИЗАЦИЯ СТАЛЬНЫХ ФЕРМ НА ОСНОВЕ ГЕНЕТИЧЕСКОГО АЛГОРИТМА

OPTIMIZATION OF STEEL TRUSS BASED ON GENETIC ALGORITHM

Исследования направлены на оптимизацию конструкций стальных ферм. Целью является определение оптимальной минимизации площади поперечного сечения фермы. Оптимизацию можно разделить на три аспекта: размер, форма и топология. В настоящее время ведутся исследования по разработке оптимальных альтернативных алгоритмов оптимизации ферм с ограничениями по размеру, таких как алгоритмы эволюции распределения алгоритмов. В исследовании использовались генетические алгоритмы (ГА) в *MATLAB* для 10-стержневой фермы, оптимальный результат сравнивался с существующими исследованиями по оптимизированным фермам.

Ключевые слова: ферменная конструкция, весовая оптимизация, площадь сечения, генетический алгоритм.

Research is aimed at optimizing steel truss designs. The goal is to determine the optimal minimization of the cross-sectional area of the truss. Optimization can be divided into three aspects: size, shape and topology. Research is currently underway to develop optimal alternative algorithms for truss optimization with size constraints, such as distribution evolution algorithms. The study used genetic algorithms (GA) in MATLAB for a 10-bar truss and compared the optimal result with existing studies on optimized trusses.

Keywords: truss structure, weight optimization, cross-sectional area, genetic algorithm.

Введение

Наука оптимизации сечений конструкций быстро развивается вместе с другими науками. Исследователи рассматривают оптимальные профили во многих вопросах проектирования: идея снижения

собственного веса конструкции без негативного влияния на ее поведение уже давно волнует проектировщиков. Эти исследования преимущественно направлены на минимизацию общей массы конструкции или ее стоимости при соответствующем учете максимально допустимых напряжений и смещений. В целом, оптимальная стальная ферменная конструкция – это попытка найти оптимальные стальные профили ее элементов [1, 2]. Исследования по указанной теме были получены с учетом исследований предыдущих авторов по оптимизации ферм. Далее осуществлялся сравнительный анализ полученных результатов.

Задачи оптимизации обычно решаются путем нахождения оптимальных площадей поперечного сечения элементов фермы. Таким образом, вес фермы минимизируется с учетом ограничений неравенств, связанных с напряжениями в элементах, смещениями узлов и потерей устойчивости [3]. С другой стороны, оптимизация формы решается путем поиска оптимальной координации между стыками конструкции. Наконец, оптимизация топологии необходима для поиска оптимальных связей между узлами [4]. Ранее алгоритмы оптимизации на основе градиента или исчисления показали отличную производительность при решении задач решеток небольшого размера. Однако из-за комбинаторного характера и нелинейности задача оптимизации конструкции фермы не может быть легко решена с использованием традиционных градиентных алгоритмов [5] и клеточных структур [6].

Приведем в качестве примера плоскую стержневую ферму: 10-стержневая плоская ферма состоит из 6 узлов [7, 8] (рис. 1). Модуль Юнга материала элемента составляет $E = 2{,}1 \times 10^6$ МПа, плотность материала составляет $\rho = 7{,}85$ т/м^3. Ферменная конструкция нагружается двумя вертикальными нагрузками $P = 100$ тысяч фунтов, приложенным к узлам 2 и 4. Все элементы фермы находятся в симметричном напряженном состоянии, при этом растягивающее напряжение составляет $\sigma = 25$ тысяч фунтов на квадратный дюйм, а сжимающее напряжение составляет $\sigma = -25$ тысяч фунтов на квадратный дюйм. Ограничения свободного совместного перемещения составляют 2 дюйма в обоих направлениях по осям x и y. Площади поперечного сечения каждой конструкции $A1$, $A2$… $A10$ указаны в табл. 1 в квадратных дюймах.

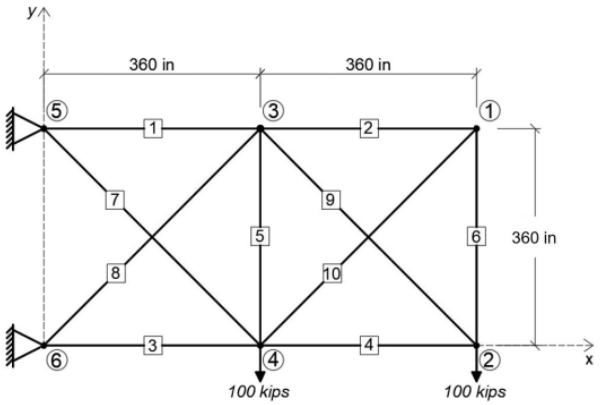


Рис. 1. Плоская ферма

Таблица 1

Площади элементов стержневой фермы

A(in²)			A(in²)		A(in²)		A(in²)		A(in²)
8	2,88	15	3,63	22	4,59	29	11,50	36	18,80
9	2,93	16	3,84	23	4,80	30	13,50	37	19,90
10	3,09	17	3,87	24	4,97	31	13,90	38	22,00
11	3,13	18	3,88	25	5,12	32	14,20	39	22,90
12	3,38	19	4,18	26	5,74	33	15,50	40	26,50
13	3,47	20	4,22	27	7,22	34	16,00	41	30,00
14	3,55	21	4,49	28	7,97	35	16,90	42	33,50

Компоновка схемы

Проектирование ферменных конструкций обычно состоит из двухэтапного линейного и нелинейного анализа. При оптимизации размер ферменной конструкции или площадь поперечного сечения фермы являются расчетными переменными задачи. Целевой функцией задачи является вес ферменной конструкции. В задачах оптимизации дискретных размеров основной задачей является оптимальное сечение элемента, состоящее из списка стандартных секций для минимизации веса конструкции при соблюдении проектных ограничений.

На рис. 2 показан типичный плоский элемент фермы в локальной и глобальной системах координат. В схеме локальной системе координат два узла элемента имеют номера 1 и 2, при этом сама система координат состоит из оси *x*′, проходящей вдоль элемента от узла 1 до узла 2. Со штрихом будем обозначать все величины в локальной система координат. Глобальная система координат (*x*, *y*) фиксирована и не зависит от ориентации элемента. Обратим внимание, что оси *x*, *y* и *z* образуют правую систему координат, в которой ось *z* выходит прямо из плоскости [1, 9]. В глобальной системе координат каждый узел имеет две степени свободы (*DoF*). Здесь принята систематическая схема нумерации: узел, глобальный номер узла которого равен *j*, связан с его глубиной резкости *DoF* 2*j* − 1 и 2*j*. Кроме того, глобальные смещения, связанные с узлом *j*, равны $Q_{2j} - 1$ и Q_{2j}.

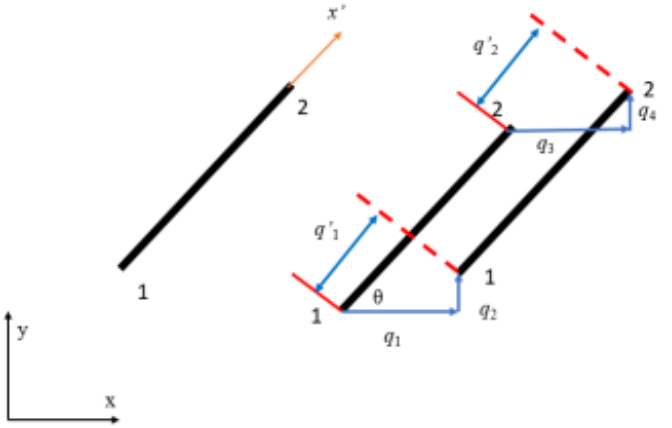


Рис. 2. Элемент решетки в локальных и глобальных координатах

На рис. 3 показан элемент фермы для расчета направляющих косинусов и длины, представленный в глобальной системе координат, которая определяет генетический алгоритм для рассмотрения принципа векторов от узла к узлу для идентификации элементов и порядка нумерации столбцов.

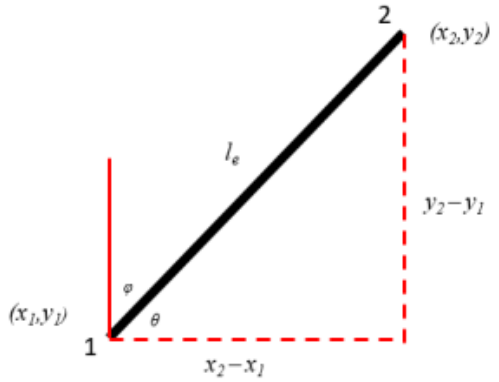


Рис. 3. Элемент фермы для расчета направляющих косинусов и длины

Пусть 1 и 2 – перемещения узлов 1 и 2 соответственно в местной системе координат. Поэтому вектор смещения элемента в местной системе координат обозначим через

$$q' = \left[q_1', q_2'\right]^T. \tag{1}$$

Вектор смещения элемента в глобальной системе координат представляет собой вектор (4×1), обозначаемый

$$q = \left[q_1, q_2, q_3, q_4\right]^T. \tag{2}$$

Связь между q' и q развивается следующим образом: на рис. 1 мы видим, что она равна сумме проекций y на ось x'. Таким образом

$$q' = q_1 \cos\theta + q_2 sen\theta; \quad q_2' = q_3 \cos\theta + q_4 \text{sen}\theta. \tag{3}$$

На этом этапе направляющие косинусы l и m вводятся как $l = \cos\theta$ и $m = \sin\theta$. Эти направляющие косинусы представляют собой косинусы углов, которые локальная ось x' образует с глобальными осями x и y соответственно. Следовательно, теперь его можно записать в матричной форме:

$$q' = Lq, \tag{4}$$

где матрица преобразования $\boldsymbol{L}$ определяется выражением:

$$L = \begin{bmatrix} l & m & 0 & 0 \\ 0 & 0 & l & m \end{bmatrix}. \tag{5}$$

Теперь даны простые формулы для расчета направляющих косинусов l и m на основе данных узловых координат. Обращаясь к рисунку 2, пусть (x_1, y_1) и (x_2, y_2) – координаты узлов 1 и 2 соответственно. Тогда у нас есть:

$$l = \frac{x_2 - x_1}{l_e}; \quad m = \frac{y_2 - y_1}{l_e}, \tag{6}$$

где длина l_e получается как

$$l_e = \sqrt{(x_2 - x_1)^2 + (y_2 - y_1)^2}. \tag{7}$$

Матрица жесткости элемента фермы в местной системе координат имеет вид:

$$k' = \frac{E_e A_e}{l_e} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix}, \tag{8}$$

где A_e – площадь поперечного сечения элемента, а E_e – модуль Юнга. Задача состоит в том, чтобы найти выражение для матрицы жесткости элемента в глобальной системе координат. Это можно получить, рассматривая энергию деформации в элементе. В частности, энергия деформации элемента в локальных координатах определяется выражением

$$U_e = \frac{1}{2} q'^T k' q'. \tag{9}$$

Подставив $q' = Lq$, получим

$$U_e = \frac{1}{2} q^T \left[L^T k' L \right] q. \tag{10}$$

Энергию деформации в глобальных координатах можно записать как

$$U_e = \frac{1}{2} q^T k q, \tag{11}$$

где k – матрица жесткости элемента в глобальных координатах. Из приведенного выше уравнения мы получаем матрицу жесткости элемента в глобальных координатах как

$$k = L^T k' L. \tag{12}$$

Подставив $\boldsymbol{L}$ и $\mathbf{k}'$, получим:

$$\mathrm{k} = \frac{\mathrm{E_e A_e}}{\mathrm{l_e}} \begin{bmatrix} \mathrm{l}^2 & \mathrm{m}^2 & -\mathrm{l}^2 & -\mathrm{m}^2 \\ \mathrm{lm} & \mathrm{m}^2 & -\mathrm{lm} & -\mathrm{m}^2 \\ -\mathrm{l}^2 & -\mathrm{lm} & \mathrm{l}^2 & \mathrm{lm} \\ -\mathrm{lm} & \mathrm{m}^2 & \mathrm{lm} & \mathrm{m}^2 \end{bmatrix}. \tag{13}$$

Матрицы жесткости элементов собираются обычным способом для получения матрицы жесткости конструкции. Выражения для напряжений элементов можно получить, заметив, что элемент фермы в местных координатах представляет собой простой элемент с двумя силами. Следовательно, напряжение σ в элементе фермы определяется выражением:

$$\sigma = E_e \varepsilon. \tag{14}$$

Поскольку деформация ε – это изменение длины на единицу исходной длины, то:

$$\sigma = E_e \frac{q_2 - q_1}{l_e} = \frac{E_e}{l_e} \begin{bmatrix} -1 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} q_1' \\ q_2' \end{bmatrix}. \tag{15}$$

Это уравнение можно записать через глобальные смещения q с помощью преобразования $q' = Lq$ как:

$$\sigma = \frac{E_e}{l_e} \begin{bmatrix} -1 & 1 \end{bmatrix} \boldsymbol{Lq}. \tag{16}$$

Замена L доходности

$$\sigma = \frac{E_e}{l_e} \begin{bmatrix} -l & -m & l & m \end{bmatrix} \boldsymbol{q}. \tag{17}$$

После того как смещения определены путем решения уравнений конечных элементов, напряжения можно восстановить для каждого элемента. Обратите внимание, что положительное напряжение означает, что элемент находится в растяжении, а отрицательное напряжение означает сжатие [10].

Наконец, в анализе методом конечных элементов мы имеем уравнение

$$KQ = F, \tag{18}$$

где K – совокупность матриц жесткости во всех элементах, F – вектор нагрузки, Q – неизвестный вектор глобальных перемещений.

Результаты исследования

На рисунке 4 представлена зависимость количества оценок целевой функции от ее значений, полученная с применением метода генетического алгоритма путем итераций, поскольку количество итераций является переменным числом для получения наилучшего результата по оптимизации веса для профиля.

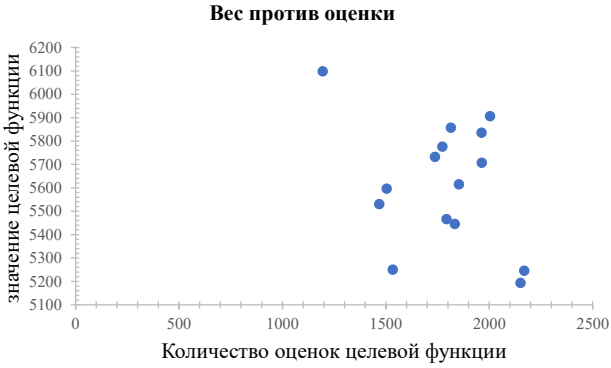


Рис. 4. Итерация с минимальным весом

Результаты, полученные с помощью генетических алгоритмов для случая плоской 10-стержневой фермы, показаны в табл. 2 и на рис. 5.

Таблица 2

Сравнение результатов с иными исследованиями оптимизации фермы

		Sadollah		*Ho-Huu*			*Dandara*	
переменные	*Sonmez*	*et al.*	*Carvalho*	*et al.*	*Le et al.*		*Modesti*	Изучать
	2011	2012	2014	2016	2019	2019	2022	
In^2	ABC	MBA	APM	DE	FA	EM	MaxR	AG
A1	33.5	30	30	33.5	33.5	33.5	33.5	27.01
A2	1.62	1.62	1.62	1.62	1.62	1.62	1.62	1.16
A3	22.9	22.9	33.5	22.9	22.9	22.9	22.9	25.95
A4	14.2	16.9	16.9	14.2	14.2	14.2	14.2	14.91
A5	1.62	1.62	1.62	1.62	1.62	1.62	1.62	0.10
A6	1.62	1.62	1.62	1.62	1.62	1.62	1.62	1.34
A7	7.97	7.97	7.97	7.97	7.97	7.97	1.62	8.14
A8	22.9	22.9	18.8	22.9	22.9	22.9	1.62	23.02
A9	22	22.9	22	22	22	22	22	20.91
A10	1.62	1.62	1.62	1.62	1.62	1.62	1.62	0.12
Р.ЛУЧШ.(*lb*)	5490.74	5507.75	5509.72	5490.738	5490.738	5490.738	5490.738	5194.12
f.средний(*lb*)	5510.35	5527.296	5628.8689	5501.547	5536.944	5542.723	5508.432	5617.70
f.худший(*lb*)	5536.97	5536.965	6593.1205	5546.685	5623.882	5683.457	5574.642	6098.84
dp(*lb*)	–	11.38	114.68	19,521	34,029	52,376	25,101	
N.ОЦЕНК.	25800	3600	90000	6440	7860	7980	7557	2151
N.средн.	–	–	–	5111	7347,2	8669	8653	

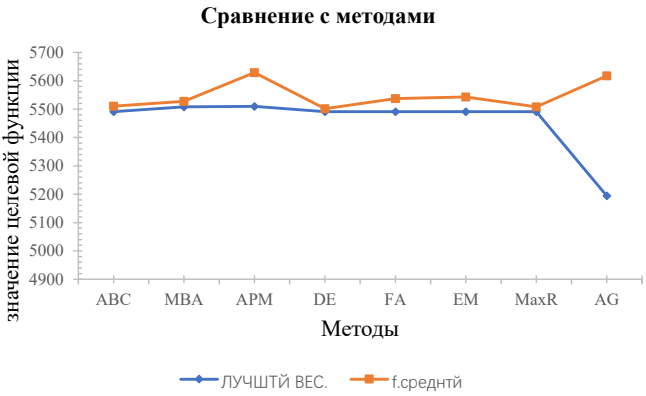


Рис. 5. Сравнение с другими методами оптимизации

Выводы

1. Проведено исследование по оптимизации стальных ферм с использованием интерактивного подхода к проектированию и интеграцией генетического алгоритма расчета с использованием программы *Matlab R2023b*, что позволило сгенерировать ряд оптимальных решений с разнообразной геометрией поперечного сечения, а также учесть предпочтения проектировщика по размерам, форме и топологии элементов конструкций различного назначения.

2. Осуществлен сравнительный анализ чувствительности метода генетического алгоритма к меньшему количеству проектных переменных, по сравнению с результатами исследований других авторов, что позволило генерировать решения за значительно более короткое время даже для относительно сложных моделей без потери точности расчета.

Литература

1. *Azad Javanmiri, Jari Mäkinen*. Weight optimization of truss structures by using genetic algorithms. 2022; – СПб.: СПбГАСУ, 2004. – 91 с.

2. Гордеев В. Н. Оптимизация строительных металлоконструкций в системах автоматизированного проектирования. Ордена Трудового Красного Знамени Центральный научно-исследовательский и проектный институт

строительных металлоконструкций «Строительные конструкции» при ЦНИИпроектстальконструкция. – 1982. С. 6–9.

3. *A. H. Gandomi, S. Talatahari, X.-S. Yang, and S. Deb*, ‘‘Design optimization of truss structures using cuckoo search algorithm,’’ Struct. Design Tall Special Buildings, vol. 22, no. 17, pp. 1330–1349, Dec. 2013.

4. *H. Assimi, A. Jamali, and N. Nariman-Zadeh*, ‘‘Sizing and topology optimization of truss structures using genetic programming,’’ Swarm Evol. Comput., vol. 37, pp. 90–103, Dec. 2017.

5. *U. T. Ringertz,* ‘‘A branch and bound algorithm for topology optimization of truss structures,’’ Eng. Optim., vol. 10, no. 2, pp. 111–124, Jan. 1986.

6. *HABES ALKHRAISAT1, LAMEES MOHAMMAD DALBAH2, MOHAMMED AZMI AL-BETAR 2,3, MOHAMMED A. AWADALLAH 4,5, KHALED ASSALEH2, AND MOHAMED DERICHE*. Size Optimization of Truss Structures Using Improved Grey Wolf Optimizer .2023. С. 7–8.

7. *Ovidiu Maurizio Budau.* Structural optimization by solving CSP via metaheuristic algorithm. POLITECNICO DI TORINO. Italia, 2023. – 82–83 p.

8. Dandara Modesti. Algoritmo de otimização global baseado em estratégias de reinício aplicado a problemas com variáveis discretas e mistas. UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA CENTRO TECNOLÓGICO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL. Florianópolis. 2022. С. 65–66.

9. Gavin S. Reynolds. Genetic Optimisation of Structural Systems. The University of Glasgow. March 2009. С. 25.

10. Miss Saw Thiri Khaing. TURBULENT FLOW OF WATER-BASED ALGORITHM IN TRUSS OPTIMIZATION. A Thesis Submitted in Partial Fulfillment of the Requirements for the Degree of Master of Engineering in Civil Engineering. 2020. 8–9 с.

УДК 624.046:624.072.2:624.014.2

Йесид Сентельас Алманси,
студент
(Санкт-Петербургский государственный
архитектурно-строительный университет)
E-mail: yeci124@gmail.com

Yecid Centellas Almansi,
student
(Saint Petersburg State University
of Architecture and Civil Engineering)
E-mail: yeci124@gmail.com

ОПТИМИЗАЦИЯ ФЕРМЫ ПО РЕЗУЛЬТАТАМ РАСЧЕТА МКЭ С УГЛОВЫМИ ПРОФИЛЯМИ

OPTIMIZATION OF A TRUSS ACCORDING TO ANALYSIS BY FEA WITH ANGULAR PROFILES

Численное исследование было проведено с целью анализа и понимания явления деформирования в шарнирных фермах с угловым сечением из равнополочных компактных горячекатаных прокатных профилей из нержавеющей стали. Сущность исследования заключалась в приложении различных нагрузок, рассмотрении работы пяти профилей при увеличении углового сечения с постоянной толщиной стенки с целью определения наиболее оптимального сечения. В исследовании использовался метод анализа конечных элементов (МКЭ) в программе *Abaqus*. Для исследования были получены деформации, напряжения в элементах фермы и максимальная приложенная нагрузка. При параметрическом исследовании конструкции рассматривались как упругопластические балки.

Ключевые слова: стальная ферма, уголки равнополочные, оптимизация конструкций, метод конечных элементов.

A numerical study was carried out with the purpose of analyzing and understanding the deformation phenomenon in articulated trusses with angular section of equal compact hot-rolled stainless steel wings. In summary, the investigation consisted of applying different loads and five profiles increasing angular section with constant thickness and in order to determine the most optimal angular section. In the research, the finite element analysis (FEA) method was applied in Abaqus. For the study investigation, the deformation, and obtaining of the stresses in the elements of the truss and the maximum applied load were obtained. In the parametric study, the structures were considered as elastic-plastic beams.

Keywords: steel truss, angles equal thickness, structural optimization, finite element analysis.

Введение

Актуальность исследования обусловлена тем, что в настоящее время высокая стоимость металла создает предпосылки для минимизации материальных затрат при сохранении прочности фермы. Тенденции современного строительства характеризуются архитектурной выразительностью, оригинальностью, масштабностью, оптимальным использованием сырья и конструкций. Данный подход может быть реализован за счет использования сварных решетчатых конструкций, в частности ферм. В связи с этим создание новых конструкций, конкурентоспособных по сравнению с существующими, является актуальной задачей, связанной с достижением наибольшей экономии металла, снижением трудоемкости изготовления, сокращением сроков монтажа при сохранении проектных характеристик. Широкое использование металлических сварных ферм в строительстве является следствием комплекса положительных характеристик этих конструкций. Для обеспечения их конкурентоспособности на рынке строительной продукции необходимо снизить их стоимость за счет оптимизации конструкций при сохранении высоких показателей прочности. Наиболее распространенным критерием оптимизации является собственный вес конструкции. Поскольку стоимость материала составляет примерно 70% стоимости фермы, применение этого критерия является определяющим [1, 2].

Современные методы компьютерного моделирования позволяют проводить сложные расчеты по определению конструктивных параметров ферм при оптимальном соотношении их прочности и материалоемкости. Таким образом, целью работы является выявление закономерностей деформирования, повреждения и разрушения фермы сварной конструкции с оптимальным соотношением прочности и материалоёмкости. Сущность исследования – определить влияние размеров стандартного профиля прокатного уголка на изменение сопротивления сварной фермы. Результаты работы при этом планируется ориентировать на проектирование, оптимизацию изготовления профилей, эксплуатацию и восстановление поврежденных сварных ферм. Практическая значимость

результатов заключается в разработке рекомендаций по проектированию, изготовлению, эксплуатации, контролю и восстановлению сварных ферм [1, 2].

Среди известных методов исследования следует выделить: стандартизированные подходы к планированию экспериментов, натурные эксперименты, имитационные эксперименты с использованием компьютерных программных моделей, полунатурные эксперименты и методы статистической обработки и анализа экспериментальных данных. В настоящей статье методом компьютерного моделирования с использованием программного комплекса *Abaqus* оптимизированы расчетные параметры углового прокатного профиля для сварной фермы по критерию минимальной металлоемкости при сохранении расчетной прочности.

Методика изменения величины нагрузки осуществлялась по принципу сохранения коэффициента нагрузки элемента и энергии деформации. Влияние всех совокупных эффектов сил внутреннего сечения на разрушение элемента можно учитывать путем введения обобщенного критерия текучести. По мере увеличения нагрузки элементы, выдерживающие высокие нагрузки, имеют тенденцию упруго деформироваться, и при итерационном расчете линейно-упругого деформирования методом конечных элементов формируется серия внутренних статических силовых полей, распределенных в конструкции. Далее моделируется процесс постепенного разрушения элементов и конструкции в целом, и определяется предельная несущая способность конструкций [3].

Методологические аспекты исследования

Метод конечных элементов играет важную роль в проектировании. Использование программного обеспечения для анализа характеристик стальных ферм не только удобно и интуитивно понятно, но и более точно, что следует в полной мере использовать для повышения уровня проектирования конструкций. Работа по моделированию является наиболее важной частью всего анализа методом конечных элементов, и для завершения моделирования необходимо выбрать правильное программное обеспечение.

Однако для моделирования и анализа ферм было использовано другое программное обеспечение для анализа методом конечных элементов, которое имеет свои преимущества и недостатки [3].

В данном разделе статьи предлагается методика компьютерного прогнозирования значений напряжений в ответственных местах сварных ферменных конструкций. Представлен численный анализ локальных эффектов в случае сварных конструкций, который оказывается необходимостью, соответствующей действительности. Рассматриваемая ферменная конструкция представляет собой опорную часть башенного крана *ЕС-НМ*. Предполагается конструкция, виртуальная модель которой сначала была создана в программе *Pro/Engineers* (рис. 1), а затем преобразована в программе *Abaqus* в расчетную модель на основе метода конечных элементов. Были параметризованы выбранные величины, описывающие геометрические свойства расчетной модели. На рисунке 1 также показаны параметризированные сечения конструктивных частей опорной рамы. Модель МКЭ состоит из 15 элементов и 9 узлов фермы. Другими заданными расчетными параметрами являются модуль Юнга ($E=2{,}10^{11}$ Па), коэффициент Пуассона ($\mu=0{,}3$) и плотность материала ($\rho=7800$ кг/м^3). Согласно фундаментальным принципам механики, силы нагрузки в строительстве определяются ветровой нагрузкой и весом, которые в худшем случае могут действовать одновременно [4].

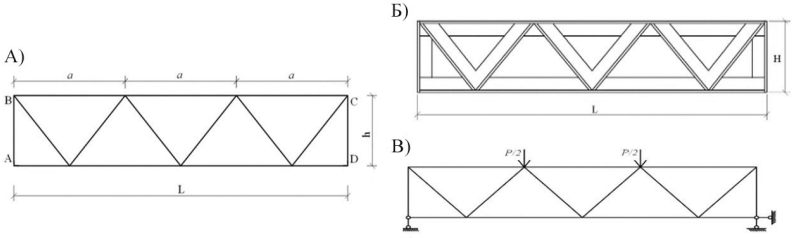


Рис. 1. Сварная ферма: расчетная схема (А), конструктивная схема (Б), схема нагружения (В)

В процессе эксплуатации сварные балки подвергаются воздействию различных факторов (рабочая нагрузка, снег, ветер, температура, сейсмические воздействия, аварийные ситуации и т. д.). Несущая способность сварных металлических ферм зависит от их конструктивных и технологических характеристик, а также условий эксплуатации.

Согласно классическим методам проектирования сварных ферм параметры конструкции определялись исходя из наиболее значимого, по мнению инженера-строителя, фактора воздействия. Остальные факторы вообще не учитывались или учитывались за счет ряда эмпирических коэффициентов, определенных инженером. В результате проектирования было отмечено влияние субъективного фактора. Следствием такого субъективного подхода является занижение расчетных показателей прочности в 1,3…1,65 раза по сравнению с фактическими эксплуатационными результатами из-за введения соответствующего коэффициента сопротивления. Это приводит к значительному перерасходу материала для изготовления ферм [1, 2].

Современные компьютерные технологии и методы расчета, основанные на пакетах прикладных программ, позволяют комплексно учитывать значительное количество коэффициентов безопасности и, следовательно, получать результаты проектирования со значительно более высоким уровнем вероятности, чем классические методы.

Исследование поведения сварной арматуры под действием статических нагрузок проводилось методом компьютерного моделирования с использованием прикладного программного комплекса *Abaqus*, алгоритмически основанного на методе конечных элементов. Проведен тип статического анализа фермы.

Статический расчет фермы подразумевает определение перемещений узлов, реакций опор, усилий в стержнях, напряжений и деформаций стержней, возникающих в нагруженной конструкции. Статический анализ предполагает, что все нагрузки и реакции конструкции на нагрузки постоянны или постепенно изменяются со временем. Басара описывает некоторые особенности моделирования нагружения арматуры [1, 2].

Выбор типа конструкции фермы и схемы нагружения

Исследование прочности сварной фермы проводилось по типовой конструктивной схеме, представленной на рисунке 1.

Диаграмма нагрузок определяет режим работы исследуемой конструкции сварной структурной фермы.

Проведено компьютерное моделирование поведения при статических нагрузках сварной балки размером 18 000×3600 мм, изготовленной из различных угловых профилей (таблица 1) [1, 3, 6].

Таблица 1

Параметры углового профиля для элементов фермы 18 000×3600 мм

	1	2	3	4	5
Уголки Равнополочные	80×80×10	90×90×10	100×100×10	120×120×10	140×140×10
Вес 1 п.м., кг	11,73	13,3	14,86	18	21,11
Общий вес фермы, кг	801,16	908,4	1015	1229	1442

Для исследования были использованы данные проведенных исследований, которые были применены к фермам с *Abaqus* (табл. 2). Процесс преобразования данных от номинальных значений к истинным из экспериментальных значений деформации, соответствующих стали при осевом растяжении с $E = 210$ ГПа и $\nu = 0{,}30$. Темные столбцы представляют окончательные данные о поведении пластических материалов от *ABAQUS* [3, 7, 8].

Таблица 2

Значения пластичности с использованием ABAQUS

Nominal Stress [МПа]	*Nominal Strain*	*True Stress* [МПа]	True strain	Plastic strain
200	0,00095	200,2	0,00095	0,0000
240	0,02500	246,0	0,0247	0,0235
280	0,05000	294,0	0,0488	0,0474

Окончание табл. 2

Nominal Stress [МПа]	*Nominal Strain*	*True Stress* [МПа]	True strain	Plastic strain
340	0,10000	374,0	0,0953	0,0935
380	0,15000	437,0	0,1398	0,1377
400	0,20000	480,0	0,1823	0,1800

На рис. 2 представлена процедура разработки и анализа [5].

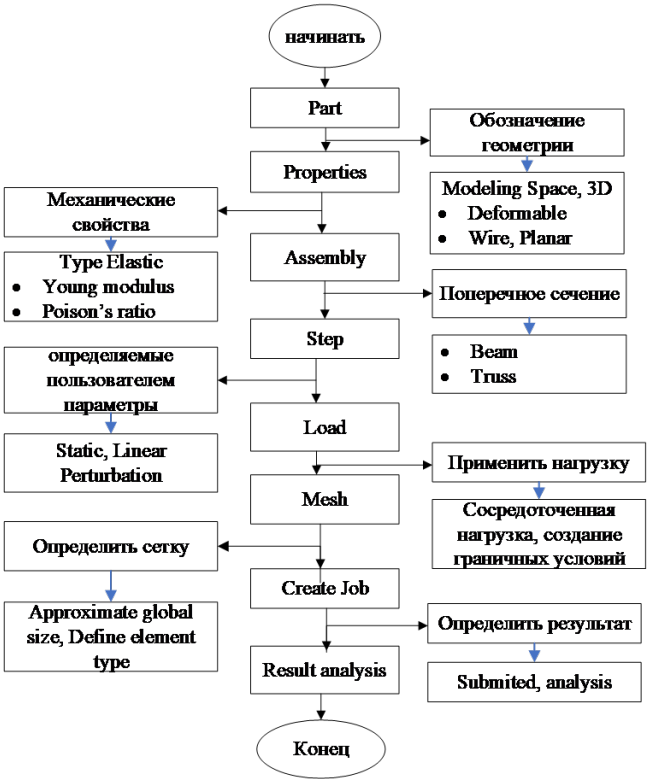


Рис. 2. Блок-схема процесса разрешения в ABAQUS с использованием подпрограммы элемента с пользовательским интерфейсом

Конечно-элементное моделирование в программе *ABAQUS*

ABAQUS – это универсальное программное обеспечение на основе МКЭ, которое можно использовать для микроэлементного моделирования элементов ферм. Однако *ABAQUS* также можно использовать для макроэлементного моделирования, когда сделаны упрощающие допущения, что, однако, выходит за рамки данного исследования. Далее представлен подход микроэлементного моделирования ферм [3, 9].

В линейном *FEM* процесс дискретизации на основе функционала *TPE* приводит к следующей алгебраической форме смещений узлов:

$$\Pi^e = U^e - W^e, \text{ в котором } U^e \overset{def}{=} \frac{1}{2}(u^e)^T K^e u^e \text{ и } W^e \overset{def}{=} (u^e)^T f^e. \qquad (1)$$

Здесь K^e и f^e называются матрицей жесткости элемента и вектором согласованной узловой силы элемента соответственно. Три скаляра Π^e, U^e и W^e являются функцией только смещения узлов u^e (это следствие того, что смещения являются единственной первичной переменной функционала). Обратим внимание, что U^e и W^e квадратично и линейно соответственно зависят от этих смещений. Взяв за основу вариацию Π^e относительно перемещений узлов, получим:

$$\delta\Pi^e = (\delta \times u^e)^T \frac{\partial \Pi^e}{\partial u^e} = (\delta \times u^e)^T \left[K^e u^e - f^e \right] = 0. \qquad (2)$$

Так как вариация $\delta\mathbf{u}^e$ может быть произвольной, выражение в квадратных скобках должно исчезнуть, что дает:

$$\mathrm{K}^e \mathrm{u}^e = \mathrm{f}^e. \qquad (3)$$

Это, в свою очередь, знакомые уравнения жесткости элементов. Отсюда и вышеупомянутые названия, данные K^e и f^e оправданы апостериорно [4, 5, 10].

Результаты экспериментальных исследований фермы

По результатам конечно-элементного анализа компьютерного моделирования для сварной фермы с размерами углового профиля 120×120×10 мм получены следующие значения продольных деформаций, прогибов и напряжений по поясу нижней части фермы при различных уровнях нагрузок на верхний пояс фермы 18 000×3600 мм из углового профиля 120×120×10 мм при действии дискретных нагрузок как численно (табл. 3), так и полной модели (рис. 3) в виде графических схем (рис. 4, 5).

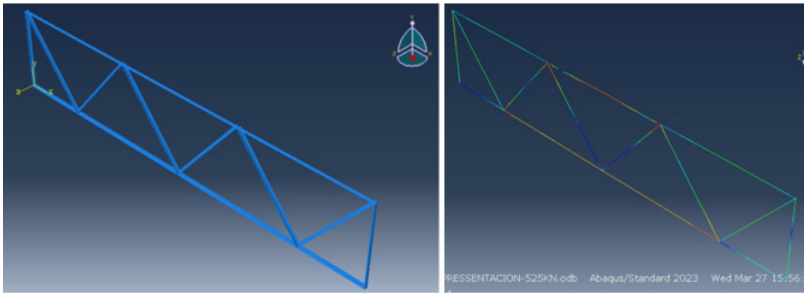


Рис. 3. Модель стальной фермы

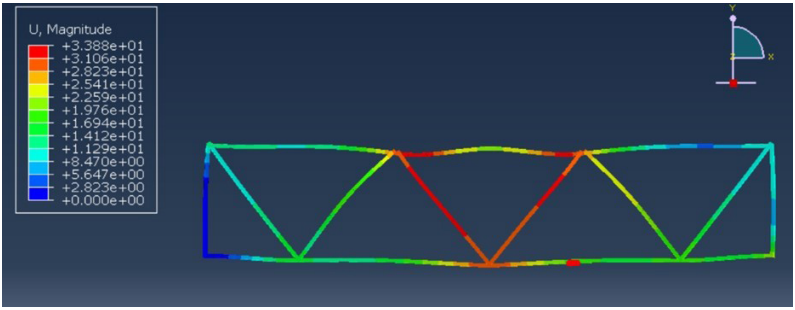
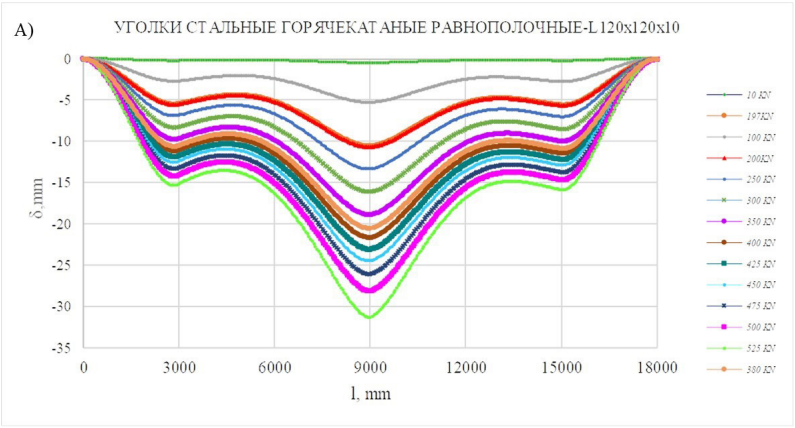


Рис. 4. Деформация сварной фермы, выполненной из уголков 120×120×10 мм по длине 18 000×3600 мм, при предельных государственных нагрузках

Таблица 3

Сводные результаты НДС сварной фермы размером 18000×3600 мм, изготовленной с угловым профилем 120×120×10 мм

N°	Нагрузка *P*, *N*	Напряжение σ, [КПа]	Прогиб нижнего пояса δ*cut*, [мм]
1	10 000	1,55	–0,53
2	100 000	15,83	–5,33
3	197 000	32,43	–10,53
4	200 000	32,96	–10,69
5	250 000	41,95	–13,39
6	300 000	51,39	–16,11
7	350 000	61,11	–18,85
8	380 000	66,92	–20,50
9	400 000	71,18	–21,62
10	425 000	76,33	–23,04
11	450 000	81,30	–24,51
12	475 000	86,74	–26,07
13	500 000	87,11	–28,09
14	525 000	87,20	–31,36



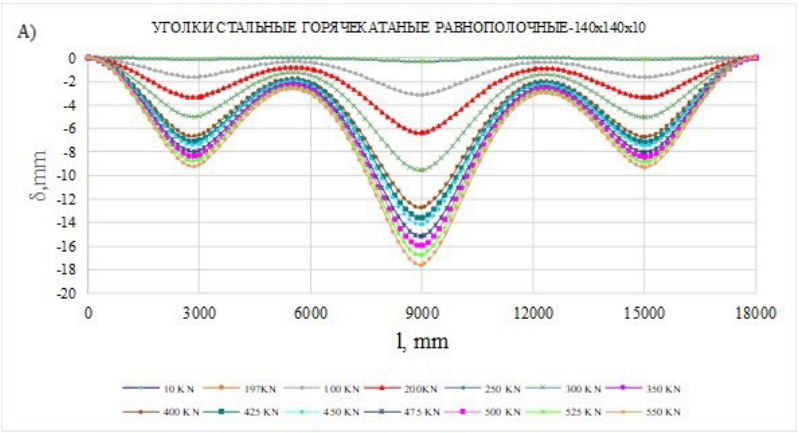


Рис. 5, *начало*. А – диаграмма деформирования прогиба по нижнему поясу фермы размером 18 000×3600 мм из уголка 120×120×10 мм при различных уровнях величины нагрузки

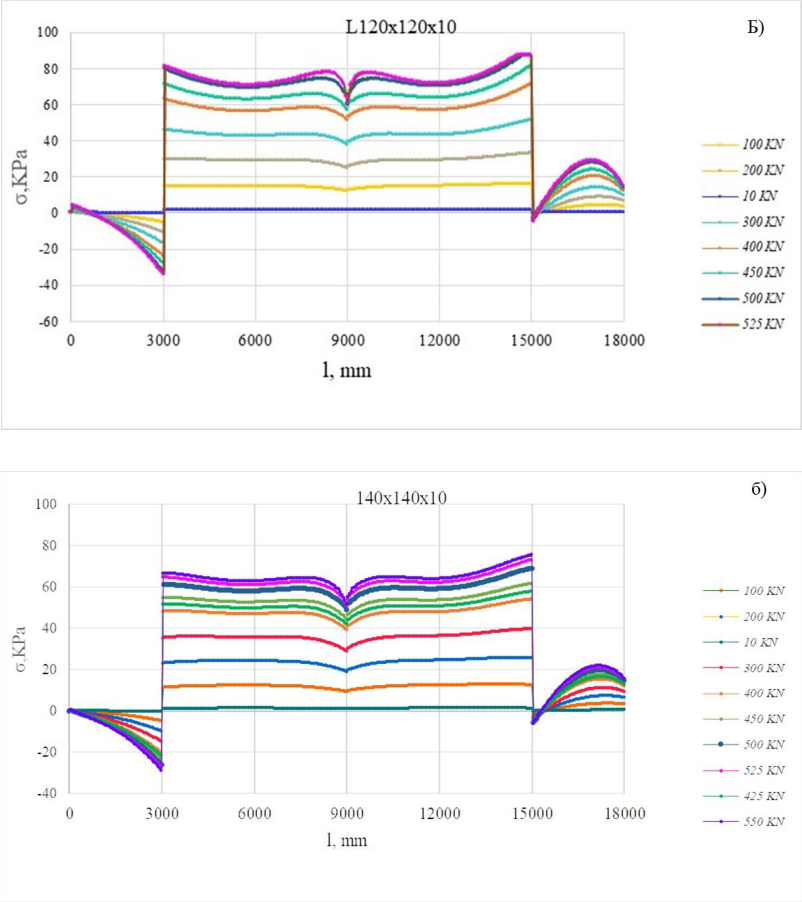
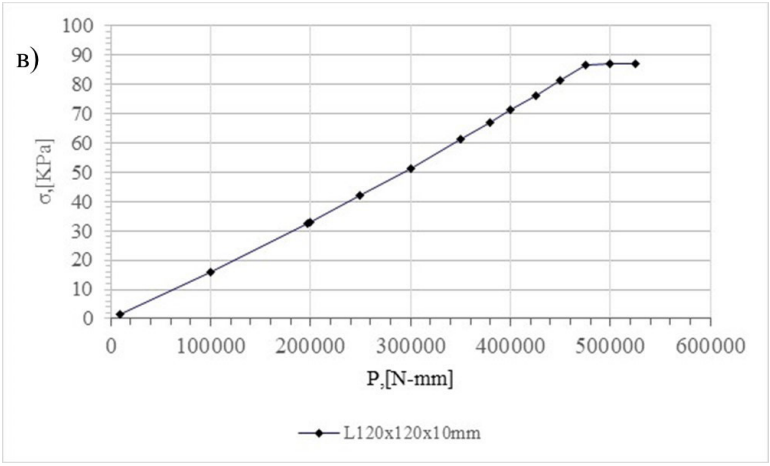


Рис. 5, *продолжение*. Б – диаграмма напряжений по нижнему поясу фермы 18000×3600 мм из уголка 120×120×10 мм при различных уровнях нагрузки



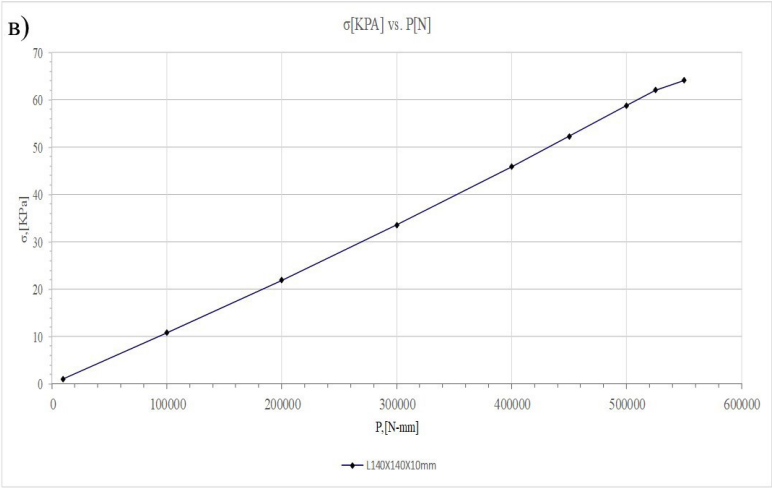


Рис. 5, *окончание*. В – схема деформирования сварной фермы размером 18 000×3600 мм из уголка 120×120×10 мм

Полученные значения максимальных деформаций по горизонтальной оси и максимальных деформаций по вертикальной оси нижнего пояса фермы в зависимости от переменного уровня нагрузки сведены в табл. 4.

По результатам компьютерного моделирования определены параметры напряженно-деформированного состояния (НДС) сварной фермы под действием статических нагрузок различной величины.

Таким образом, потеря прочности фермы 18 000×3600 мм из углового профиля 120×120×10 мм по результатам эксперимента по компьютерному моделированию произошла при нагрузке *Pmax* = 525 кН, а деформация произошла при пластичности конструкции при ручном расчете в 500 кН.

Аналогичные исследования были проведены по описанной методике для остальных четырех конструктивных вариантов ферм с разными размерами сечения углового профиля. Полученные результаты сведены в табл. 4 [1, 3].

Таблица 4

Показатель оптимизации конструкции фермы 18 000×3600 мм по количеству элементов углового профиля

Уголок	80×80×10	90×90×10	100×100×10	120×120×10	140×140×10
Ферма М, кг	801,16	908,4	1015	1229	1442
*P*max, N	300	350	425	525	550
*P*max/M, N/kg	0,374	0,385	0,419	0,427	0,381

Выводы

1. В качестве эталонного объекта моделирования принимается виртуальная ферма, а в качестве объекта моделирования в программном комплексе *ABAQUS* рассматривается расчетный вариант фермы. После завершения моделирования и сравнения данных, полученных с помощью программного анализа, подтверждается

схема распределения внутренних усилий в элементах фермы, ситуация сжатия и растяжения верхнего и нижнего поясов, а также положение максимальной концентрации напряжений, что хорошо согласуется с теоретическим анализом.

2. При анализе НДС упругие деформации конструкций были приняты за основу для определения коэффициента нагрузки и эталонного коэффициента нагрузки, затем расчетная нагрузка была итерационно увеличена до максимальной, которую способна выдержать конструкция. При этом основной задачей была оптимизация профиля сварных ферменных конструкций с учетом ожидаемого возникновения концентраторов напряжений в сварных швах. Основным примером исследования является предлагаемый численный подход для выявления концентраторов напряжений в конструкции и выполнения оптимизации сварных ферменных конструкций на основе серии МКЭ-расчетов с различными переменными сечениями.

3. Предложенная расчетная оптимизация позволяет не только компенсировать дефекты, упускаемые из виду традиционными методами расчета, не учитывающими влияние перераспределения внутренних усилий при переходе конструкции в упругопластическое состояние или при достижении предела текучести материала, но и улучшить коэффициент использования материала, снижая расход металла и повышая экономическую выгоду от использования ресурсов.

4. Поскольку в процессе данного исследования был принят ряд упрощений и многие факторы не были исследованы, следующим шагом планируется рассмотрение и анализ влияния циклических и динамических (сейсмических) нагрузок на прочность и жесткость конструкций стальных ферм.

Литература

1. Yaroslav Shved*; Yaroslav Kovalchuk; Liudmyla Bodrova; Halyna Kramar; Natalya Shynhera. Material consumption optimization of a welded rafter truss made of angle profiles. Ternopil Ivan Puluj National Technical University, Ruska str. 2022.

2. Yaroslav Kovalchuk; Natalya Shynhera; Mykola Basara. CONSTRUCTION OF WELDED TRUSS NODS USING ANSYS SOFTWARE COMPLEX . Ternopil Ivan Puluj National Technical University, Ternopil, Ukraine. 2017.

3. Xuran Yang1, 4, Xirui Li2, Puyu Sun3. Structural analysis and optimization of steel truss bridge based on finite element method . School of Urban Construction, Yangtze University, Jingzhou, 434023, China.2023. 2-c.

4. Jaroslav Majko, Milan Sága , Zuzana Ságová, Marián Handrik, Peter Kopas, and Lenka Jakubovičová. Numerical analysis and optimization of large dimensioned structures considering stress concentrations in welded joint. Faculty of Mechanical Engineering, University of Žilina, Univerzitná 8215/1, 010 08 Žilina, Slovakia. 2022.

5. Amar Khennane. Introduction to Finite Element Analysis Using MATLAB® and Abaqus © 2013 by Taylor & Francis Group, LLC. – 208–209 c.

6. ГОСТ 8509-93, УГОЛКИ СТАЛЬНЫЕ ГОРЯЧЕКАТАНЫЕ РАВНОПОЛОЧНЫЕ.

7. Nicolas Ruitenbeek. The Neuromorphic Element: A Data-Driven Finite Element Formulation Using Self-Designing Neural Networks – Proof of Concept on Nonlinear Trusses .MASTER OF SCIENCE THESIS. DELFT UNIVERSITY OF TECHNOLOGY.2020.

8. Fernando Rocha Sarquis. Avaliação estrutural de cantoneiras em aço inoxidável austenítico submetidas à compressão axial. Universidade do Estado do Rio de Janeiro. 2019.

9. Niña Usefi. Hybrid Cold-Formed Steel Structural Systems for Buildings. A Thesis submitted in fulfilment for the degree of Doctoral of Philosophy. Centre for Infrastructure Engineering, Western Sydney University. 2020.

10. Carlos A. Felippa. INTRODUCTION to FINITE ELEMENT METHODS. Department of Aerospace Engineering Sciences and Center for Aerospace Structures University of Colorado Boulder, Colorado 80309-0429, USA. 2004. [10–11].

УДК 694.01

Сюй Кайсюань,
студент
(Санкт-Петербургский государственный
архитектурно-строительный университет)
E-mail: 1336526953@qq.com

Xu Kaixuan,
student
(Saint Petersburg State University
of Architecture and Civil Engineering)
E-mail: 1336526953@qq.com

ВЛИЯНИЕ УГЛА НАКЛОНА ВОЛОКОН НА ПРОЧНОСТЬ БРУСА МНОГОСЛОЙНОГО ИЗ КЛЕЕНОГО ШПОНА

INFLUENCE OF FIBRE INCLINATION ANGLE ON THE STRENGTH OF LAMINATED VENEER LUMBER

Благодаря своим преимуществам и высоким физико-техническим характеристикам несущие конструкции из бруса многослойного клееного шпона LVL могут с успехом применяться в целом ряде строительных направлений. В данной статье определяется прочность на растяжение LVL с использованием ели в качестве сырья [1, 2]. Прочность на растяжение LVL определяется с помощью испытаний, основанных на механической теории прочности композитных материалов. В этой статье, рассмотрены вопросы прочности на растяжение LVL путем экспериментальных исследований и численного моделирования, и характеристики ползучести LVL для анализа методом конечных элементов. В работе сделан сравнительный анализ данных вычислительного эксперимента по влиянию угла наклона волокон на прочность LVL тип двумя с результатами лабораторных испытаний и значениями прочности LVL вычисленных расчетным путем.

Ключевые слова: LVL, программа Abaqus, прочность на разрыв, ползучесть, предельная несущая способность.

Due to their advantages and high physical and technical characteristics, load-bearing structures made of laminated laminated veneer lumber (*LVL*) can be successfully used in a wide range of construction applications. This paper determines the tensile strength of *LVL* using spruce as raw material. [1, 2] The tensile strength of *LVL* is determined using tests based on the mechanical theory of strength of composite materials. In this paper, the tensile strength of *LVL* by experimental investigation and numerical simulation, and the creep characteristics of *LVL* for finite element analysis are discussed. The paper compares the data of computational experiment on the effect of fibre inclination angle on the strength of *LVL* type 2

with the results of laboratory tests and the values of *LVL* strength calculated by computational analysis.

Keywords: LVL, Abaqus programme, tensile strength, creep, ultimate bearing capacity.

ABAQUS обладает мощными вычислительными функциями и широкими возможностями моделирования для анализа и расчета сложных линейных и нелинейных задач в строительстве, таких как нелинейные комбинации нескольких различных материалов, подвергающихся сложным процессам механического и теплового нагружения, а также меняющимся условиям контакта.

Поставлена была задача выполнить моделирование ползучести *LVL* при статитеском нагружении и провести сравнение результатов моделирования методом конечных элементов с экспериментальными данными.

Для испытаний выбраны образцы из *LVL* (марки *Ultralam*) многослойный клееный из шпона брус Типа 2 по ГОСТ 33124-2021[3]. *LVL* тип 2 это брус многослойный клееный из шпона, где отдельные смежные слои шпона имеют взаимно перпендикулярное направление волокон древесины).

Толщина *LVL* 39 мм и с углом наклона волокон 60°. Материал шпона ель. Стандартные образцы для испытаний выпиливают из *LVL* с размерами, обозначенными на рис. 1.

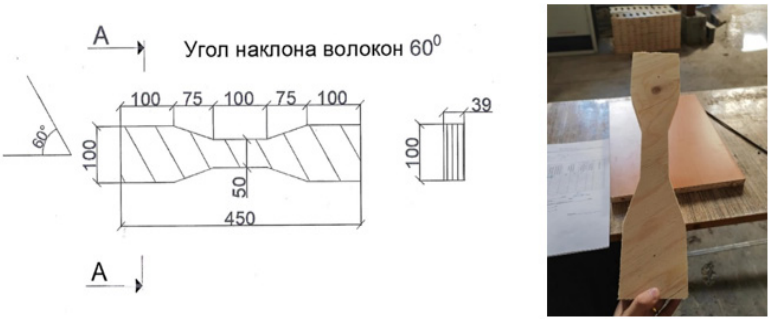


Рис. 1. Размер LVL типа 2

Испытания проводились с различной скоростью нагружения на растяжение. Скорости нагружений должны отличаться на несколько порядков друг от друга. Определялось время до разрушения и значение прочности.

Испытание образцов из *LVL* проводили с постоянной скоростью нагружения 0,04, 0,4, 4, 40, 80 мм/мин. В процессе эксперимента фиксировалось значения разрушающих нагрузок и текущее время испытаний. На рис. 2 приведены характерные виды разрушений на растяжение.

Рис. 2. Характерные типы разрушений образцов LVL при растяжении

Всего исследовано 80 образцов, результаты эксперимента приведены [4–9] в таблице.

Прочность на растяжение уменьшается с увеличением времени испытания при различных скоростях. Необходимо учитывать, что при длительной нагрузке происходит снижение прочности *LVL*. Среднее значение прочности *LVL* тип 2 при угле наклона волокон к продольной оси образца 60° получилось равным 6,5 МПа.

Результаты испытаний образцов LVL на растяжение при различных скоростях нагружения

Серия испытаний	Скорость нагружения v_i, мм/мин	Количество надломлений в серии n, шт	Среднее значение разрушающей нагрузки, $F_{ср\,max}$, кН	Среднее время до разрушения, $t_{ср}$, с	Среднее выборочное значение прочности σ, МПа	Среднее квадратическое отклонение S, МПа	Средняя ошибка среднего арифметического, Sr, МПа	Выборочный коэффициент вариации, V,	Показатель точности среднего значения, P_y,
1	80	17	13,41	4,56	6,875	0,792	0,192	0,1152	0,0279
2	40	17	13,49	9,58	6,918	0,883	0,214	0,1277	0,0310
3	4	16	12,75	93,04	6,536	0,611	0,153	0,0935	0,0234
4	0,4	15	12,64	906,48	6,482	0,779	0,201	0,1201	0,0310
5	0,04	15	11,74	8486,91	6,020	0,935	0,241	0,1553	0,0401

Затем был проведен вычислительный эксперимент по влиянию угла наклона волокон к продольной оси образца от 0° до 90° на прочность *LVL* тип 2. На основе полученных данных был сделан сравнительный анализ с результатами при лабораторных испытаниях и значениями прочности *LVL* по формуле СП 64.13330.2017 [10].

Геометрическое моделирование на основе экспериментальных образцов выполняется в программе *Abaqus* (рис. 3).

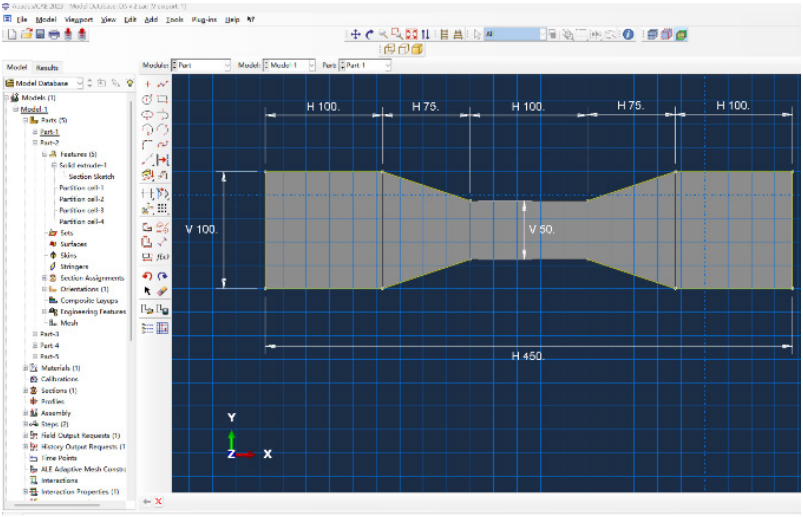


Рис. 3. Схема размера LVL типа 2

Поскольку направления волокон древесины типа *LVL* тип 2 различны, модель разделена на пять частей (рис. 4).

Входные параметры: эластичность, плотность, ползучесть. В варианте ползучести (*creep*) значение константы закона мощности равно 0,0007 постоянная времени принята равной 0,99, а константа эквивалентной силы 0,8. Модель с силовым законом хорошо подходит для моделирования напряженно-деформированного состояния бруса многослойного клееного из шпона при уровнях напряжения на рис. 5.

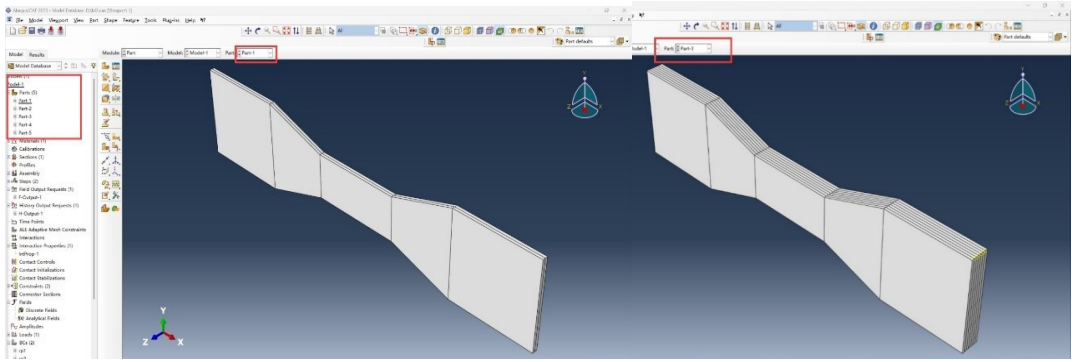


Рис. 4. Объемный вид LVL

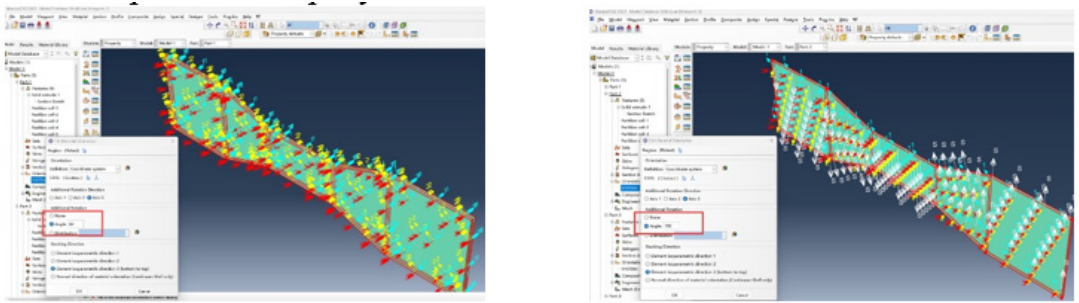


Рис. 5. LVL: направление волокна

Расчетная модель *LVL* 2 представлена на рис. 6.

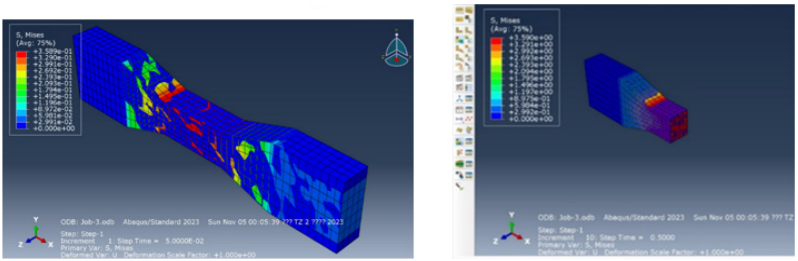


Рис. 6. Диаграмма распределения напряжений при разрушении сечения LVL типа 2 при НДС растяжении (*слева*); сечение после разрушения (*справа*)

Используя *Abaqus*, можно получить данные о прочности на растяжение при различных углах наклона волокон (рис. 7).

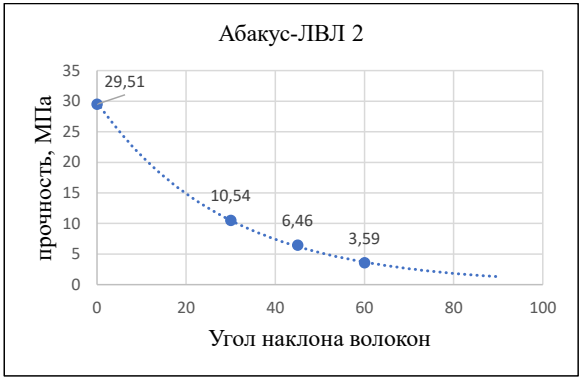


Рис. 7. Влияние угла наклона волокон на прочность LVL типа 2

Расчетное сопротивление растяжению под углом σ к направлению волокон приведено на рис. 8.

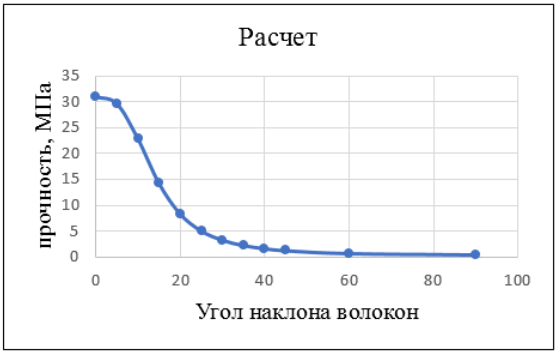


Рис. 8. Влияние угла наклона волокон
на прочность LVL типа 2

Также построим зависимость прочности LVL от типа при разных углах наклона волокон (рис. 9, 10).

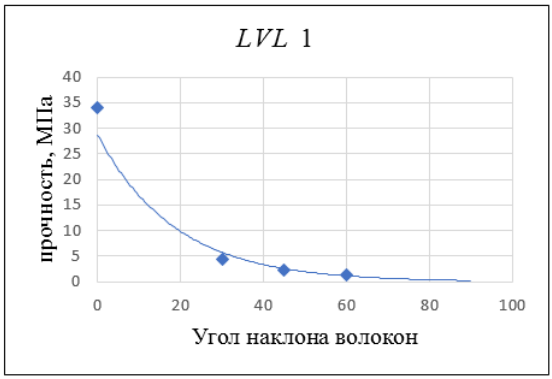


Рис. 9. Влияние угла наклона волокон
на прочность LVL типа 1

Обобщение теоретических и экспериментальных результатов исследований показано на рис. 11.

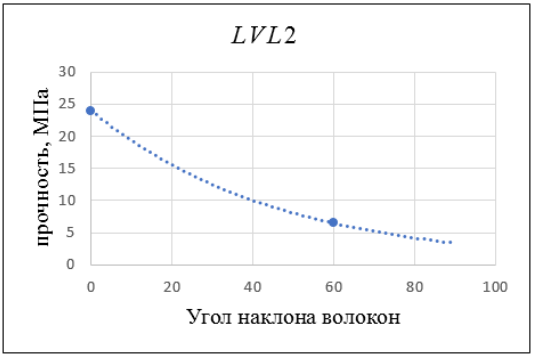


Рис. 10. Влияние угла наклона волокон
на прочность LVL типа 2

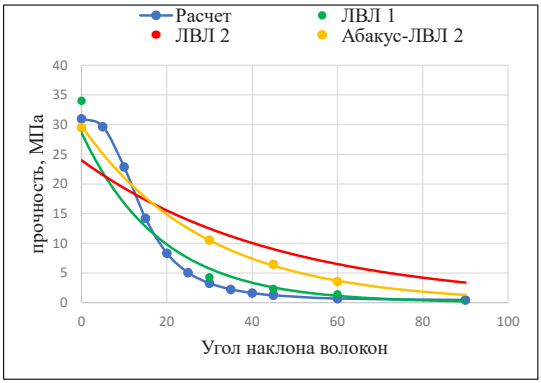


Рис. 11. Влияние угла наклона волокон
на прочность LVL

Заключение

1. Выполнен сравнительный анализ результатов экспериментальных, численных и аналитических расчетов. Прочность на растяжение *LVL* тип 2 выше, чем типа *LVL*1 под углом наклона волокон от 10° до 90°.

2. Сравнение графических зависимостей эксперементальной и моделирования показало хорошую сходимость, что подтверждает целесообразность использования модели степенной функции для численного моделирования сопротивления *LVL*. Можно сделать вывод о возможности применения метода моделирования для определения прочности при различных углах наклона волокон к продольной оси *LVL*.

Литература

1. Черных А. Г., Коваль П. С., Данилов Е. В., Мамедов Ш. М. Расчет элементов строительных конструкций, клееных из однонаправленного шпона (LVL): учебное пособие – СПБ, 2019.

2. Животов Д. А. Применение бруса, клееного из однонаправленного шпона, в плоских балочных фермах: Дисс.. канд.техн.наук. – СПБ, 2009.

3. ГОСТ 33124-2021 Древесина слоистая клееная. Технические условия.

4. Шпаков Д. А., Несущая способность деревянной конструкции ЛВЛ с учетом длительной прочности. – СПБ, 2023.

5. ГОСТ 57790-2017 Конструкции деревянные несущие.

6. СТО 36554501-021-2010 «Многослойный клееный из шпона материал Ultralam».

7. ГОСТ 33124-2014 Древесина слоистая клееная. Технические условия.

8. Найчук А. Я., Бондарь А. В. Длительная прочность древесины при растяжении под углом 60 к волокнам. Научная статья, 2019.

9. ГОСТ 7016-2013 Изделия из древесины и древесных материалов. Параметры шероховатости поверхности.

10. СП 64.13330.2017. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80. Введ. 2017-08-28. М.: Минстрой России, 2017.

УДК 624.04

Александр Сергеевич Труфанов,
студент
(Санкт-Петербургский государственный
архитектурно-строительный университет)
E-mail: alexandr.tr@mail.ru

Alexandr Sergeevich Trufanof,
student
(Saint Petersburg State University
of Architecture and Civil Engineering)
E-mail: alexandr.tr@mail.ru

ВЛИЯНИЕ ТОПОЛОГИИ НАПРЯЖЕННО-СВЯЗАННЫХ СТРУКТУР ТЕНСЕГРИТИ НА НДС ИХ ЭЛЕМЕНТОВ

THE INFLUENCE OF THE TOPOLOGY OF TENSEGRITY STRESS-COUPLED STRUCTURES ON THE STRESS-STRAIN STATE OF THEIR ELEMENTS

На данный момент тема напряжённо-связанных структур изучена крайне мало. Связано это с тем, что вантовые конструкции имеют геометрическую нелинейность и достаточно сложный нелинейный характер работы. В рассматриваемой статье проведен анализ работы структур тенсегрити при расчёте нелинейным методом конечных элементов, выполнен подбор топологии напряжённо-связанных структур аналитическим методом, опирающимся на теорию расчёта гибких нитей, а также подбор топологии системы тенсегрити методом параметрического моделирования, включающий в себя метод динамической релаксации. Решена задача оптимизации топологии с результатом полученных координат и их влияния на напряжённо-деформированное состояние структуры тенсегрити.

Ключевые слова: структуры тенсегрити, оптимизация структур, топология Тенсегрити, параметрическое моделирование структур, поиск формы.

At the moment, the topic of stress-coupled structures has been studied very little. This is due to the fact that cable-stayed structures have geometrical nonlinearity and rather complex nonlinear character of operation. In this paper we analyze the operation of Tensegrity structures when calculated by the nonlinear finite element method, select the topology of tension-bonded structures by the analytical method based on the theory of flexible filament calculation, as well as select the topology of the Tensegrity system by parametric modeling, including the method of dynamic relaxation. The problem of topology optimization with the result of the obtained coordinates and their influence on the stress-strain state of the Tensegrity structure is solved.

Keywords: Tensegrity structures, optimization of structures, Tensegrity topology, parametric modeling, form finding

Введение

В процессе изучения напряжённо-связанных структур Тенсегрити было выявлено, что работа со сложной геометрией и решение задачи оптимизации требует новых подходов к проектированию и расчёту таких систем. Проблема неизученности темы заключается в достаточно сложном использовании устаревших и достаточно долгих методов расчёта. Решение заключается в реализации метода, который будет решать поставленную задачу эффективнее и даст возможность быстрого и точного расчёта систем Тенсегрити. В системах Тенсегрити огромную роль играет формообразующий фактор, который связан с различными вариантами компоновки конструктивного блока [1], который состоит из стержней, работающих на сжатие и вант, работающих на растяжение (рис. 1).

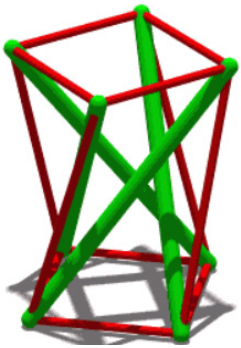


Рис. 1. Стержневой блок Тенсегрити

Исследование

В рамках исследования рассматривается башня Тенсегрити. Конструкция представляет собой систему стержневых блоков Тенсегрити, связанных между собой гибкими нитями, тросами.

Высота башни 13 метров и состоит из 5 блоков. Высота блока равна высоте стержня. Опоры являются шарнирно-неподвижными жёстко защемлёнными. Расстояние в основании башни между стержнями 2 м.

Стержневой блок Тенсегрити состоит из трех стержней, связанных между собой тросами (канатами). Вид модели представлен на рис. 2.

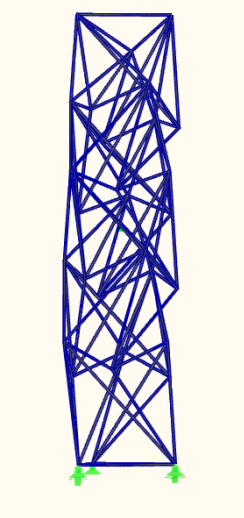


Рис. 2. Общий вид
модели башни Тенсегрити

Стержневой блок состоит из стержней сечением 51×2,6 мм [2]. Сталь марки С345. Стержни в свою очередь соединены между собой тросами (канатами) переменной длины, которая варьируется от 1 до 3 метров. Канат одинарной свивки по [3]. Сечение стержня каната *R*12.

Координаты узлов, так называемый поиск формы, подбирался эмпирическим методом в зависимости от изменения геометрии длины канатов и в соответствии с теорией гибких нитей,

именно поэтому они имеют переменную длину. Принцип работы канатов осуществляется на основании теории расчёта гибких нитей с малыми стрелками провисания (струны). Струной называется нить с малыми стрелками провисания, начальная длина которой равна или несколько меньше расстояния между опорными стойками. Таким образом, в струне, если она натянута, всегда существует натяжение, даже если поперечная нагрузка отсутствует [4] (см. рис. 3).

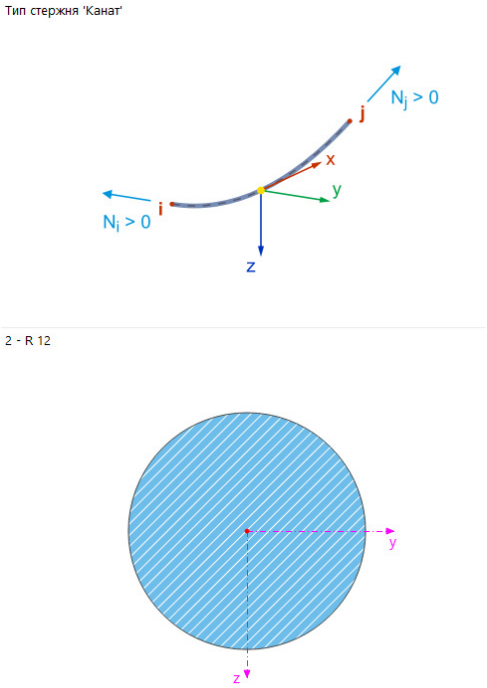


Рис. 3. Схема работы каната по теории расчёта гибких нитей (струн)

В результате статического расчёта модели получились следующие результаты НДС системы Тенсегрити (см. рис. 4 и 5).

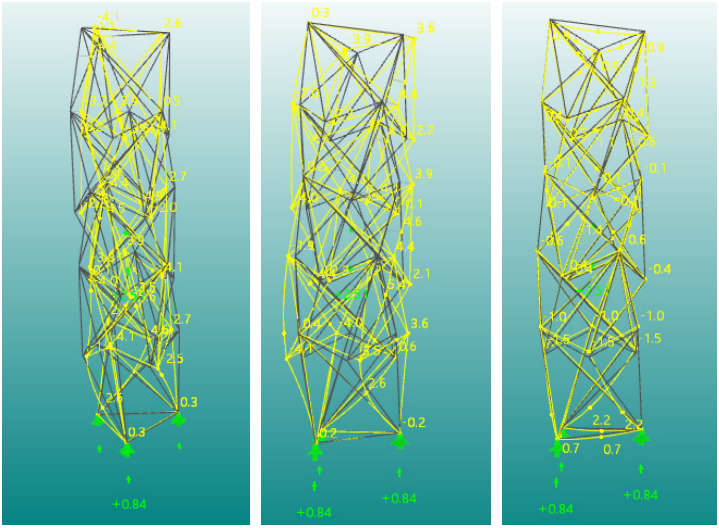


Рис. 4. Перемещения канатов по U_x, U_y, U_z

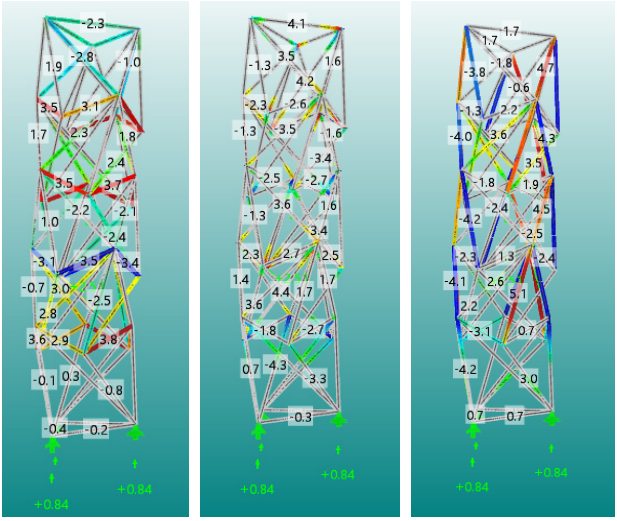


Рис. 5. Перемещения стержней по U_x, U_y, U_z

Результаты расчёта башни Тенсегрити по деформациям представлены в табл. 1.

Таблица 1

Результаты расчета по деформациям

Деформации стержня	Максимальные перемещения вдоль			Максимальное векторное перемещение
	X	*Y*	*Z*	
	93,0	67,0 мм	–59,3 мм	106,2 мм
Напряжения стержня (сжатие)	σ_x	–56,955 Н/мм^2		
Напряжения каната (растяжения)	σ_x	145,846 Н/мм^2		

В результате анализа полученного расчёта башни Тенсегрити были выявлены следующие отклонения:

По таблице 1 видно, что максимальные перемещения вдоль осей *X*, *Y* и *Z*, а также максимальное векторное перемещение достаточно большие, а напряжения стержней и канатов достаточно маленькие. Связано это с тем, что, узлы № 4 и № 19 в модели имеют свободное перемещение, а, следовательно, такие перемещения узлов не допустимы для структуры Тенсегрити, поскольку система изменит свою топологию, а следовательно напряжения в элементах измениться, и конструкция потеряет равновесие. (см. рис. 6).

Связано это с тем что, поиск оптимальной формы для данной модели был выполнен эмпирическим методом, опираясь на теорию расчёта гибких нитей [5], в которой основным показателем решения задачи оптимизации является изменения длины гибкой нити (струны), а не определения положения координатных точек расположения стержней по отношению к друг другу. Расчёт башни Тенсегрити производится на основании нелинейного динамического метода конечных элементов [6]. Суть данного метода заключается в создании нелинейного уравнения конечных

элементов для структур Тенсегрити. Эта процедура заключается в создании базового нелинейного уравнения конечных элементов для всей конструкции с использованием матричного метода жесткости, а затем с использованием различных численных методов, таких как подход Ньютона-Рафсона, для решения уравнения. В процедуре определения начального равновесия, координату можно в первую очередь предположить с идеальным распределением предварительно напряженных сил что означает, что она может иметь любую форму. Тем не менее, при этом условии узел структурной сетки не будет сбалансирован, возникнет сила дисбаланса, что приведет к смещению узла. Таким образом, координату и силу предварительного напряжения необходимо корректировать шаг за шагом, пока вся конструкция не будет сбалансирована.

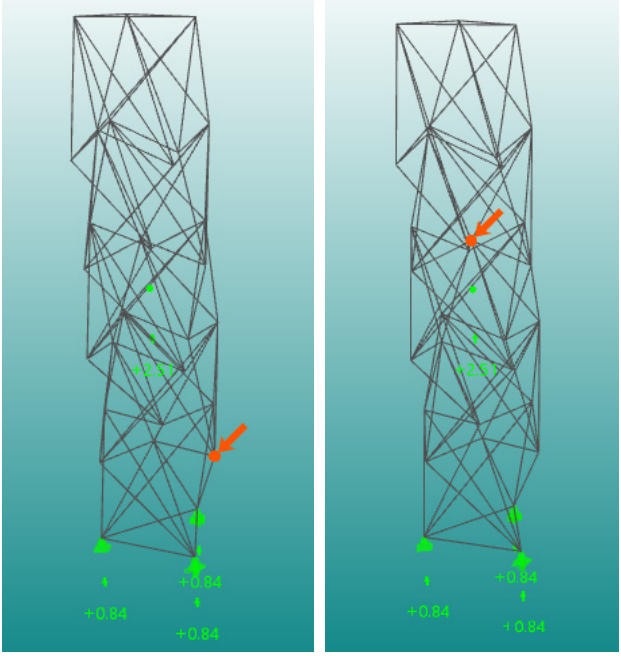


Рис. 6. Узлы № 4 и № 19

В основе нелинейного метода конечных элементов необходимо решить уравнение для определения начального равновесия [7]. При решении задачи оптимизации структуры данным методом – общая нагрузка разбивается на небольшие приращения, а процедура расчета делится на соответствующие этапы, и для каждого приращения создается новая матрица жёсткости [*K*]. Нелинейность рассматривается, как линейность на участках и константа [*K*], которая используется во всех приращениях. Данный метод оптимизации и поиска оптимальной топологии структурного блока Тенсегрити является достаточно долгим, не совсем точным при расчёте напряжённо-связанных систем со сложной геометрией и больше подходит для расчёта более простых геометрических форм. Для того чтобы добиться необходимых результатов и избежать свободного перемещения узлов, необходимо использовать более точные метода определения координат, в которых будут расположены стержни, произвести оптимальный «поиск формы», тем самым решив задачу оптимизации. В структурах Тенсегрити точность определения координат расположения элементов имеет важное значение, поскольку напрямую влияет на топологию стержневого блока. Структурная оптимизация затрагивает такой аспект, как оптимизация топологии [8] конструкции, которая связана с пространственной конфигурацией и геометрией системы.

Топология играет важную роль при проектировании и работе, как стержневого блока Тенсегрити, так и системы, нескольких стержневых блоков, связанных между собой. На рис. 7 изображен стержневой блок Тенсегрити, который имеет три сжимающих элемента (стержня) и девять натяжных элементов (канатов), а также показан эквивалентный структурный блок, также имеющий три стержня и девять канатов. Количество элементов одинаковая, но топология разная.

Для того чтобы решить задачу «поиска формы» – задачу оптимизации, воспользуемся параметрическим моделированием стержневого блока Тенсегрити. Согласно [9], параметрическое моделирование – это процесс моделирования с возможностью изменения геометрии модели путём модификации параметров.

Реализация данного метода проектирования заключается в написании программного кода, такого как скрипт, в котором учитывается вся форма модели. Предыдущий метод поиска форм, который основан на теории расчёта гибких нитей (струн) и нелинейном методе конечных элементов не точны, поскольку в значительной мере не способны справиться с достаточно сложной геометрией конструкции системы Тенсегрити. Поэтому в данной работе используется цифровой инструмент *Rhinoceros* 3*D* в связке с *Grasshopper*. Далее на рисунках 8 и 9 дана развертка открытого исходного кода.

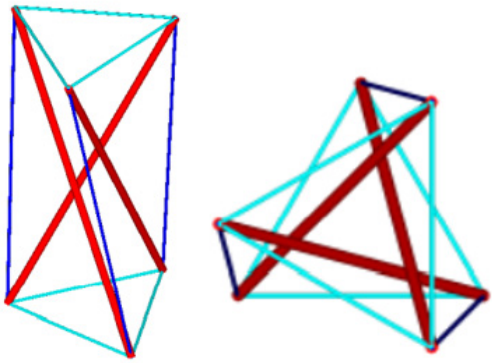


Рис. 7. Топология структуры блока Тенсегрити

Процесс параметрического моделирования и оптимизации структуры Тенсегрити включает в себя метод динамической релаксации. Равновесие достигается путем объединения всех сил, действующих на каждую точку, и многократного перемещения всех точек небольшими шагами до тех пор, пока силы не уравновесятся и движение не остановится. Это происходит динамически, с использованием импульса, поэтому движение будет колебаться вокруг равновесия, а демпфирование используется для удаления остаточной силы, действующей на узел сопряжения элементов структурной системы.

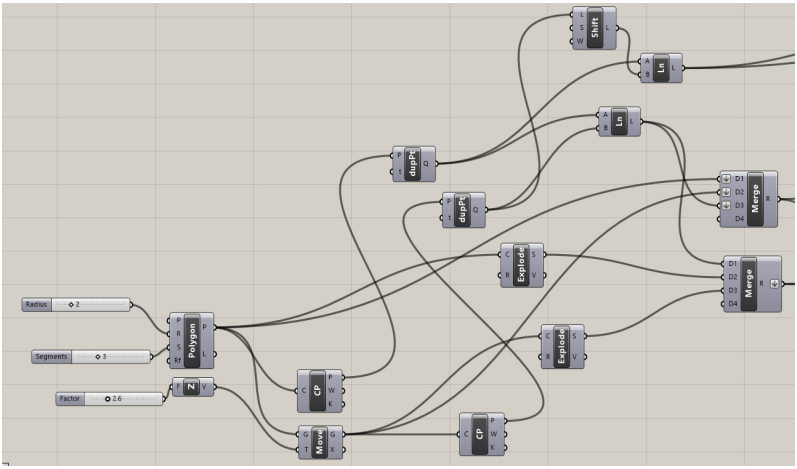


Рис. 8. Схема разработки кода входных данных и построения начальной геометрии

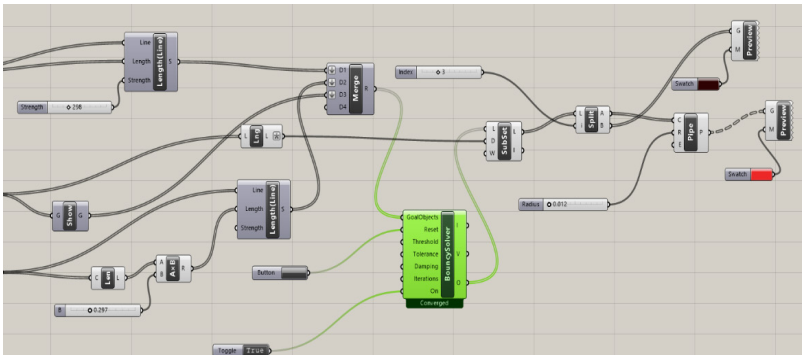


Рис. 9. Схема разработки кода данных для поиска оптимальной топологии структур Тенсегрити

Общая блок схема разработки и работы кода представлена на рис. 10.

Модель стержневого блока Тенсегрити после оптимизации методом параметрического моделирования показана на рис. 11.

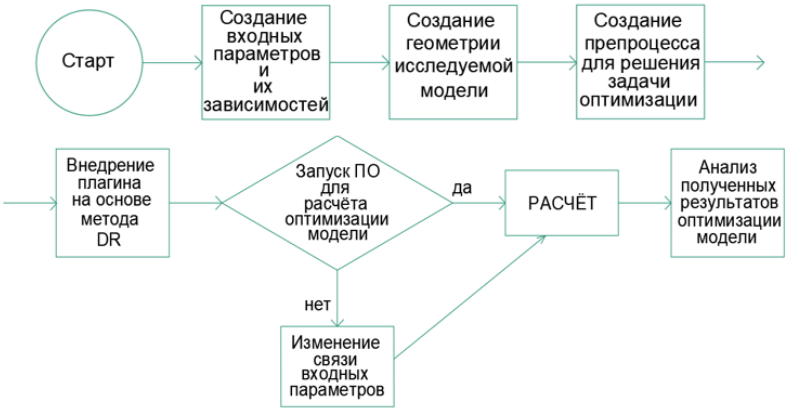


Рис. 10. Блок-схема разработки и работы кода

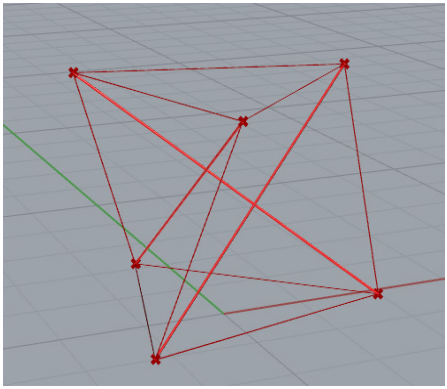


Рис. 11. Модель стержневого блока Тенсегрити,
полученная после оптимизации

Результаты и обсуждение

В результате решения задачи оптимизации получаем следующие координаты стержней структурного блока Тенсегрити, указанные в табл. 2.

Таблица 2

Координаты стержней

Координата низа стержня	Стержень	*X*	*Y*	*Z*
	1	-0,485	1,300	0
	2	1,300	–0,485	0
	3	–1,300	–1,300	0
Координата верха стержня	Стержень	*X*	*Y*	*Z*
	1	–0,485	–1,300	2,480
	2	–1,300	1,300	2,480
	3	1,300	0,485	2,480

После получения необходимых координат расположения стержней структурного блока Тенсегрити, произведем расчёт напряжённо-деформированного состояния башни Тенсегрити. Результаты расчёта представлены в табл. 3.

Таблица 3

Максимальные перемещения

Деформации стержня	Максимальные перемещения вдоль:			Максимальное векторное перемещение:
	X	*Y*	*Z*	
	5,6 мм	5,4 мм	2,2 мм	5,8 мм
Напряжения стержня (сжатия)	σ_x	–67,947 Н/мм^2		
Напряжения каната (растяжение)	σ_x	330,2 Н/мм^2		

В результате расчёта после оптимизации топологии структур Тенсегрити все узлы системы находятся в равновесии и не перемещаются свободно.

Выводы

Сравнивая результаты расчёта НДС элементов систем Тенсегрити [10], приведённые в табл. 1 и 2, было выявлено, что напряжения сжатия и растяжения изменяются прямо пропорционально друг другу и зависят от изменения топологии напряжённо-связанных структур. Связано это с тем, что стержневой блок при оптимальной топологии находится в равновесии, а, следовательно, элементы сжатия (стержни) и элементы растяжения (канаты) уравновешивают друг друга.

В результате исследования в первом варианте до оптимизации топологии, из-за свободного перемещения узла № 4 и узла № 19 напряжения в канатах и стержнях уменьшилось, соответственно изменилась форма стержневого блока, который в свою очередь влияет на другой, связанный с ним блок. В следствии чего, возникает потеря устойчивости всей системы, при потере устойчивости в узле сопряжения каната и стержня. Оптимальная форма (топология) играет огромную роль в работе напряжённо-связанных систем и напрямую зависит на НДС её элементов.

Литература

1. Еремеев П. Г. Вантовая комбинированная конструктивная система Тенсегрити / Промышленное и гражданское строительство. Строительные конструкции, здания и сооружения, стр. 21–27 – Москва, 2021 URL: https://elibrary.ru/item.asp?id=44620716 (дата обращения 15.02.2024).

2. ГОСТ 8732-78 Трубы стальные бесшовные горячедеформированные. Сортамент. URL: https://docs.cntd.ru/document/1200001512/

3. ГОСТ 3064-80 Канаты стальные сортамент. Канат одинарной свивки типа ТК конструкции URL: https://metal100.ru/files/params/GOST_3064716standard.pdf/

4. Теоретические основы расчёта гибких нитей с малыми стрелками. URL: https://elibrary.ru/item.asp?id=35416430 (дата обращения 20.02.2024).

5. Меркин Д. Р. Введение в механику гибкой нити. – М. : Наука. Главная редакция физико-математической литературы, 1980. – 240 с.

6. Метод конечных элементов в нелинейных задачах инженерной механики Клованич С. Ф. 2009 г.

7. Design and Analysis of Tall and Complex Structures. Nonlinear Dynamic Finite Element Method Feng Fu. 2018 URL: https://www.researchgate.net/publication/322436612 (дата обращения 25.02.2024).

8. Topology Optimization Theory, Methods and Applications, 2nd ed. M. P. Bendsoe, O. Sigmund. 2003 yr. URL: https://edisciplinas.usp.br/pluginfile.php/7961076/mod_resource/content/1/Bensoe_Topology_Optimization__Theory__Methods_and_Applications.pdf (дата обращения 03.03.2024).

9. Shepherd P. (2015) On the Benefits of a Parametric Approach to Stadium Design, Proceedings of the International Association for Shell and Spatial Structures (IASS), SymposiumAmsterdam. URL: https://www.ingentaconnect.com/contentone/iass/piass/015/00002015/00000020/art00004 (дата обращения 10.03.2024).

10. Tibert G., Pellegrino S., 2003. Review of form-finding methods for tensegrity structures. Int. J. Space Struct. 18 (4), 209–223. URL: https://www.its.caltech.edu/~sslab/PUBLICATIONS/Review%20of%20form finding%20methods%20for%20tensegrity%20structures_2001.pdf (дата обращения 13.03.2024)

УДК 692.44/.47

Цао Юпэн,
студент
Леонид Дмитриевич Никандров,
студент
(Санкт-Петербургский государственный
архитектурно-строительный университет)
E-mail: 1053539452@qq.com,
lenya.nickandrov@yandex.ru

Cao Yupeng,
student
Leonid Dmitrievich Nikandrov,
student
(Saint Petersburg State University
of Architecture and Civil Engineering)
E-mail: 1053539452@qq.com,
lenya.nickandrov@yandex.ru

НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ И ДЕФОРМАТИВНОСТЬ СТРУКТУРНЫХ ПЛИТ НА ОСНОВЕ ДПК И LVL

BEARING CAPACITY AND DEFORMABILITY OF STRUCTURAL PLATES BASED ON DPK AND LVL

Шпренгельные системы это стержневые системы, наличие которых предназначено для уменьшения изгибающих моментов, обусловленных внеузловым расположением внешней нагрузки, а также для увеличения жёсткости всей системы. В рамках работы была проанализирована имеющаяся литература по данной тематике, произведен расчет и анализ полученных результатов. В статье исследовано напряженно-деформированное состояние панелей CLT в структурных плитах. На основании выполненных расчетов и проведенного анализа полученных результатов сделаны выводы.

Ключевые слова: пространственные конструкции, CLT, шпренгель, структурные конструкции, напряжения.

Trunnion systems are rod systems, the presence of which is intended to reduce bending moments caused by the off-node location of the external load, as well as to increase the rigidity of the entire system. As part of the work, the available literature on this topic was analyzed, and the results obtained were calculated and analyzed. The article investigated the stress-strain state of CLT panels into CLT structural slabs. Based on the calculations performed and the analysis of the results obtained, conclusions were drawn.

Keywords: spatial structures, CLT, truss, structural structures, stresses.

Введение

CLT панель это инновационный продукт из цельной древесины, который был впервые применен в середине 1990-х годов

в Австрии и Германии. Первые исследования были проведены в Австрии совместными усилиями научных институтов и отраслевых производств, в результате которых была разработана современная технология *CLT*, которая стала завоевывать популярность и применяться в жилых и нежилых зданиях в Европе, Канаде и Соединенных Штатах [1, 2].

Шпренгельные системы это стержневые системы, содержащие в себе кроме основных элементов дополнительные, наличие которых предназначено для уменьшения изгибающих моментов, обусловленных внеузловым расположением внешней нагрузки, а также для увеличения жёсткости всей системы [3–8].

Отечественный и зарубежный опыт в области разработки новых эффективных типов покрытий зданий и сооружений имеет четко выраженную тенденцию на создание облегченных конструкций, совмещающих несущие и ограждающие функции, в том числе комплектов таких конструкций на здание или сооружение. Применение совмещенных конструкций покрытия позволяет существенно снизить трудоемкость монтажа и уменьшить расход основных строительных материалов [9–12].

Цель работы – исследование шпренгельной конструкции, где на верхнем уровне – панель ДПК, на нижнем – стержни *LVL*. Сравнить различия в состояниях напряжения и деформации при различных состояниях нагружения. В ходе разработки оптимальной конструкции, отвечающей представленным требованиям, были проверены различные расчётные схемы и конструкции узловых соединений в программном комплексе *SAP*2000.

За основу для расчета принята трех слойная *CLT*-панель перекрытия размерами 6,3×2,1 м (рис. 1). Материал – древесина хвойных пород 2-го и 3-го сортов. Основные технические характеристики *CLT*-панели представлены в табл. 1. Основные технические характеристики *LVL* представлены в табл. 2.

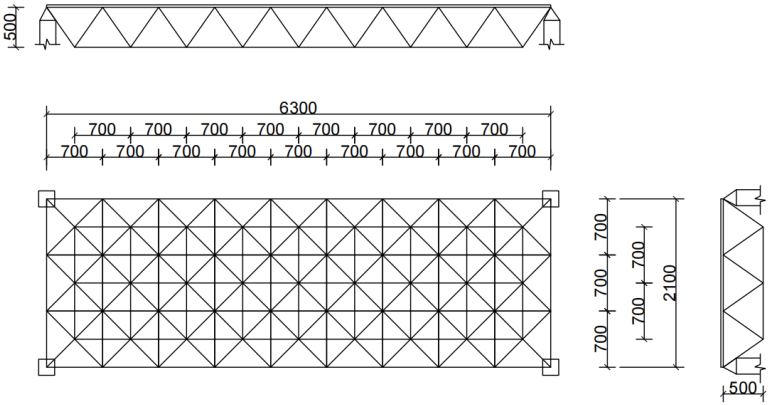


Рис. 1. Схематическое изображение конструкции

Таблица 1

Технические характеристики CLT-панели

CLT-панель	Значение
Количество слоев, шт	3
Длина, м	6,3
Ширина, м	2,1
Толщина, мм	60
Модуль упругости вдоль волокон E0, Мпа	10 000
Модуль упругости поперёк волокон E90, Мпа	400
Объемный вес, кг/м3	600

Таблица 2

Технические характеристики LVL

LVL	Значение
Длина стойки, м	0,65
Длина, мм	75

Окончание табл. 2

LVL	Значение
Ширина, мм	75
Модуль упругости, Мпа	11 000
Объемный вес, кг/м^3	600

В *SAP*2000 разработана структура сетки: высота – 500 мм, размер сетки – 700×700 мм (рис. 2).

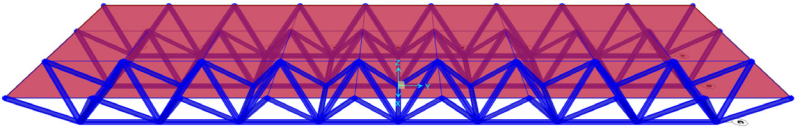


Рис. 2. Расчетная модель

Для изучения деформативности и напряжений при различных напряженных состояниях в данной статье разработаны 5 схем нагружений.

Вариант 1: равномерно распределенная нагрузка по всей плите.

Вариант 2: равномерно распределенная нагрузка на левой половине плиты.

Вариант 3: равномерно распределенная нагрузка на верхней половине плиты.

Вариант 4: равномерно распределенная нагрузка в двух четвертях плиты.

Вариант 5: вертикальная сосредоточенная нагрузка и изгибающий момент в средней точке плиты.

Нагрузка увеличивается, начиная с 5 кН/м^2, и увеличивается на 5 кН/м^2 каждую ступень до 30 кН/м^2.

В результате расчета получены диаграммы деформирования конструкции при пяти различных состояниях нагружения при равномерной нагрузке 5 кН/м^2 (рис. 3).

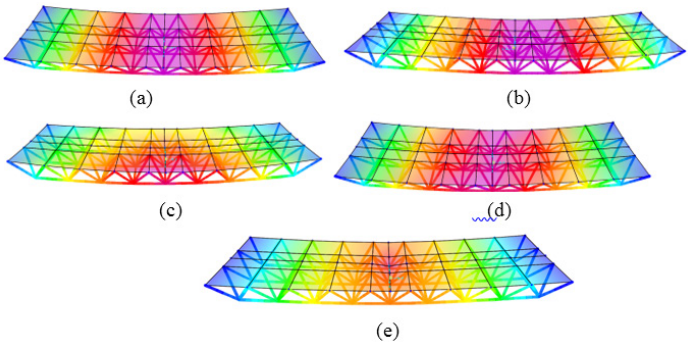


Рис. 3. Схемы: *a* – деформации при варианте нагружения 1; *b* – деформации при варианте нагружения 2; *c* – деформации при варианте нагружения 3; *d* – деформации при варианте нагружения 4; *e* – деформации при варианте нагружения 5

Диаграммы напряжений конструкции при пяти различных вариантах нагружения при равномерной нагрузке 5 кН/м^2 (рис. 4).

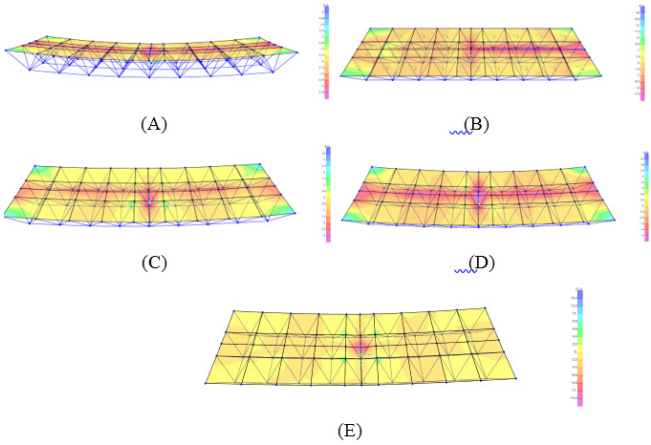


Рис. 4. Схемы: *A* – напряжения при варианте нагружения 1; *B* – напряжения при варианте нагружения 2; *C* – напряжения при варианте нагружения 3; *D* – напряжения при варианте нагружения 4; *E* – напряжения при варианте нагружения 5

Поскольку сила *LVL* выше, чем у *CLT*-панель, здесь учитывается только *CLT*-панель.

Согласно диаграммам деформации и диаграммам напряжений пяти вышеуказанных различных нагружений:

1. Случай 1: Когда вся пластина напряжена, зона максимальной деформации пластины сосредоточена в середине конструкции, максимальное напряжение - в средней точке пластины.

2. В варианте 2 под действием силы на правую половину пластины, по сравнению с первой, область максимальной деформации пластины сместилась вправо и уже не находится в среднем положении; максимальное напряжение расположено в первой справа налево. Левая середина ячейки сетки.

3. В варианте 3 при действии силы на нижнюю половину пластины максимальная область деформации пластины сосредоточена у нижнего края пластины, максимальное смещение расположено на 350 мм вниз от середины пластины. плита.

4. В варианте 4 под действием сил на нижней левой и верхней правой сторонах пластины максимальная область деформации нижней половины пластины находится слева, а максимальная деформация верхней половины пластины. пластина расположена вправо, максимальное напряжение приходится на середину пластины.

5. В варианте 5 при действии силы в средней точке пластины зона максимальной деформации возникает в средней точке пластины, максимальное напряжение в средней точке пластины.

Максимальные значения деформаций при вариантах нагружения приведены в табл. 3.

Таблица 3

Максимальные значения деформаций

Нагрузка/вариант	Вар. 1	Вар. 2	Вар. 3	Вар. 4	Вар. 5
5 кН/м^2	3,5	1,82	2,38	1,82	0,7
10 кН/м^2	7	3,5	4,9	3,5	1,26
15 кН/м^2	10,5	5,6	7	5,6	1,82
20 кН/м^2	14	7	9,1	7	2,38

Окончание табл. 3

Нагрузка/вариант	Вар. 1	Вар. 2	Вар. 3	Вар. 4	Вар. 5
25 кН/м^2	16,8	8,4	11,2	8,4	3,08
30 кН/м^2	19,6	10,5	14	10,5	3,5

Максимальные значения напряжений при различных вариантах нагружения приведены в табл. 4.

Таблица 4

Максимальные значения напряжений

Нагрузка/вариант	Вар. 1	Вар. 2	Вар. 3	Вар. 4	Вар. 5
5 кН/м^2	4659	3468	3162	2548	15047
10 кН/м^2	9180	6674	6244	4700	29948
15 кН/м^2	13648	10022	9144	6751	44848
20 кН/м^2	18646	13480	12064	9174	59749
25 кН/м^2	22753	16563	15099	12119	70404
30 кН/м^2	27303	19706	18401	13355	89551

1. Условие 1 вызывает наибольшую деформацию. Потому что условие 1 имеет самую большую зону напряжения.

2. При двух состояниях напряжения 2 и 4 их максимальные значения деформации одинаковы, но максимальное напряжение в состоянии 2 больше, чем максимальное напряжение в состоянии 4.

3. Состояние 5 имеет большее напряжение, но меньшую деформацию, чем другие состояния, из-за приложенного изгибающего момента. Поэтому нам следует постараться избежать возникновения состояния 5.

Точная величина деформации зависит от многих факторов, включая свойства материала, геометрию и распределение напряжений листа. Вообще говоря, когда вся пластина подвергается равномерной нагрузке, общая деформация пластины будет относительно однородной, но, когда только часть пластины подвергается равномерной нагрузке, произойдет локальная и общая асимметричная деформация. Поэтому наиболее подходящим силовым методом является первый вариант.

Литература

1. Пардаев А. С. Расчетные схемы механической анизотропии древесины и их применение в CAE-системах / А. С. Пардаев // Труды БГТУ. № 2. Лесная и деревообрабатывающая промышленность. – 2011. – № 2. – С. 161–163.

2. Ашкенази Е. К. Анизотропия древесины и древесных материалов / Е. К. Ашкенази. – М.: Лесная промышленность, 1978. – 224 с.

3. Ашкенази Е. К. Прочность анизотропных древесных и синтетических материалов / Е. К. Ашкенази. – М.: Лесная промышленность, 1966. – 168 с.

4. Инжутов И. С. Блок-фермы на основе древесины для покрытий зданий : специальность 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения» : автореферат диссертации на соискание ученой степени доктора технических наук / Инжутов Иван Семенович. – Новосибирск, 1995. – 53 с.

5. Егоров В. В. Развитие конструктивных форм и методов расчета комбинированных систем шпренгельного типа : специальность 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения» : автореферат диссертации на соискание ученой степени доктора технических наук / Егоров Владимир Викторович. – Санкт-Петербург, 2004. – 49 с.

6. Москалёв М. Б. Совершенствование плитно-структурных металлодеревянных конструкций: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. СПб., 2011. 147 с.

7. Шабикова Е. Г. Методика расчета конструкций многоэтажных зданий из CLT / Е. Г. Шабикова // Серия «Строительство» : Сборник статей магистрантов и аспирантов. В 2-х томах. Том 2. Выпуск 3. – Санкт-Петербург : Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет, 2020. – С. 199–207.

8. Москалёв М. Б. Современные плитно-структурные металлодеревянные конструкции / М. Б. Москалёв // Современные металлические и деревянные конструкции (нормирование, проектирование и строительство): материалы международного симпозиума. – Брест, 2009.

9. Москалёв М. Б. Современные плитно-структурные металлодеревянные конструкции / М. Б. Москалёв // Актуальные проблемы современного строительства: доклады 63-й Международной научно-технической конференции молодых учёных. – Ч. 2. – Санкт-Петербург: СПбГАСУ, 2010. – С. 51–53.

10. Москалёв М. Б. Металлодеревянные плитно-структурные конструкции с учётом предварительного напряжения / М. Б. Москалёв // Вестник гражданских инженеров. – 2010. – № 3. – С. 36–38.

11. Лехницкий С. Г. Теория упругости анизотропного тела / С. Г. Лехницкий. – М.: Наука, 1977. – 415 с.

12. Москалёв М. Б. Структурные конструкции из древесины с регулированием усилий в элементах // Доклады 65-й научной конференции профессоров, преподавателей, научных работников, инженеров и аспирантов университета-Санкт-Петербург: СПбГАСУ, 2008-Т. 1.

УДК 694.01

Цзян Бо,
студент
(Санкт-Петербургский государственный
архитектурно-строительный университет)
E-mail:1328341114@qq.com

Jiang Bo,
student
(Saint Petersburg State University
of Architecture and Civil Engineering)
E-mail: 1328341114@qq.com

ИССЛЕДОВАНИЕ МЕХАНИЧЕСКИХ СВОЙСТВ БАМБУКА ПРИ ДЛИТЕЛЬНОМ НАГРУЖЕНИИ

STUDY OF MECHANICAL PROPERTIES OF BAMBOO UNDER LONG-TERM LOADING

Бамбук является одним из наиболее экологически чистых материалов с преимуществами быстрого роста и высокой прочности, он уже давно используется в Азиатском регионе. Со времени исследований бамбука становится все больше, и его преимущества в низкоуглеродной экологической защите привлекают внимание многих стран. В последние годы различные страны начали изучать механические свойства бамбука, однако изучение долговременной прочности бамбука все еще находится на начальном этапе. В этой статье, сочетая соответствующие нормы России и Китая, проводится исследование бамбука на прочность при изгибе, сжатии и растяжении под длительной нагрузкой. В лаборатории проводятся испытания образцов бамбукового материала, чтобы исследовать взаимосвязь между прочностью бамбука и временем.

Ключевые слова: бамбук, долговременная прочность, механические свойства, предел прочности, механические испытания.

Bamboo is one of the most environmentally friendly materials with the advantages of fast growth and high strength, it has long been used in the Asian region. With the development of time, the research of bamboo is becoming more and more, and its advantages in low-carbon environmental protection have attracted the attention of many countries. In recent years, various countries have started to study the mechanical properties of bamboo, but the research on the long-term durability of bamboo is still in the initial stage. In this paper, combining the relevant norms of Russia and China, the study of bamboo for bending, compression and tensile strength under long-term load is carried out. Bamboo material samples are tested in the laboratory to investigate the relationship between bamboo strength and time.

Keywords: bamboo, long-term strength, mechanical properties, tensile strength, mechanical testing.

Исследования свойств материалов показывают, что бамбук обладает отличными механическими характеристиками, высокой прочностью на растяжение и сжатие, его удельная прочность и удельный модуль упругости близки или даже превосходят сталь. В последние годы бамбуковые волокна из круглых бамбуков были оптимизированы путем обработки или реконструкции, в результате чего был получен новый тип бамбукового материала, а именно клееный бамбук, что дополнительно улучшило композитные характеристики склеенного бамбукового материала [1].

На сегодняшний день большинство исследований бамбука сосредоточено на кратковременных свойствах материала и бамбуковых конструкциях, исследования долговременной прочности бамбука ещё находятся на начальном этапе [2–4].

После получения кратковременных значений прочности бамбука на растяжение, изгиб и сжатие необходимо провести испытания на длительную нагрузку. Необходимо определить изменение прочности бамбука с течением времени и изменение несущей способности конструкции при статических нагрузках. Для определения длительной прочности используют метод длительных испытаний образцов по определению зависимости времени до разрушения от величины действующей постоянной нагрузки. Поскольку нормативного документа на испытание бамбука на длительную прочность не существует, в данном испытании используется стандарт на испытание древесины на длительную прочность.

Цель: исследовать механические свойства круглого бамбука под длительной нагрузкой, включая сопротивление изгибу, растяжению и сжатию, а также связь между временем разрушения и величиной постоянно действующей нагрузки.

Задача: провести тесты на длительную прочность бамбука в соответствии со стандартом *JGT*199-2007 «Методы испытаний физико-механических свойств бамбука для строительства» и ГОСТ *R*70877-2023 «Длительные испытания на прочность деревянных конструкций. Методы определения длительной прочности древесины и деревянных материалов» [5–6].

Образцы экспериментов. В ходе эксперимента использовался бамбук из Абхазии возрастом от трёх до четырёх лет. Его диаметр варьируется в пределах 110-120 мм. Исходный материал был отобран таким образом, чтобы отсутствовали трещины и повреждения, а поверхность была в основном неповреждённой. Приготовленные образцы соответствовали требованиям «Методики испытаний физико-механических свойств бамбуковых строительных материалов» (*JGT* 199-2007). Производство образцов осуществлялось в Санкт-Петербургском государственном архитектурно-строительном университете.

Закупленный бамбук отмечался и маркировался прямо на бамбуковой трубе. Как демонстрируется на рис. 1, образцы для испытания на растяжение были изготовлены из частей *I* и *VIII*, для испытания на изгиб из частей *II* и *VII*, для испытания на сжатие из частей *III* и *VI*. Части *IV* и *V* оставались в качестве резерва.

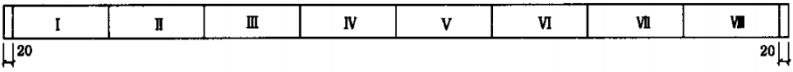


Рис. 1. Нумерация образцов бамбуковой трубки

Схема образцов для испытаний на изгиб приведена на рис. 2. Перед испытанием обязательна операция кондиционирования образцов, рис. 3.

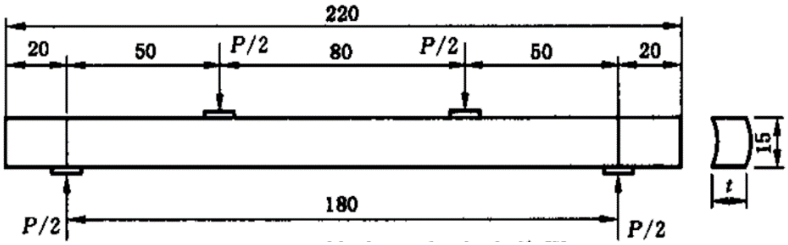


Рис. 2. Схема для испытания на прочность при изгибе бамбука

Рис. 3. Кондиционирование образцов
для испытания на изгиб

Образцы для испытания на сжатия приведены на рис. 4.

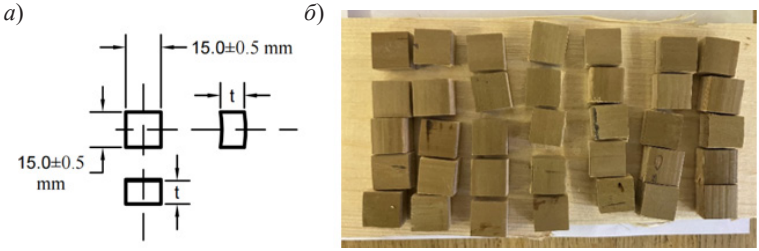


Рис. 4. Образцы бамбука для сжатия: *а* – размеры образцов,
б – кондиционирование образцов

Образцы для испытания на растяжение приведены на рис. 5.

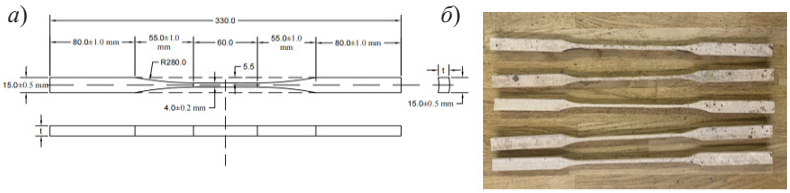


Рис. 5. Образцы бамбука на растяжение: *а* – размеры образцов,
б – кондиционирование образцов

Методика эксперимента.

После изготовления образцы для испытаний должны кондиционироваться – храниться две недели в условиях постоянной температуры и влажности.

Для испытаний используются универсальные электромеханические машины *Instron*5966, *Instron*5969, находящиеся в лаборатории сектора механических испытаний строительных конструкций Санкт-Петербургского государственного архитектурно-строительного университета. В каждом испытании используются различные скорости, которые составляют 6 мм/мин, 0,6 мм/мин, 0,06 мм/мин соответственно. Процесс каждого испытания представлен на рис. 6.

а – испытание на изгиб

б – испытание на сжатие

в – испытание на растяжение

г – испытание на растяжение

Рис. 6. Процедура испытания

Сбор данных испытаний.

После завершения испытаний был проведен расчет и суммирование данных по каждому испытанию, результаты представлены в табл. 1–3 следующим образом.

Таблица 1

Данные испытаний на изгиб

Серийный номер	Толщина [мм]	Ширина [мм]	Скорость [мм/мин]	Максимум Нагрузка [Н]	Прочность на изгиб [МПа]	Коэффицент вариации
1	14,55	10,45	6	2622,69	177,83	4,72%
2	14,72	10,97	6	2544,97	160,60	
3	14,56	10,63	6	2735,23	182,07	
4	14,52	11,35	6	2743,76	171,99	
5	14,79	11,14	6	2866,26	176,44	
Среднее				2702,58	173,78	
6	14,56	11,15	0,6	2417,89	153,44	3,84%
7	14,58	10,85	0,6	2331,97	151,66	
8	14,55	10,06	0,6	2333,10	164,32	
9	14,68	12,96	0,6	2477,00	133,03	
10	14,76	10,96	0,6	2546,47	159,97	
Среднее				2421,29	152,48	
11	14,61	10,83	0,06	2394,41	155,37	3,02%
12	14,65	9,90	0,06	2354,68	166,23	
13	14,73	10,26	0,06	2319,76	156,31	
14	14,55	9,82	0,06	2139,64	154,38	
15	14,58	10,43	0,06	2328,16	157,51	
Среднее				2307.33	157.96	
Общее среднее значение				2477,07	161,41	3,86%

Таблица 2

Данные испытаний на сжатие

Серийный номер	Толщина [mm]	Ширина [mm]	Скорость [mm/мин]	Максимум Нагрузка [N]	прочность на сжатие [MPa]	Коэффицент вариации
1	8,84	15,08	6	12911,42	96,85	3,39%
2	9,19	14,98	6	13566,19	98,54	
3	9,64	14,71	6	13518,90	95,33	
4	8,04	15,07	6	12532,47	103,43	
5	9,04	15,03	6	12988,29	95,59	
Среднее				13103,45	97,95	
6	8,56	15,17	0,6	12143,43	93,52	5,19%
7	9,30	14,54	0,6	11832,67	87,51	
8	10,60	14,96	0,6	13058,21	82,35	
9	9,23	14,75	0,6	12645,08	92,88	
10	9,36	15,09	0,6	12319,93	87,23	
Среднее				12399,86	88,70	
11	8,89	14,63	0,06	11188,93	86,03	2,35%
12	8,84	15,01	0,06	10872,71	81,94	
13	8,89	15,12	0,06	11115,76	82,70	
14	9,34	14,77	0,06	11144,72	80,79	
15	10,72	14,65	0,06	13042,22	83,05	
Среднее				11472,87	82,90	
Общее среднее значение				12325,40	89,85	3,64%

Таблица 3

Данные испытаний на растяжение

Серийный номер	Толщина [mm]	Ширина [mm]	Скорость [mm/min]	Максимум Нагрузка [N]	Прочность на растяжение [MPa]	Коэффицент вариации
1	3,80	7,70	6	6432,05	247,17	5,06%
2	3,62	7,48	6	6081,52	224,60	
3	3,60	7,82	6	6058,70	215,21	
4	3,72	8,24	6	5927,89	219,49	
5	3,59	7,49	6	5702,74	212,08	
Среднее				6040,58	223,71	
6	3,67	8,45	0,6	6225,39	200,74	6,02%
7	4,02	8,04	0,6	6318,59	195,50	
8	3,68	8,20	0,6	6794,83	225,17	
9	3,91	8,60	0,6	6800,97	202,25	
10	4,16	7,84	0,6	7094,96	217,54	
Среднее				6646.95	208.24	
11	3,76	8,05	0,06	5801,20	191,66	4,26%
12	3,61	7,71	0,06	5250,40	188,64	
13	3,67	8,17	0,06	5791,88	19,17	
14	3,26	7,15	0,06	4254,81	182,54	
15	3,64	7,84	0,06	4960,75	173,83	
Среднее				5211,81	185,97	
Общее среднее значение				5966,45	205,97	5,11%

Анализ результатов испытаний.

Исходя из приведенных выше табл. 1–3, можно сделать вывод, что предельная прочность бамбукового материала при различных скоростях значительно отличается и достигает максимума при скорости 6 мм/мин. В данном эксперименте прочность на изгиб, сжатие и растяжение при разных скоростях показала хорошие результаты и хорошо отражает связь между прочностью и временем, а также позволяет предсказать прочность бамбука под длительной нагрузкой.

По расчетам, диапазон колебаний прочности бамбука на изгиб составляет от 133,03 до 182,07 МПа, соотношение максимального и минимального значений – 1,37, коэффициент вариации составляет 3,86 %. Диапазон колебаний прочности бамбука на растяжение составляет от 173,83 до 247,17 МПа, соотношение максимального и минимального значений – 1,42, коэффициент вариации составляет 5,11 %, диапазон колебаний прочности при сжатии вдоль волокон оригинального бамбука составляет от 80,79 до 103,43 МПа, соотношение максимального и минимального значений – 1,28, коэффициент вариации составляет 3,64 %.

Согласно ГОСТ Р 70877-2023, математическое выражение показывает связь между временем устойчивости материала от начала нагружения до разрушения при постоянной нагрузке, которое в полулогарифмической системе координат описывается как линейное уравнение. В табл. 4–6 приведены механические свойства круглого бамбука под длительной нагрузкой.

Таблица 4

Прочность на изгиб в зависимости от времени

Скорость, мм/мин	Максимум Нагрузка, Н	прочность на изгиб, МПа	Коэффицент вариации	*t*, с	lg *t*	lg A
6	2702,58	173,78	4,72%	2,3592	0,373	20,86
0.6	2421,29	152,48	3,84%	22,9634	1,361	
0,06	2307,33	157,96	3,02%	203,2633	2,308	

Прочность можно представить в системе координат, как показано на рис. 7, 8, 9.

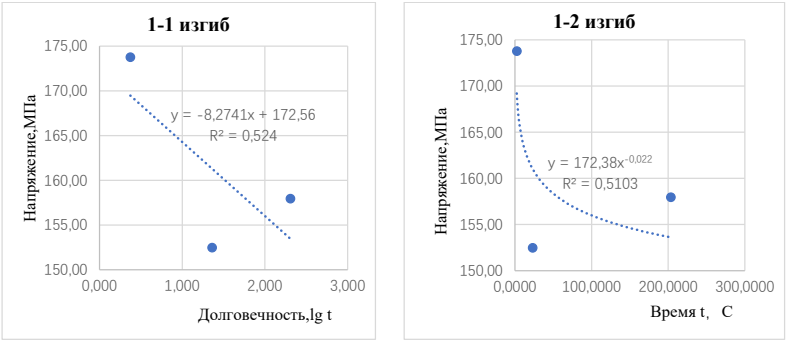


Рис. 7. Прочность на изгиб в зависимости от времени

Таблица 5

Прочность на сжатие в зависимости от времени

Скорость, мм/мин	Максимум Нагрузка, Н	Прочность на сжатие, МПа	Коэффицент вариации	*t*, с	lg *t*	lg A
6	13103,45	97,95	3,39%	0,2779	–0,556	13,28
0,6	12399,86	88,70	5,19%	4,1654	0,620	
0,06	11472,87	82,90	2,35%	38,4864	1,585	

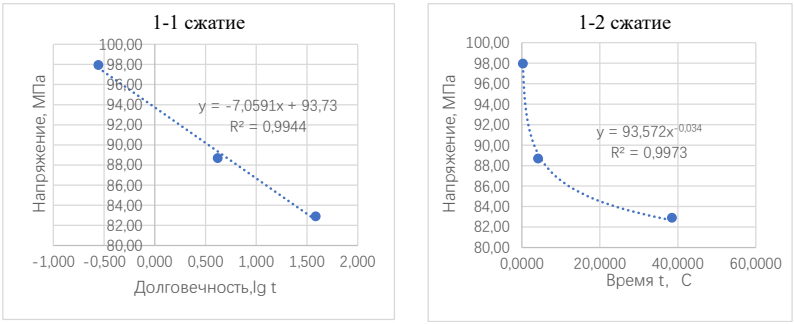


Рис. 8. Прочность на сжатие в зависимости от времени

Таблица 6

Прочность на растяжение в зависимости от времени

Скорость, мм/мин	Максимум Нагрузка, Н	Прочность на растяжение, МПа	Коэффицент вариации	*t*, с	lg *t*	lg A
6	6161,76	212,55	5,06%	1,5746	0,197	15,94
0,6	6646,95	208,24	6,02%	15,3267	1,185	
0,06	5211,81	185,97	4,26%	134,3874	2,128	

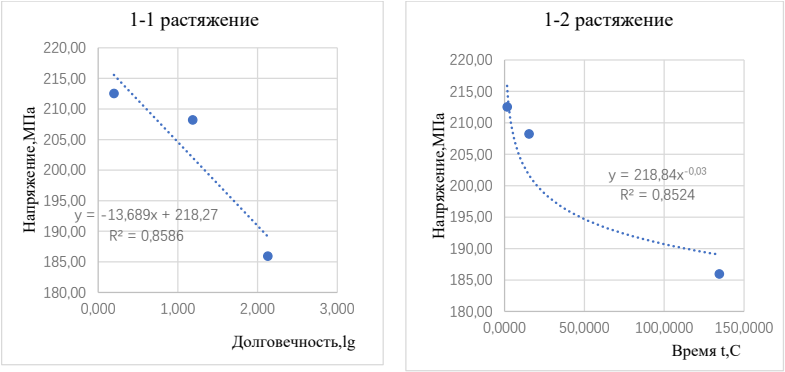


Рис. 9. Прочность на растяжение в зависимости от времени

Кроме того, во время испытания были замечены повреждения материала, которые были зафиксированы на рис. 10.

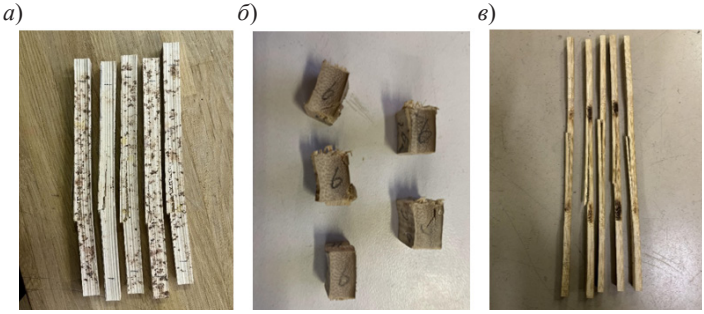


Рис. 10. Формы разрушения:
а – при изгибе; *б* – при сжатии; *в* – при растяжении

Выводы

В данной статье основное внимание уделяется экспериментальным работам по изучению и анализу прочностных характеристик на сжатие, растяжение и изгиб натуральных бамбуковых материалов. Из основных результатов исследований можно выделить следующее:

1. В рамках проведенного эксперимента зафиксированы следующие средние значения прочности на изгиб при трёх разных скоростях нагрузки: 173,784 МПа, 152,484 МПа и 157,959 МПа, на сжатие – 97,948 МПа, 88,698 МПа и 82,902 МПа, а на растяжение – 223,71 МПа, 208,24 МПа и 185,97 МПа. Полученный коэффициент вариации оказался ниже нормативного значения, подтверждая тем самым надежность эксперимента.

2. На основании результатов испытаний на кратковременную прочность делается вывод о высоких механических качествах бамбуковой сырья, соответствующих указанным стандартам. Бамбуковые материалы демонстрируют превосходные свойства по сравнению с традиционной древесиной и соответствуют требованиям строительных конструкций, что позволяет применять их в гражданском инженерном строительстве. Результаты, касающиеся долговечности, можно использовать для расчёта срока службы бамбука в конструкциях.

3. В процессе испытаний на изгиб (рис. 10) образцы первоначально ломаются в опорных точках, после чего трещина распространяется к центру, приводя к пластическому разрушению. В случае сжатия сначала происходит внутреннее повреждение волокон, затем трещины доходят до наружных слоёв. При растяжении разрушение начинается с двух сторон и расходится к центру образца.

Литература

1. Yang G. Бамбук – от необработанного бамбука до структуры из клееного ламинированного бамбука.10.12677/HJCE.2020.97067.– URL: https://www.researchgate.net/publication/342836836_Bamboo-From_Raw_Bamboo_to_Glued_Laminated_Bamboo_Structure (дата обращения: 16.03.2024).

2. Мамедов Ш. М. О., Ма Бо., Хэ В., Магомедов Р. А. Анализ напряженно-деформированного состояния балочной конструкции бамбукового

моста и разработка рекомендаций по его усилению // Инновации в деревянном строительстве. Материалы 11-й Международной научно-практической конференции. 2021. С. 148–155.

3. Яо В. Экспериментальные исследования элементов узлового соединения стержневой конструкции из бамбука/ Вэй Яо, А. Б. Шмидт // Вестник гражданских инженеров. 2014. № 6 (47). С. 77–83.

4. Яо В. Исследование узлов сопряжения элементов из бамбука в строительных стержневых конструкциях / Вэй Яо // Вестник гражданских инженеров. – 2014. – № 31 (50). – С. 70 –75.

5. JGT199-2007.Методы испытаний физико-механических свойств бамбуковых материалов для строительства – URL: https://www.kpt-bj.net/5132672.html (дата обращения: 16.03.2024).

6. ГОСТ Р 70877-2023.Конструкции деревянные. Методы определения длительной прочности древесины и древесных материалов – URL: https://internet-law.ru/gosts/gost/81032/?ysclid=lubji3f1i996485551 (дата обращения: 16.03.2024).

УДК 624.078.4

Чжань Сиян,
студент
(Санкт-Петербургский государственный
архитектурно-строительный университет)
E-mail: 2787281058@qq.com

Zhan Xiyang,
student
(Saint Petersburg State University
of Architecture and Civil Engineering)
E-mail: 2787281058@qq.com

ОБЗОР НАГЕЛЬНЫХ СОЕДИНЕНИЙ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ

OVERVIEW OF DOWEL JOINTS IN CONSTRUCTION

В статье рассматривается применение нагельных соединений в строительстве. В работе анализируются преимущества и недостатки нагельных соединений, а также требования к их проектированию и эксплуатации, установленные в отечественных сводах правил. В результате исследования сделан вывод о том, что нагельные соединения являются эффективным и надёжным способом скрепления деревянных элементов, широко применяемым в строительстве.

Ключевые слова: деревянные конструкции, нагельные соединения, болт, шпилька, гвоздь, гвоздевое соединение.

The article deals with the use of dowel joints in construction. The paper analyzes the advantages and disadvantages of dowel joints, as well as the requirements for their design and operation, established in domestic codes of practice. The study concludes that dowel joints are an effective and reliable method of fastening wooden elements, widely used in construction.

Keywords: wooden structures, dowel joints, bolt, stud, nail, nail connection.

Нагельным соединением называется соединение, с использованием стержня, как правило, круглого поперечного сечения, выполненного из стали, древесины или композитного материала, с головкой или без головки, устанавливаемого плотно в предварительно высверленные отверстия, служащие для передачи нагрузки перпендикулярно оси нагеля [1]. К нагелям относятся в первую очередь болты с резьбой, цилиндрические стальные стержни, как правило, без гайки и резьбы, шурупы, глухари, гвозди.

Несущая способность и деформативность деревянных конструкций в большой мере зависит от способа соединения их

отдельных элементов. Нагельные соединения играют большую роль в строительстве зданий и сооружений в обеспечении прочности, надёжности и долговечности различных конструкций. И также под влиянием действующих на соединение сил нагельные соединения в качестве соединения на механических связях кроме изгиба, работает еще на срез, а между телом нагеля и древесиной сплачиваемых элементов появляются напряжения смятия. В нагельных соединениях передача общего усилия происходит рассредоточенно, распределяясь между большим числом мелких податливых нагелей, что делает эти соединения малочувствительными к местным дефектам древесины и повышает их надёжность [2].

В основных литературных источниках показано, что расчет нагельных соединений составляет расчёт минимального количества нагелей по минимальному требованию обеспечению безопасности к устойчивости, прочности и деформативности.

Число нагелей $n_н$ в соединении следует определять по формуле [3]:

$$n_н = \frac{N}{T \cdot n_ш}, \quad (1)$$

где N – расчётное усилие; T – наименьшая расчётная несущая способность, найденная по формулам таблицы 18[3]; $n_ш$ – число расчётных швов одного нагеля.

Металлические крепежные изделия в строительстве

В области строительных наук в мире существуют действительно много разнообразных форм и размеров метизов, которые выполняют разные типы работ и условно объединяются в группу крепежных изделий. В строительстве, как известно, принимаются саморезы, гвозди, анкерные болты, болты, винты, шурупы, гайки, шайбы, шпильки. Каждый из них имеет свое специфическое применения и может быть выбран в зависимости от требований конкретного проекта.

Ниже представляется таблица для обобщения их наименования и определения.

Сведения об использованных нагельных соединениях в строительстве

Наименование	Изображение	Определение
Саморез		Винт, ввинчиваемый непосредственно в деревянное изделие без предварительного сверления.
Гвоздь		Крепежная деталь, представляющая собой стержень, заостренный на одном конце, устанавливаемый в соединяемые детали путём забивания.
Анкер		Крепежное изделие промышленного изготовления, предназначенное для крепления строительных элементов, материалов, конструкций и оборудования к строительному основанию
Болт		Крепежное изделие в форме стержня с наружной резьбой на одном конце, с головкой на другом, образующее соединение с помощью гайки или резьбового отверстия в одном из соединяемых изделий. Выделяют болты с полной или неполной резьбой. Головка болта может быть шестигранной, цилиндрической, сферической и др.

Окончание таблицы

Наименование	Изображение	Определение
Винт		Крепежная деталь, представляющая собой стержень со спиральной нарезкой на одном конце и конструктивным элементом для передачи крутящего момента на другом (например, головка со шлицем), служащая для соединения деталей путем ввинчивания.
Шуруп		Винт со стержнем цилиндрической или конической формы, имеющий шлиц на головке, для ввинчивания в древесину.
Шпилька		Крепежная деталь, представляющая собой стержень, имеющий на обоих концах резьбу, на которую навинчиваются гайки.

В отечественных СП содержатся требования и рекомендации по проектированию, устройству и эксплуатации нагельных соединений элементов из древесины. В частности, СП определяет:

а) виды нагелей, которые можно использовать для соединения деревянных элементов;

б) требования к размерам нагелей и их расположению в соединениях;

в) методику расчёта нагельных соединений на прочность и деформативность.

СП также содержит требования к обработке деревянных элементов перед сборкой, к точности изготовления деталей и к качеству выполнения работ по устройству нагельных соединений.

Обычные гвозди наиболее распространенные и при помощи их выполняют простой способ соединения деревянных элементов и в жизни, и в строительстве, Гвозди вбиваются прямо в древесину с помощью молотка. Они могут использоваться для крепления обшивки, стропил, лаг и других элементов.

Обзор литературы по гвоздевым соединениям показал, что отечественные нормы по расчету деревянных конструкций не отвечают современным требованиям в части расчета нагельных соединений. Необходимы всесторонние экспериментально-теоретические исследования, которые позволили бы расширить область применения нормативных документов и дали бы возможность корректно определять несущую способность различных гвоздевых соединений деревянных обшивок с листовыми материалами, а также назначать рациональное расстояние между гвоздями в стеновых панелях [4].

Болты имеют собственные преимущества по сравнению с гвоздями в разных областях, например, болты обеспечивают более прочное и надёжное соединение элементов конструкции, чем гвозди и другие крепёжные элементы. Это особенно важно в условиях повышенных нагрузок или при использовании в ответственных конструкциях. Болты обычно имеют более простую конструкцию и легче монтируются, чем шпильки. Они могут быть установлены с помощью стандартных инструментов, что упрощает процесс монтажа.

В настоящее время шпильки действительно могут занимать более важное место в строительстве. Это связано с развитием технологий и появлением новых материалов, которые позволяют использовать шпильки в более широком спектре задач. Шпильки могут быть использованы для соединения различных элементов конструкций, в том числе и деревянных. Они обеспечивают более прочное и надёжное соединение, чем гвозди и другие крепёжные элементы.

Шпильки могут быть разделены на две группы, шпилька с резьбой по всей длине или по части длины. В ответственных конструкциях для нагельных соединений предусмотрено применение металлических цилиндрических нагелей с гладкой поверхностью, применение шпилек с резьбой по всей длине нормативной документацией не допускается [5]. СП 64.13330.2017 [3] ограничено использование шпилек

с резьбой по всей длине по нескольким причинам. Например, в СП 64.13330.2017 [3] нет конкретного расчета по прочности шпилек с резьбой по всей длине, главное, резьба по всей длине шпильки может привести к неравномерному распределению нагрузки на соединение, что может снизить её прочность и надёжность. Поэтому для выбора надежного и экономичного крепежа стоит обратить большое внимание на анализ и эксперимент шпилек.

Преимущества и недостатки нагельных соединений

В строительстве широко используются различные виды соединений элементов конструкций. Одним из наиболее распространённых типов соединений являются нагельные соединения. Они применяются для скрепления деревянных элементов между собой или со стальными накладками.

Преимущества нагельных соединений:

- надёжность и прочность соединения,
- возможность соединять различные материалы,
- простота монтажа,
- возможность регулировки соединения,
- универсальность применения,
- доступность по стоимости.

Недостатки нагельных соединений:

- сложность расчёта соединения на прочность и деформативность;
- необходимость обработки деревянных элементов перед сборкой;
- точность изготовления деталей;
- коррозия;
- качество выполнения работ по устройству нагельных соединений.

Заключение

В результате исследования можно сделать вывод, что нагельные соединения являются эффективным и надёжным способом скрепления деревянных элементов. Они широко применяются в строительстве благодаря своей простоте монтажа и надёжности соединения.

Однако при использовании нагельных соединений необходимо учитывать требования проекта, материалы, нагрузки и условия эксплуатации. Соблюдение требований СП позволяет обеспечить надёжность и долговечность деревянных конструкций с нагельными соединениями.

Таким образом, нагельные соединения представляют собой важный инструмент в арсенале современного строителя. Они позволяют создавать прочные и долговечные конструкции, отвечающие всем требованиям безопасности и надёжности.

Перспективы развития нагельных соединений связаны с разработкой новых материалов и технологий, которые позволят повысить их прочность, надёжность и долговечность. Также важным направлением является совершенствование методов расчёта и проектирования нагельных соединений, что позволит более точно определять их параметры и характеристики.

Литература

1. ГОСТ Р 56705-2015 «Конструкции деревянные для строительства. Термины и определения». [электронный ресурс] М.: Стандартинформ, 2016. С. 8. URL: https://docs.cntd.ru/document/1200126905?ysclid=lu7ttvaloi514133662 (дата обращения 23.03.2024).

2. *Слицкоухова Ю. В*., Конструкции из дерева и пластмасс. 5-е изд. М.: Стройиздат, 1986. С. 542.

3. СП 64.13330.2017 (изм.1,2,3,4) «СНиП II-25-80 Деревянные конструкции». [электронный ресурс] М.: Минстрой России, 2017. С. 98. URL: https://docs.cntd.ru/document/456082589 (дата обращения 23.03.2024).

4. *Кавелин А. С.*, Несущая способность гвоздевых соединений элементов деревянных стеновых панелей: Автореферат канд. тех. наук. Ростов-на-Дону., 2004. С. 13.

5. *Шмидт А. Б., Груничев Д. В., Груничев В. С.* Применение шпильки с метрической резьбой по всей длине в качестве нагеля в нагельных соединениях деревянных конструкций // сб. ст. 12-й Науч. конф. «Инновации в деревянном строительстве» [Санкт-Петербург, 20–21 апреля 2023 г.]. М.: СПбГАСУ, 2023. С. 299.

6. *Филимонов Э. В*., *Гаппоев М. М., Гуськов И. М*. Конструкции из дерева и пластмасс. 6-е изд. М.: Издательство АСВ, 2016. С. 451.

7. *Кавелин А. С.* Современное положение вопроса расчета нагельных соединений в деревянных стеновых панелях // Инженерный вестник Дона, 2015, № 2. URL: http://www.ivdon.ru/uploads/article/pda.ШМВ_88_Лфмудштюзва_5фуф5вв536юзва (дата обращения 23.03.2024)

УДК 624.07

Ши Яньфэн,
студент
(Санкт-Петербургский государственный
архитектурно-строительный университет)
E-mail: 1206570429@qq.com

Shi Yan Feng,
student
(Saint Petersburg State University
of Architecture and Civil Engineering)
E-mail: 1206570429@qq.com

СРАВНИТЕЛЬНЫЙ АНАЛИЗ МЕТОДОВ РАСЧЕТА УСТОЙЧИВОСТИ ХОЛОДНОДЕФОРМИРОВАННЫХ ТОНКОСТЕННЫХ СТАЛЬНЫХ КОМПРЕССИОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ В КИТАЕ И РОССИИ

COMPARATIVE ANALYSIS OF METHODS FOR CALCULATING THE STABILITY OF COLD-WORKED THIN-WALLED STEEL COMPRESSION ELEMENTS IN CHINA AND RUSSIA

Холоднодеформированные тонкостенные стальные элементы из-за своей тонкой толщины листа, толщины листа ширина относительно велика, а поперечное сечение является сложным и разнообразным. Устойчивость листа становится важной причиной потери несущей способности холоднодеформированных тонкостенных стальных конструкций, поэтому устойчивость листа находится в центре внимания при проектировании холоднодеформированных тонкостенных стальных конструкций. Из-за разнообразия и сложности устойчивости холоднодеформированных тонкостенных стальных элементов, использование моделирования и анализа программного обеспечения моделирования и анализа, или использование сложных шагов расчета обоснования, полученные результаты становятся важной ссылкой для фактического инженерного проектирования.

Ключевые слова: легкие тонкостенные стальные конструкции, расчеты устойчивости, китайский метод, русский метод, конечно-элементный анализ.

Cold-formed thin-walled steel elements due to their thin sheet thickness, the sheet thickness is relatively large, and the cross-section is complex and varied. Plate stability becomes an important reason for the loss of load-bearing capacity of cold-worked thin-walled steel structures, so plate stability is the focus of design of cold-worked thin-walled steel structures. Due to the variety and complexity of

the stability of cold-deformed thin-walled steel elements, the use of modeling and analysis software modeling and analysis, or the use of complex justification calculation steps, the obtained results become an important reference for the actual engineering design.

Keywords: lightweight thin-walled steel structures, stability calculations, Chinese method, Russian method, finite element analysis.

Введение

Расчет осевой несущей способности тонкостенной стальной холоднодеформированной конструкции на сжатие имеет два метода расчета, а именно метод эффективной ширины (*Effective Width Method*) и метод прямой прочности (*Direct Strength Method*).

Метод эффективной ширины предполагает расчет несущей способности по эффективной площади поперечного сечения вместо поперечного сечения элемента, чтобы учесть общую жесткость элемента при смятии. Эта теория заключается в том, что холоднодеформированная тонкостенная сталь сгибается под действием осевой силы, напряжение на поперечном сечении пассивно перераспределяется, так что только эффективное поперечное сечение выдерживает внешние силы. Поэтому для оценки несущей способности выбирается подходящая площадь эффективного сечения.

Метод прямой прочности был предложен Б. В. Шафером и характеризуется использованием свойств всего поперечного сечения элемента, а также теоретическими расчетами или конечно-элементным моделированием для получения критического напряжения смятия поперечного сечения. Критическое напряжение смятия поперечного сечения определяется путем теоретических расчетов или конечно-элементного моделирования, а затем преобразуется в предельную несущую способность элемента, т. е. эффективное напряжение получается путем уменьшения напряжения вместо уменьшения площади поперечного сечения. Эффективная ширина площади сечения заменяется уменьшением напряжения.

На практике некоторые исследователи также рекомендуют комбинировать эти два метода, чтобы получения более надежных результатов расчета.

В данной статье представлен метод эффективной ширины для осесимметричных напряженных конструкций.

Методы

Современные принципы упрощения метода эффективной ширины основаны на развитии теории большого прогиба тонких пластин, предложенной фон Карманом в 1910 г. Первоначальная теория большого прогиба содержала множество итераций дифференциальных уравнений, что делало расчеты чрезмерно сложными, поэтому в 1932 г. фон Карман ввел понятие эффективной ширины для дальнейшего упрощения расчетов. Базис хотел провести улучшенные расчеты.

Ширина и толщина холоднодеформированных тонкостенных стальных пластин относительно велики, и сжимающее напряжение не может быть полностью нагружено на участок пластины после смятия сжатых частей пластины. Такое неравномерное распределение напряжений приводит к тому, что определенное значение напряжения в середине пластины не может быть увеличено, в то время как на двух опорных краях из-за наличия ограничений на соседние группы пластин сжимающее напряжение больше, чем в центральной части. Предел прочности пластины достигается, когда напряжение на краю достигает предела текучести σ_y. Благодаря перераспределению напряжения смятия пластины и эффекту поперечной пленки, средняя часть пластины не сразу после возникновения локального повреждения смятия, но также может продолжать нести нагрузку до тех пор, пока напряжение на краю не достигнет предела текучести стали. Метод эффективной ширины заключается в использовании характеристик смятия пластины, пластина в соответствии с шириной неравномерного распределения напряжения крюка, упрощенного до края пластины максимального напряжения σ_{max} равномерно распределенного в гипотетической эффективной ширине b. Эта эффективная ширина b может быть сделана из неравномерного распределения напряжения и поперечного эффекта пленки. Эта эффективная ширина b_e может быть определена по площади кривой неравномерного распределения напряжений

и площади двух прямоугольников равномерного распределения напряжений, которые равны.

Von Karman предложил концепцию эффективной ширины в 1932 году, и эффективная ширина b прижимной пластины заменяется на b_e, таким образом, получается зависимость между эффективной шириной и фактической шириной, как показано в следующем уравнении Связь между эффективной шириной и фактической шириной представлена в следующем уравнении:

$$\frac{\mathrm{b}_e}{b} = \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_y}}, \tag{1}$$

где критическое напряжение при смятии пластины σ_{cr} рассчитывается по следующему уравнению:

$$\sigma_{cr} = \min\left\{f_{crl}, \gamma f_{crd}\right\}. \tag{2}$$

Коэффициенты в уравнении (2) были исследованы Хэнкоком и др., а критическое напряжение для деформационного смятия f_{crd} вычисляется следующим образом. Соответствующий параметр прогиба γ вычисляется по следующему уравнению:

$$\gamma = \min\left(1, \frac{1{,}17}{\lambda_d + 1 + 0{,}3}\right); \tag{3}$$

$$\lambda_d = \sqrt{\frac{f_y}{f_{crd}}}. \tag{4}$$

Критическое напряжение местного смятия f_{cri} рассчитывается по следующему уравнению:

$$f_{crl} = \frac{k\pi^2 E}{12\left(1-\nu^2\right)\left(b/t\right)^2}, \tag{5}$$

где k – коэффициент упругого смятия в соответствии с граничными условиями, ν – коэффициент Пуассона материала пластины, b – фактическая ширина пластины.

Так как при смятии пластины в целом общая жесткость элемента ослабевает, то методом эффективной ширины будет считаться смятие элемента по всему сечению элемента, методом эффективной ширины будет считаться смятие элемента по всему сечению элемента. Эффективная ширина метод будет член смятия члена полного сечения смятия связаны с влиянием уменьшения ширины сечения расчет, то есть преобразование эффективной ширины сечения напряженной части. То есть эффективная ширина сечения нагруженной части пересчитывается в ширину всего члена для расчета на прочность и устойчивость. Учитывая влияние смятия, связанного с группой пластин, коэффициент смятия k должен быть умножен на коэффициент ограничения k_i, прежде чем коэффициент ограничения будет принят следующим образом:

$$k_w = 7 - \frac{1,8b/h}{0,15 + b/h} - 1,43\left(b/h\right)^2; \quad (6)$$

$$k_f = k_w\left(b/h\right)^2; \quad (7)$$

$$k_l = k_f\left(a/b\right)^2. \quad (8)$$

Например, пластина типа С, где k_w – коэффициент ограничения полотна, K_f – коэффициент ограничения фланца, K_l – коэффициент ограничения прокатной кромки, h – высота полотна, b – ширина фланца, a – ширина прокатной кромки.

Метод эффективной ширины по-прежнему часто используется в национальных нормах и правилах в качестве основной формулы для проектных расчетов. Формулы эффективной ширины, применимые к авиационным конструкциям, были успешно применены к строительным конструкциям путем последовательных модификаций вышеприведенной формулы эффективной ширины (т. е. уравнения 2), что привело к появлению ряда методов расчета:

$$b_e = b; \quad \lambda \le 0,673; \quad (9)$$

$$\frac{b_e}{b} = \sqrt{\frac{f_{cr}}{f_y}}\left(1 - 0,22\sqrt{\frac{f_{cr}}{f_y}}\right); \quad \lambda \geq 0,673; \tag{10}$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{f_y}{f_{cr}}}. \tag{11}$$

Результаты

Метод расчета в Китае. Китайский код «Техническая спецификация холодноформованных тонкостенных стальных конструкций» *GB*50018-2002 Статья 5.22 Стабильная несущая способность элементов осевого сжатия:

$$N = \varphi A_e f_y, \tag{12}$$

где φ – коэффициент устойчивости осевого сжатого элемента, A_e – эффективная площадь поперечного сечения, F_y – расчетное значение прочности стали элемента, принимается предел текучести материала по результатам испытания свойств материала элемента.

Рассчитать коэффициент устойчивости элемента φ. По спецификации «Технические условия на холоднодеформированные тонкостенные стальные конструкции» (*GB*50018-2002) табл. А.1.1-1 или табл. А.1.1-2 для определения. Табл. А.1.1-1 или табл. А.1.1-2 для следующих таблиц 1 и 2.

Для определения коэффициента φ необходимо использовать приведенное к изгибу-кручению-изгибу соотношение сторон элемента.

Отношение длины к финишной поверхности элемента:

При расчете коэффициента устойчивости для закрытых секций и двухосно-симметричных открытых секций отношение сторон должно быть равно большему из значений, рассчитанных по следующим формулам:

$$\lambda_x = l_{ox} / i_x; \tag{13}$$

$$\lambda_y = l_{oy} / i_y, \tag{14}$$

где λ_x, λ_y – отношение прочности элемента к оси *x* и оси *y* главной оси сечения l_{ox}, l_{oy} – расчетная длина элемента в плоскости, перпендикулярной оси *x* и оси *y* главной оси сечения i_x, i_y – радиус инерции сечения относительно осей *x* и *y* главной оси сечения.

Кроме того, если материал элемента не *Q*235 или *Q*345, необходимо также рассчитать отношение длины к длине при изгибе-кручении-гибке и аппроксимацию прочности материала по отношению длины при изгибе-кручении-гибке к длине:

$$\lambda_{cx} = \lambda_x \sqrt{f_y / 235}; \tag{15}$$

$$\lambda_{cx} = \lambda_x \sqrt{f_y / 345}. \tag{16}$$

При пределе текучести стали *Q*235 расчет производится по формуле $\lambda_{cx} = \lambda_x \sqrt{f_y / 235}$; при пределе текучести стали *Q*345 расчет производится по формуле $\lambda_{cx} = \lambda_x \sqrt{f_y / 345}$. Аналогично, при изгибе вокруг асимметричной оси изгиба дисконтная длина и коэффициент прочности могут быть рассчитаны по формуле $\lambda_{cy} = \lambda_y \sqrt{f_y / 235}$ или по формуле $\lambda_{cy} = \lambda_y \sqrt{f_y / 345}$.

Расчет эффективного поперечного сечения. В существующей китайской спецификации «Технические условия на холоднодеформированные тонкостенные стальные конструкции» (*GB*50018-2002) принята именно такая эффективная ширина проектной концепции. В спецификации сначала приводится состав холоднодеформированных тонкостенных стальных гофрированных желобчатых сечений по типу пластин: полотно классифицируется как жесткая пластина, фланец классифицируется как часть жесткой пластины, гофрированная кромка классифицируется как нежесткая пластина. Рассчитайте эффективную ширину каждой пластины и умножьте ее на толщину элемента, чтобы получить эффективную площадь поперечного сечения элемента A_e.

Расчет эффективной ширины плиты (плита рассчитывается соответственно как жесткая плита, частично жесткая плита и нежесткая плита).

Когда $\frac{b}{t} \le 18\alpha\rho$:

$$\frac{b_e}{t} = \frac{b_c}{t}. \tag{17}$$

Когда $18\alpha\rho < \frac{b}{t} < 38\alpha\rho$:

$$\frac{b_e}{t} = \left(\sqrt{\frac{21,8\alpha\rho}{b/t}} - 0,1\right)\frac{b_c}{t}. \tag{18}$$

Когда $\frac{b}{t} \ge 38\alpha\rho$:

$$\frac{b_e}{t} = \frac{25\alpha\rho}{b/t} * \frac{b_c}{t}, \tag{19}$$

где b – ширина пластины; t – толщина листа;

b_e – эффективная ширина пластины;

α – расчетный коэффициент, $\alpha = 1,15 - 0,15*\psi$;

ψ – коэффициент неравномерности распределения сжимающих напряжений, $\psi = \sigma_{min}/\sigma_{max}$;

σ_{max} – максимальное сжимающее напряжение на краю пластины; σ_{min} – сжимающее напряжение на другом краю пластины;

b_c – ширина зоны сжатия пластины, когда $\psi \ge 0$, $b_c = b$; когда $\psi < 0$, $b_c = \frac{b}{1-\psi}$;

ρ – расчетный коэффициент, $\rho = \sqrt{205k_1k/\sigma_1}$, где $\sigma_1 = \varphi f_y$;

k – коэффициент сжимающей стабилизации плиты; k_1 – коэффициент стеснения группы плит, который может быть принят равным $k_1 = 1$, если не учитывается стесняющее действие соседних плит.

Согласно «Техническим условиям на холодноформованные тонкостенные стальные конструкции» (*GB*50018-2002) из положения 5.6.2, осевые сжатые элементы в коэффициенте устойчивости плиты k рассчитываются по следующей формуле:

(1) жесткая плита

Когда $1 \geq \psi > 0$

$$k = 7,8 - 8,15\psi + 4,35\psi^2. \quad (20)$$

Когда $0 \geq \psi \geq -1$

$$k = 7,8 - 6,29\psi + 9,78\psi^2. \quad (21)$$

(2) частично жесткая плита

(2.1) Максимальное сжимающее напряжение приложено к опорной грани (см. рис. 1.a.).

Когда $\psi \geq -1$

$$k = 5,89 - 11,59\psi + 6,68\psi^2. \quad (22)$$

(2.2) Максимальное сжимающее напряжение, действующее на ребра с частичной жесткостью (см. рис. 1.b.)

Когда $\psi \geq -1$

$$k = 1,15 - 0,22\psi + 0,045\psi^2. \quad (23)$$

(3) нежесткая плита

(3.1) Максимальные сжимающие напряжения, действующие на опорную грань (см. рис. 1.c.)

Когда $1 \geq \psi \geq 0$

$$k = 1,70 - 3,025\psi + 1,75\psi^2. \quad (24)$$

Когда $0 \geq \psi > -0,4$

$$k = 1,70 - 1,75\psi + 55\psi^2. \quad (25)$$

Когда $-0,4 \geq \psi \geq -1$

$$k = 6,07 - 9,51\psi + 8,33\psi^2. \quad (26)$$

(3.2) Максимальное сжимающее напряжение действует на свободный край (см. рис. 1.d.)

Когда $\psi \geq -1$

$$k = 0,567 - 0,213\psi + 0,071\psi^2. \quad (27)$$

Когда $\psi < -1$, в качестве значения k для каждого из приведенных выше уравнений принимается значение $\psi = -1$.

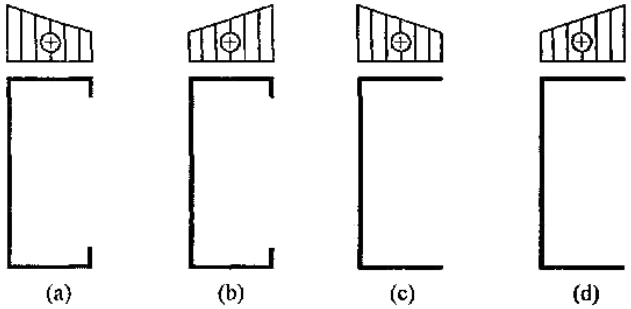


Рис. 1. Схематическое распределение напряжений
в частично жестких и нежестких элементах пластины

Коэффициент ограничения группы плит k_1 для плиты, находящейся под давлением, рассчитывается по формуле, приведенной ниже.

Когда $\xi \le 1{,}1$

$$k_1 = 1/\sqrt{\xi}. \tag{28}$$

Когда $\xi > 1{,}1$:

$$k_1 = 0{,}11 + \frac{0{,}93}{(\xi - 0{,}05)^2}; \tag{29}$$

$$\xi = \frac{c}{b} * \sqrt{\frac{k}{k_c}}, \tag{30}$$

где b – ширина рассчитываемой плиты; c – ширина плиты, примыкающей к расчетной плите, при наличии примыкающих плит с обеих сторон расчетной плиты, т. е. если расчетная плита

является плитой жесткости, то принимают ширину примыкающей плиты с той стороны, где сжимающее напряжение больше; k – коэффициент устойчивости расчетной плиты на сжатие; k_c – коэффициент устойчивости соседней плиты на сжатие.

Примечание: При $k_1 > k_1'$, принимаем $k_1 = k_1'$, k_1', является верхним предельным значением k_1, для плиты в соответствии с жесткой плитой, частично жесткой плитой, нежесткой плитой, значения k_1', составляют 1,7, 2,4, 3,0.

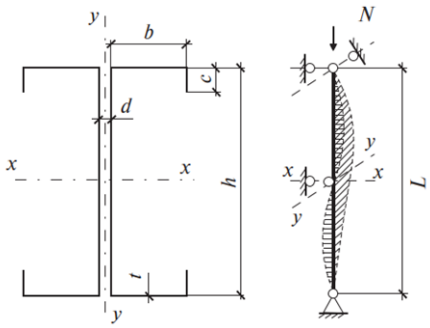
Если только одна сторона расчетной плиты имеет соседнюю плиту, т. е. расчетная плита нежесткая или частично жесткая, а соседняя плита находится в напряженном состоянии, то в качестве k_1, принимается k_1'.

Метод расчета в России. Обратитесь к методике расчета стабильной несущей способности элементов осевого сжатия Российской Федерации «Стальная конструкция», спецификация СП 16.13330.2017.

С помощью программы *ANSYS* была построена трехмерная конечно-элементная модель и компоненты были подвергнуты нелинейному конечно-элементному анализу. Полученные результаты были сопоставлены с результатами расчетов и экспериментальными результатами в лаборатории. Различия между теоретическими расчетами, конечно-элементным анализом и лабораторными результатами могут быть четко поняты.

Геометрия компонентов. Образцы для испытаний были смоделированы с помощью программного обеспечения для работы с конечными элементами, а смоделированные геометрии были приведены в соответствии с реальными измеренными размерами. Процесс конечно-элементного анализа состоит из двух частей: сначала проводится анализ собственных значений смятия образца для получения возможных режимов смятия образца, а затем проводится нелинейный анализ смятия с учетом геометрических и материальных двойных нелинейностей для получения данных об образце.

На рис. 2 показаны стандартные размеры поперечного сечения. На рис. 3 показана модель моделирования в программе *ansys*.



h = 90 mm

b = 50 mm

c = 15 mm

d = 2 mm

t = 1 mm

L = 2000 mm

Рис. 2. Стандартные размеры поперечного сечения

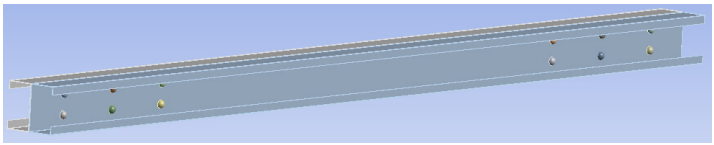


Рис. 3. Модель в Ansys

Механические и физические параметры материалов

Параметры моделирования стали С345.

В соответствии с китайским методом расчета. Расчетные значения предельной несущей способности составляют N = 53,02 кН. Эффективная площадь интерфейса A_e = 249,52 mm^2.

В соответствии с российским методом расчета. Расчетное значение предельной несущей способности составляет N = 40,43 кН. Эффективная площадь интерфейса A_e = 186,68 mm^2.

Те же компоненты моделируются и анализируются с помощью метода конечных элементов *Ansys*. Полученная предельная несущая способность составляет 58,55 кН.

В работе, опубликованной китайским ученым Ниу Мучуном, фактический экспериментальный результат для того же стального элемента составил 56,32 кН. Эффективная площадь интерфейса A_e = 193,88 mm^2. Подробности см. в таблице ниже.

Результаты испытаний образца 2000 мм

Серийный номер	Номер образца	Площадь поперечного сечения A / mm^2	Эффективная площадь поперечного сечения A_e / mm^2	Соотношение сторон λ	Максимальная грузоподъемность, полученная в результате испытания
43	20c-1	216	117.84	103,96	16.82
44	20c-2	216	117.84	103,96	20.68
45	20u-1	188	85.84	124,08	7.4
46	20u-2	188	85.84	124,08	5.709
47	20cu-1	404	205	98,49	44.75
48	20cu-2	404	205	98,49	38.112
49	20cc-1	432	193.88	75,67	56.32
50	20cc-2	432	193.88	75,67	56.94
51	20c2u2-1	864	357.55	58,8	113.38
52	20c2u2-2	864	357.55	58,8	119.74
53	20c3u-1	836	359.91	54,02	118.81
54	20c3u-2	836	359.91	54,02	99.064

Чтобы наглядно представить различия в результатах, полученных различными методами расчета, я нарисовал сравнительную диаграмму максимальной несущей способности и эффективной площади сопряжения соответственно (рис. 4 и 5). Поскольку в результатах программного обеспечения *Ansys* нет данных об эффективной области интерфейса, столбец *Ansys* больше не задается в таблице сравнения эффективной области интерфейса.

Рис. 4. Результат максимальной несущей способности, полученный различными методами расчета

Рис. 5. Эффективная площадь сопряжения, полученная различными методами расчета

Обсуждение

Что касается эффективной площади межфазной поверхности, то российский метод дает эффективную площадь межфазной поверхности, которая ближе к лабораторным результатам и относительно мала. Эффективная межфазная площадь, рассчитанная по китайскому методу, значительно больше лабораторных результатов.

Что касается окончательной расчетной предельной несущей способности, то китайский метод расчета дает предельную несущую способность, которая ближе к лабораторному значению. Значения, рассчитанные по российскому методу, относительно малы. Предельная несущая способность, рассчитанная по различным методикам двух стран, меньше, чем экспериментальные результаты в лаборатории. Можно предположить, что результаты, рассчитанные по формуле, могут полностью соответствовать требованиям реальных условий эксплуатации.

Значения предельной несущей способности, полученные при моделировании в *Ansys*, велики по сравнению с лабораторными результатами. Учитывая, что моделирование в *Ansys* является теоретическим идеальным состоянием, реальные экспериментальные материалы, включая реально используемые, неизбежно имеют начальные дефекты. Экспериментальные результаты *Ansys* также находятся в пределах допустимого диапазона и могут быть использованы в качестве эталона.

Выводы

Основное исследование данной статьи заключается в различии между китайским и российским методами расчета для вычисления предельной несущей способности осевых сжатых стальных элементов. Один и тот же стальной элемент был рассчитан отдельно с использованием методов расчета двух стран. Параметры стальных элементов были взяты из статьи, опубликованной китайским ученым. Для сравнения результатов расчетов по методам двух стран была предоставлена ссылка. Также было проведено FEA-моделирование стальных элементов, чтобы предоставить дополнительные справочные данные для сравнения.

Литература

1. GB50018-2002.Техническая спецификация холодноформованных тонкостенных стальных конструкций. Пекин. Министерство строительства Китайской Народной Республики. 2003.

2. GB 50017-2017.Критерии проектирования стальных конструкций. Пекин. Министерство жилищного строительства и развития городских и сельских районов Китайской Народной Республики. 2018.

3. GB 55006-2021. Общие технические условия на стальные конструкции. Пекин. Министерство жилищного строительства и развития городских и сельских районов Китайской Народной Республики. 2022.

4. СП 16.13330.2017. Стальная конструкция. М. 2017.

5. В. В. Зверева. Легкие стальные тонкостенные конструкции (ЛСТК) проектирование, изготовление, монтаж. М. 2023.

6. Ниу Мучунь. Экспериментальное исследование и теоретический анализ осевого сжатия холоднодеформированной тонкостенной колонны стального сечения с комбинированным сечением с множеством клиньев. Далянь. 2017.

7. Нэн Луо, Тиеджун Чжоу, Чунтао Чжан. Механические свойства конструкционной стали Q345 после предварительного усталостного нагружения. Том 56/Structures.2023.

8. Schafer B W, Li Z, Moen C D. Computational modeling of cold-formed steel. 2010.

УДК 624.07

Анастасия Вадимовна Юрченкова,
студент
(Санкт-Петербургский государственный
архитектурно-строительный университет)
E-mail: Yurchenkova.N@yandex.ru

Anastasia Vadimovna Yurchenkova,
student
(Saint Petersburg State University
of Architecture and Civil Engineering)
E-mail: Yurchenkova.N@yandex.ru

АНАЛИЗ ВЛИЯНИЯ РАЗМЕРОВ ЭЛЕМЕНТОВ БАЗЫ КОЛОННЫ НА ЕЕ ВРАЩАТЕЛЬНУЮ ЖЕСТКОСТЬ

ANALYSIS OF THE INFLUENCE OF THE DIMENSIONS OF THE ELEMENTS OF THE COLUMN BASE ON ITS ROTATIONAL RIGIDITY

В данной статье приведены результаты исследования влияния размеров элементов баз колонн на ее вращательную жесткость. Моделировано соединений и расчет жесткости осуществлены в программном комплексе *IDEA StatiCa*. Рассмотрены типы баз с подкрепляющими элементами в виде ребер жесткости и траверс. Оценено влияние геометрических параметров элементов, таких как толщина и высота на жесткость соединения колонны с фундаментом. Построены графические и аналитические зависимости между увеличением жесткости и требуемой металлоемкостью. Сделаны выводы об эффективности различных вариантов, выявлена оптимальная конструкция траверс для увеличения вращательной жесткости.

Ключевые слова: база колонны, жесткие узлы, жесткое соединение, ребро жесткости, траверса.

This article presents the results of a study on the influence of column base element sizes on its rotational stiffness. Connections were modeled and stiffness calculations were performed using the IDEA StatiCa software package. Different types of bases with stiffening elements in the form of stiffness ribs and trusses were considered. The influence of geometric parameters of the elements, such as thickness and height, on the stiffness of the column-to-foundation connection was evaluated. Graphical and analytical relationships between increased stiffness and required steel consumption were plotted. Conclusions were drawn regarding the effectiveness of various options, and an optimal truss design for increasing rotational stiffness was identified.

Keywords: column base, rigid nodes, stiff connection, stiffness rib, truss.

Введение

В настоящее время строительная отрасль играет ключевую роль в экономике любой страны. Без него невозможно успешное развитие основных производственных фондов и всей страны в целом. Строительство является неотъемлемым фактором для обеспечения жизнедеятельности населения и удовлетворения его разнообразных потребностей. Оно сопровождает развитие человечества с самых первых его шагов.

Современные здания по конструктивной схеме могут быть каркасные, бескаркасные и со смешанным каркасом. На сегодняшний день все большее распространение получают каркасные здания, в которых внешнюю нагрузку воспринимает пространственный каркас. При их проектировании одной из главных задач является расчет узловых соединений, через которые происходит передача нагрузки от одного элемента к другому. Именно поэтому, узлы являются крайне ответственной частью конструктивной системы. При выборе конструктивного решения соединений элементов необходимо учесть различные факторы, например, действие сил в соединяемых сечениях, концентрацию напряжений, деформируемость частей стыка и др.

В практике проектирования стальных каркасов узлы рассматривают либо как шарнирные, либо как жесткие. Однако исследованиями было доказано, что шарнирный узел воспринимает часть изгибающего момента, а жесткий узел обладает некоторой деформативностью. Также подтверждение этому мы найдем, если обратимся к Европейским нормам, а именно, *EN* 1993-1-8, в котором узлы подразделяются на жесткие, полужесткие и условно шарнирные. Данное разделение позволяет более точно подобрать сечения элементов каркаса, оценить работу конструкции при определенном проектном строении узлов.

Одним из трудоемких и ответственных узлов стального каркаса является опорный узел колонны – база колонны.

Конструктивное решение жесткого опорного узла колонны предусматривает заделку анкерных болтов, установленных в плоскости действия момента, в бетоне фундамента.

В практике существуют следующие конструктивные решения жестких опорных узлов. Первый вариант включает в себя пластину, приваренную к колонне, и прикрепленную к основанию с помощью четырех болтов, которые воспринимают отрывающую нагрузку при передаче момента от колонны на фундамент (рис. 1, *а*). Второй вариант, чаще всего реализуется при усилиях, превышающих несущую способность опорной пластины и нецелесообразности или невозможности увеличения ее толщины включает в себя использование дополнительных ребер или траверс, передающих усилия с колонны на пластину более равномерно (рис. 1, *б*). И третий вариант применяется в зданиях с существенными крановыми нагрузками используются базы с траверсами и анкерными плитками, на которые устанавливаются болты (рис. 1, *в*).

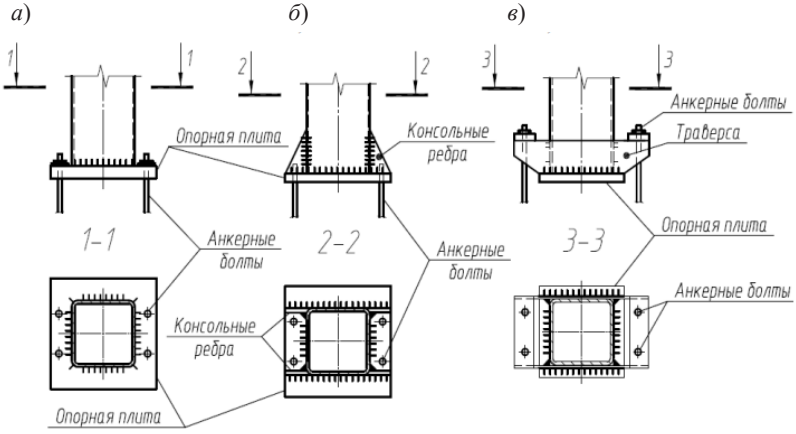


Рис. 1. Конструктивные решения жесткой базы колонны

В данной работе поднимается вопрос фактической жесткости таких узлов баз колонн и влиянию на нее размеров элементов, формирующих базу колонны.

Численное моделирование осуществлялось в программном комплексе *IDEA StatiCa*.

В российских нормах не представлена чёткая классификация узлов по величине вращательной жёсткости. Поэтому в программе используются критерии из Еврокода.

Узлы условно могут быть разделены на следующие группы:

1. Номинально-шарнирные узлы.

Номинально-шарнирный узел должен передавать внутренние усилия без появления значительных моментов, которые могли бы неблагоприятно воздействовать на отдельные элементы или на конструкцию в целом. Номинально-шарнирный узел не должен сдерживать вращение узла при действии расчетной нагрузки.

2. Жесткие узлы.

Узлы, классифицируемые как жесткие, должны иметь достаточную вращательную жесткость для подтверждения расчетной предпосылки, принятые при статическом расчете.

3. Полужесткие узлы.

Узлы, не удовлетворяющие критериям для жестких или номинально-шарнирных узлов, следует классифицировать как полужесткие. (Полужесткие узлы обеспечивают предсказуемую степень взаимодействия между элементами, основанную на расчетной зависимости между моментом и углом поворота узла.) Полужесткие узлы должны передавать внутренние усилия и моменты.

Граничные значения классификационных зон (рис. 2).

Зона 1 – жесткий узел, если удовлетворяются следующие условия в рамах каркасов, в которых система связей уменьшает горизонтальные перемещения, по крайней мере, на 80 % и влиянием деформаций можно пренебречь, если

$$\overline{\lambda}_0 \le 0,5;$$

$$0,5 < \overline{\lambda}_0 < 3,93 \text{ и } S_{j,ini} \ge 7(2\overline{\lambda}_0 - 1)EI_c / L_c;$$

$$\overline{\lambda}_0 \ge 3,93 \text{ и } S_{j,ini} \ge 48EI_c / L_c$$

или если

$$S_{j,ini} \ge 30EI_c / L_c,$$

где $\overline{\lambda}_0$ – гибкость колонны с шарнирным закреплением концов.

Зона 2 – полужесткий узел. Все узлы зоны 2, следует классифицировать как полужесткие. Узлы зон 1 или 3 в отдельных случаях могут также рассматриваться как полужесткие.

Зона 3 – номинально-шарнирный узел, если $S_{j,ini} \le 0,5EI_c / L_c$.

Условные обозначения:

I_c – момент инерции поперечного сечения колонны;

L_c – высота колонны в пределах этажа.

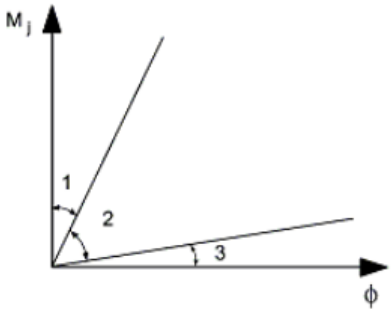


Рис. 2. Граничные значения классификационных зон

Материалы и методы.

Конструкция базы колонны показана на рисунке. 3.

Основные компоненты: двутавр 30К2, ребра жесткости толщиной 10 мм; опорная плита толщиной 40 мм и с габаритными размера 750×450; анкерные болты – М20 с глубиной заделки 400 мм, расставленные из плоскости действия момента.

Принятая конструкция базы колонны обеспечивает жесткое закрепление нижнего конца колонны.

Расчет реальной жесткости базы колонны выполнялся в программном комплексе *IDEA StatiCa*. В *IDEA StatiCa* имеется библиотека встроенных шаблонов некоторых типовых узлов (рис. 4).

На основании этих шаблонов можно смоделировать свой узел с минимальными правками, что в значительной мере экономит время. К тому же библиотека узлов становится обширнее с каждой новой версией.

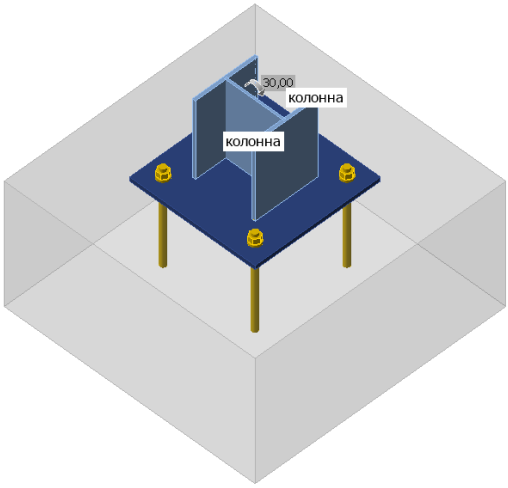


Рис. 3. Проектная конструкция базы колонны

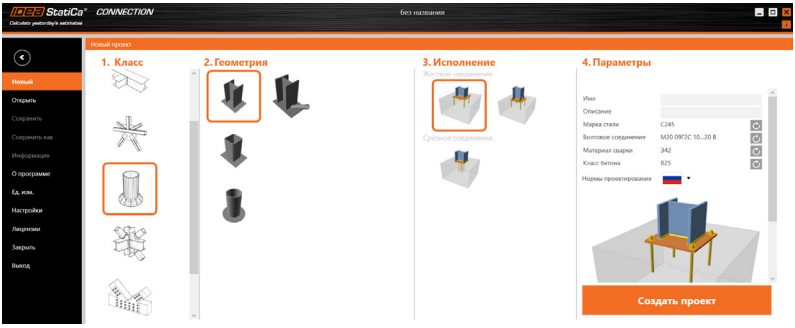


Рис. 4. Шаблоны узлов

Ход работы.

• Конструирование модели в *IDEA StatiCa*.

• Проверка модели на жизнеспособность (а именно расчет по первой и второй группе предельных состояний).

• Составление загружений состоящий только из M_y для определения вращательной жесткости.

• Увеличение сечений элементов, формирующих базу колонны (ребра, пластина).

• Построение графиков зависимостей.

• Анализ полученных данных. Формулирование выводов.

Стоит отметить, что для корректной работы программы расчет производился с учетом связевой структуры каркаса.

Результаты исследования

Для изучения податливости узла были рассмотрены несколько вариантов. В первом увеличивалась высота опорных ребе, во втором толщина.

На рис. 5 представлена модель жесткого узла с опорными ребрами.

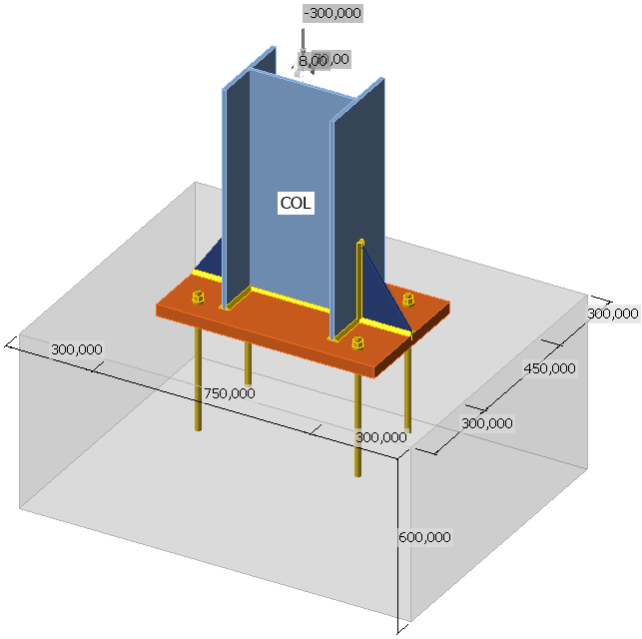


Рис. 5. Узел жесткий колонны с опорными ребрами

При проектировании рекомендуется принимать высоту опорных ребер, равную $0{,}5b_h$ –$0{,}8b_h$, где b_h – высота сечения колонны. Как видно из графика на рисунке 5, увеличение высоты опорных ребер неэффективно при величине большей $0{,}8b_h$. Что подтверждает данную рекомендацию при проектировании.

Как видно из рисунка 6, при увеличении высоты опорных ребер жесткость сначала растет, а затем начинает уменьшаться, однако, все эти изменения происходят в пределах 3 % от начальной жесткости соединения. Таким образом, рекомендация по проектированию высоты ребра, равной $0{,}8b_h$, справедлива.

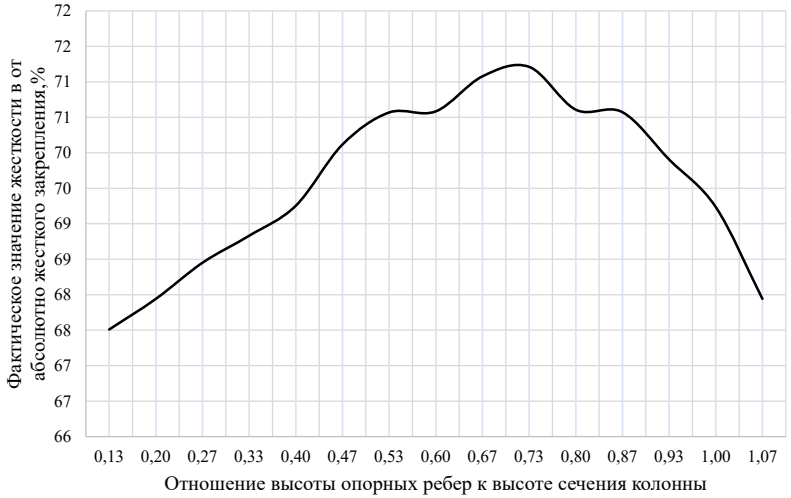


Рис. 6. График зависимости жесткости соединения от высоты опорных ребер

Также если обратим внимание на значение по оси ординат, то можно заметить, что фактическая жесткость составляет 65–70 % от абсолютно жестко закрепления. (За абсолютно жесткое закрепление принято значение рассчитанное *IDEA StatiCa* см. рис. 3). Что говорит о спорности отношения такого вида узла к жестким.

Зависимость жесткости от толщины опорным ребер показана на рис. 7.

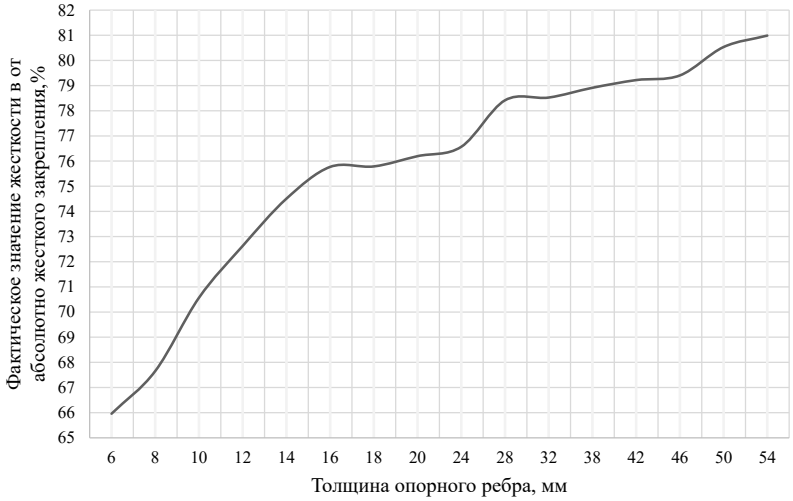


Рис. 7. График зависимости жесткости соединения от толщины опорных ребер

Как видно из графика увеличение жестки базы колонн путем утолщения опорных ребер также малоэффективно. Так как на коротком промежутке самых ходовых толщин 12–24 мм рост составляет менее 5 %.

В качестве второго варианта увеличения жесткости соединения и уменьшения деформативности рамы каркаса был рассмотрен вариант усиления путем введения траверс.

Варианты устройства базы колонны с траверсами показаны на рис. 8.

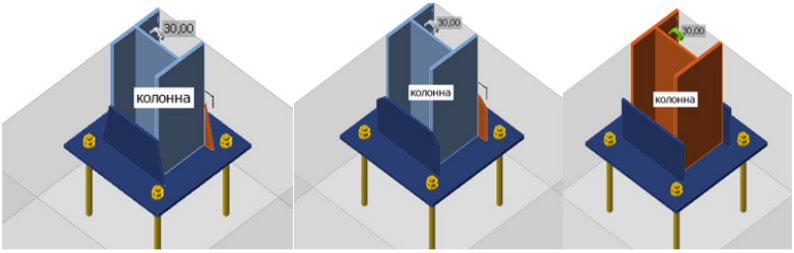


Рис. 8. Варианты устройства базы колонны с траверсами:
слева – со скосом граней до опорной плиты;
в центре – со скосом граней под 45°; *справа* – прямоугольная

Для начала также, как и в первом варианте была изучена зависимость между жесткостью и высотой траверс.

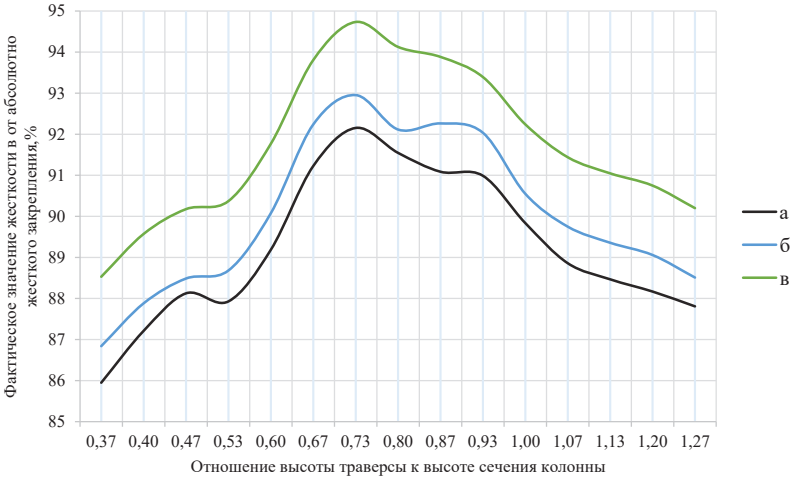


Рис. 9. Зависимость жесткости соединения от высоты и вида траверсы:
а – со скосом граней до опорной плиты; *б* – со скосом граней под 45°;
в – прямоугольная

Анализируя данные результатов расчетов, изображенные на рис. 9, можно сделать следующие выводы:

• базы с траверсами обладают большей жесткостью, чем базы с ребрами

• самой невыгодной является прямоугольная траверса со скосом граней до опорной плиты ее введение незначительно увеличивает жесткость соединения, по сравнению с остальными вариантами устройства траверс. Наибольший прирост жесткости обеспечивает прямоугольная траверса;

• с увеличением высоты траверсы до величины $0{,}7b_h$ жесткость соединения возрастает. Дальнейшее увеличение высоты траверсы неэффективно.

На жесткость базы колонны также влияет толщина траверс, данная зависимость показана на рис. 10.

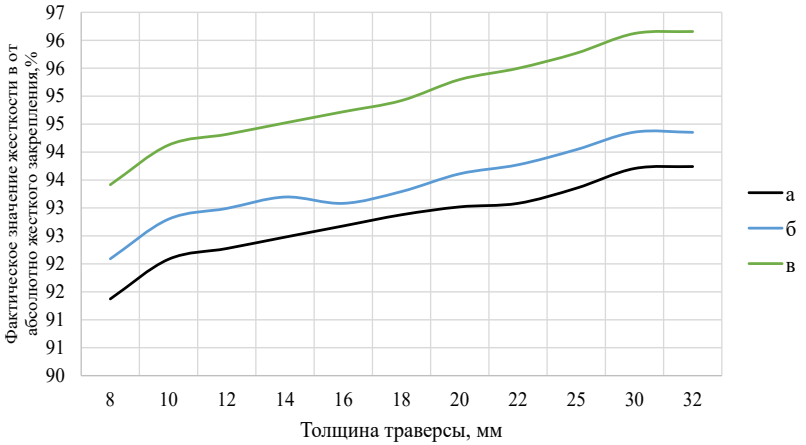


Рис. 10. Зависимость жесткости соединения от толщины и вида траверсы: *а* – со скосом граней до опорной плиты; *б* – со скосом граней под 45°; *в* – прямоугольная

На графиках, изображенных на рис. 10, можно заметить следующие зависимости:

• с увеличением толщины траверс жесткость соединения возрастает вне зависимости от вида траверсы;

• при толщине траверсы 10 мм наибольшую жесткость обеспечивает прямоугольная траверса.

При проектировании любого сооружение особое внимание относится к металлоемкости, поэтому на рис. 11 и 12 представлена зависимость между приростом металлоемкости по сравнению с исходным вариантом без дополнительных траверс и приростом жесткости узла.

Как видно из рис. 11 и 12 добавление траверсы дает значимый эффект.

На основе построенных графиков выведем зависимость для более удобного способа оценивания эффективности постановки той или иной траверсы в конкретной задаче.

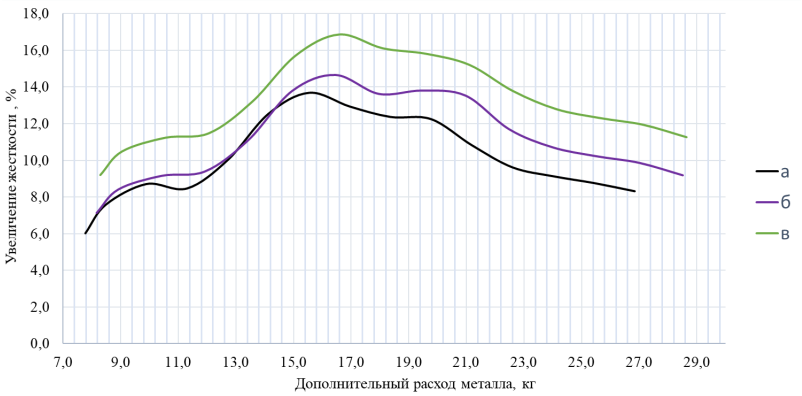


Рис. 11. Зависимость прироста жесткости и металлоемкости при увеличении высоты траверсы: *а* – со скосом граней до опорной плиты; *б* – со скосом граней под 45°; *в* – прямоугольная

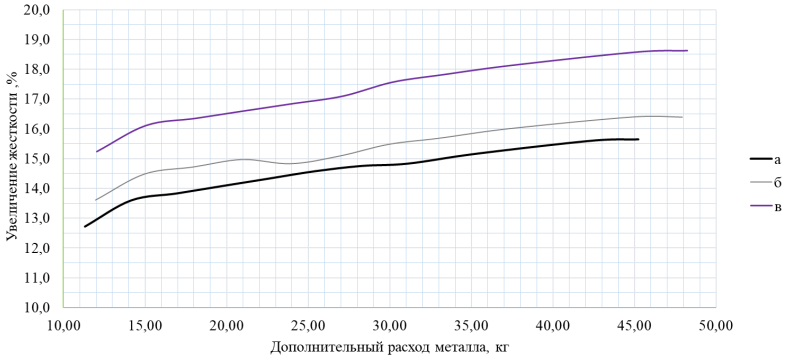


Рис. 12. Зависимость прироста жесткости и металлоемкости при увеличении толщины траверсы: *а* – со скосом граней до опорной плиты; *б* – со скосом граней под 45°; *в* – прямоугольная

Для этого выполним аппроксимацию графиков в *Excel*.

В результате были получены следующие зависимости:

1. Определение увеличения жесткости в результате увеличения высоты траверс:

• для траверсы с со скосом граней до опорной плиты

$$y = -0,0562x^2 + 2,1176x - 6,4794;$$

• для траверсы со скосом граней под 45°

$$y = -0,0618x^2 + 2,1866x - 6,99;$$

• для прямоугольной траверсы

$$y = -0,0562x^2 + 2,127x - 4,6055.$$

2. Определение увеличения жесткости в результате увеличения толщины траверс

• для траверсы с со скосом граней до опорной плиты

$$y = -0,0017x^2 + 0,1703x + 11,296;$$

• для траверсы со скосом граней под 45°

$$y = -0,001x^2 + 0,1295x + 12,502;$$

• для прямоугольной траверсы

$$y = -0,0015x^2 + 0,1765x + 13,53.$$

Данные формулы помогут быстро оценить необходимость постановки дополнительных траверс в том или ином случае. Что облегчит работу проектировщиков и поможет сэкономить на металлоемкости в случае, когда это не дает значимых для задачи результатов.

Заключение

В результате исследования и анализа полученных результатов можно сделать выводы.

1. Постановка траверс значительно увеличивает вращательную жесткость узла. Прирост жесткости достигает 17 %.

2. Наиболее эффективной является траверса со скосом граней до опорной плиты. В абсолютных значениях установка таких траверс дает не максимальный прирост жесткости из возможных, однако, при вложении она более металлоёмка нежели другие варианты.

3. Увеличение толщины траверсы и толщины ребер эффективно на промежутках до 0,7bh. Так как при дальнейшем темпы прироста жесткости уменьшаются. Для рассматриваемого примера оптимальная толщина траверс – 10–14 мм, а толщина ребер 10 мм.

4. Соотношение жесткостей вариантов баз колонн с траверсами сохраняется и при увеличении высоты траверс, и при росте их толщин.

В данной работе рассмотрены лишь некоторые параметры влияющие на жесткость базы колонн. Но можно сделать однозначный вывод, что изучение данного вопроса является актуальным. Его решение поможет достичь оптимальных параметров податливости элементов каркаса при максимально эффективном вложении и сократить время конструирования узлов.

Литература

1. Тихонов С. М., Алехин В. Н., Беляева З. В. Проектирование металлических конструкций. Часть 1: «Металлические конструкции. Материалы и основы проектирования». Учебник для ВУЗов. Под общей ред. А. Р. Туснина – М.: Издательство «Перо», 2020 – 468 с., ил.

2. Должиков В. Н. Исследование влияния податливости соединений на напряженно-деформированное состояние стержневых конструкций с внутренней статической неопределимостью // Современные наукоемкие технологии. 2009. № 10. С. 49–50.

3. Карелин Д. А. Оценка податливости опорного узла стального каркаса // Наука, образование и инновации: Сб. ст. междунар. науч.-практ. конф., 28 декабря 2015 г., Челябинск. Ч. 3. Уфа: Изд-во РИО МЦИИ ОМЕГА САЙНС, 2015. С. 74–77.

4. Туснина В. М. Несущая способность и деформативность податливых узлов стальных каркасов многоэтажных зданий. Дисс. канд. техн. наук 05.23.01 / Туснина Валентина Матвеевна. М., 1989. 166 с.

5. Леденев В. В. Расчет гибкого соединения базы стальной колонны с фундаментом / В. В. Леденев, Тью Тхи Хоанг Ань // Научный вестник Воронежского ГАСУ. Строительство и архитектура. – 2015. – № 3(39). – С. 94–103.

6. Ананьин М. Ю., Фомин Н. И. Метод учета податливости в узлах металлических конструкций зданий // Академический вестник УРАЛНИИПРОЕКТ РААСН. 2010. № 2. С. 72–74.

7. Atak A. Experimental determination and numerical modeling of the stiffness of a fastener // Materials testing. 2020, vol. 62, no.12, pp. 1215-1220. DOI: 10.3139/120.111607.

СЕКЦИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ И КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

УДК 69

Алиджан Гадир оглы Гусейнов,
магистр
Юлия Витальевна Кузнецова,
магистр
(Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет)
E-mail: gusejnov.ali2015@yandex.ru, ms.yulia7373@mail.ru

Alidzhan Gadir Ogly Guseinov,
Master's degree
Julia Vitalievna Kuznetsova,
Master's degree
(Saint Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering)
E-mail: gusejnov.ali2015@yandex.ru, ms.yulia7373@mail.ru

УСИЛЕНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК ПО НАКЛОННЫМ СЕЧЕНИЯМ СИСТЕМАМИ ВНЕШНЕГО АРМИРОВАНИЯ

STRENGTHENING REINFORCED CONCRETE BEAMS ALONG INCLINED SECTIONS BY EXTERNAL REINFORCEMENT SYSTEMS

Современное строительство сталкивается с рядом вызовов, связанных с необходимостью обеспечения высокой надежности и долговечности конструкций при минимальных затратах и изменениях в существующих зданиях. В связи с этим, поиск эффективных методов усиления железобетонных конструкций является одним из важнейших направлений научных исследований в области строительной инженерии. Усиление балок по наклонным сечениям с применением систем внешнего армирования представляет собой перспективное направление развития, которое позволяет значительно повысить несущую способность балок без необходимости внесения существенных изменений в конструкцию здания. Этот метод также позволяет сохранить высоту этажа и избежать значительных модификаций, что особенно ценно в случае реконструкции и модернизации существующих строений.

Ключевые слова: усиление, железобетонные балки, наклонные сечения, композитные материалы, несущая способность, углепластик.

Modern construction faces a number of challenges related to the need to ensure high reliability and durability of structures at minimal cost and changes to

existing buildings. In this regard, the search for effective methods of reinforcing reinforced concrete structures is one of the most important areas of scientific research in the field of civil engineering. Reinforcement of beams along inclined sections with the use of external reinforcement systems is a promising direction of development, which can significantly increase the bearing capacity of beams without the need to make significant changes to the structure of the building. This method also allows you to maintain the height of the floor and avoid significant modifications, which is especially valuable in the case of reconstruction and modernization of existing buildings.

Keywords: reinforcement, reinforced concrete beams, inclined sections, composite materials, bearing capacity, carbon fiber.

Применение композитных материалов в наши дни в качестве альтернативы стальным пластинам при усилении железобетонных конструкций внешним армированием позволяет исключить ряд недостатков, свойственных стали: подверженность коррозии, увеличение массы усиливаемой конструкции, сложности включения в совместную работу и др. Наиболее распространенным железобетонными конструкциями, которые усиливаются внешним композитным армированием, являются изгибаемые элементы. В отличие от плит, ж/б балки усиливают не только по нормальному сечению для восприятия изгибающих моментов, но и по наклонному сечению для восприятия поперечных сил и изгибающих моментов. Отечественные исследования затрагивают в основном только нормальные сечения, в то время как проблема исследования НДС балок, усиленных внешним армированием по наклонному сечению, относится к одной из менее изученных тем.

В связи с этим, научный интерес представляют экспериментальные исследования работы ж/б балок, усиленных по наклонному сечению внешним композитным армированием, а также их несущая способность и факторы, от которых она зависит.

Принимая во внимание необходимость развития методов расчета усиливаемых ж/б балок при непрерывно растущем интересе к системам внешнего армирования из композитных материалов, выбранная тема исследования представляется актуальной.

Преимуществами систем внешнего армирования являются:

1. Простота установки: система внешнего армирования может быть легко прикреплена к поверхности балки с использованием клеевых или механических крепежных элементов.

2. Улучшенная прочность: композитные материалы обладают высокой прочностью и жесткостью, что позволяет значительно усилить балку и повысить ее несущую способность.

3. Устойчивость к коррозии: композитные материалы не подвержены коррозии, что увеличивает долговечность конструкции.

4. Сокращение сроков и стоимости ремонта. Усиление балок по наклонным сечениям композитными материалами позволяет проводить работы быстро и эффективно, что экономит время и деньги.

В современных исследованиях по усилению железобетонных балок применяется широкий спектр композитных материалов, предоставляющих значительный потенциал для улучшения их прочности и устойчивости. Исследования отражают значимость выбора типа композита и схемы усиления для достижения эффективного повышения прочности на сдвиг балок.

В частности, работы авторов Джианфэн Дон, Цинъюань Ван и Чжунвэй Гуань [1], Даниэль Баджо, Халед Судки, Мартин Ноэль [2], Ризван Азам, Халед Судки, Джеффри Уэст, Мартин Ноэль [3], Хасан Никопур, Монсеф Нехди [4], Набиль Грейс, Джордж Абдель-Сайед, Ваэль Рагеб [5], Р. А.И.-Руссан [6], Дж. Сим, Г. Ким, К. Пак, М. Джу [7], Томас Бланксвард, Бьёрн Тельстен, Андерс Каролин [8], Ризван Азам, Халед Судки [9], Кристиан Эскриг, Луис Хил, Эрнест Бернат-Мазо, Франческ Пучверта [10] и А. Си Ларби, Р. Контамина, Э. Ферье, П. Хамельна [11] позволяют сделать следующие выводы.

Схема усиления на сдвиг балок с использованием армированного волокном полимера (*FRP*) демонстрирует значительные преимущества. Выбор типа композита и схемы усиления существенно влияет на эффективность повышения прочности на сдвиг балок. Углепластик, используемый в качестве внешнего армирования при сдвиге, значительно повышает сдвиговую способность балок. Система *FRP* эффективно увеличивает сопротивление на сдвиг

железобетонных балок, особенно при правильной ориентации волокон. Композиты на минеральной основе *MBC* демонстрируют упрочняющий эффект и снижение деформаций конструкций. Использование армированной волокном цементной матрицы (*FRCM*) позволяет значительно повысить несущую способность балок на сдвиг. Различные типы растворов, армированных тканью (*TRM*), повышают несущую способность балок на сдвиг и изменяют характер разрушения.

В данных статьях были рассмотрены основные принципы и методы усиления железобетонных балок по наклонным сечениям и исследована зависимость их прочности от угла крепления композитного материала.

В частности, в работах авторов О. Чаалла, М.-Дж. Ноллета, Д. Перратона [12], Гюсон Кима, Чонсун Симб, Хонсоб О [13], Танасиса К. Триантафиллу [14], Адиль К. Аль-Тамими, Рами Хавиле, Джамала Абдалла и Хайдера А. Рашида [15], Шамшера Б. Сингха [16], Ю-Чжоу Чжэн, Вэнь-Вэй Ван, Халид М. Мосалам, Цинь Фанга, Ли Чена, Чжун-Фэн Чжуб [17], Юсефа А. Аль-Саллум, Хусейна М. Эльсанадеди, Салеха Х. Альсаид и Ризвана А. [18], Абубакра Ахмеда Абдельалль Мохаммеда [19], Буссельхэма, А., и Чааллала, О. [20] были сделаны выводы, подчеркивающие важность оптимальной ориентации волокон композитного материала для увеличения прочности и жесткости усиленных балок. Различные ориентации волокон могут приводить к разным механическим характеристикам конструкции. В исследованиях было выявлено, что угол крепления композитного материала имеет существенное влияние на прочность усиленных балок. Оптимальный угол крепления может значительно повысить эффективность усиления.

В некоторых работах отмечается необходимость дальнейших исследований для более глубокого понимания влияния ориентации волокон и угла крепления на механические свойства усиленных конструкций. Это может включать экспериментальные и численные исследования с учетом различных параметров.

В контексте данных ниже исследований, особое внимание уделяется важному параметру – количеству слоев композита.

Результаты проведенных работ подчеркивают необходимость не только тщательного выбора подходящего типа композита и оптимальной схемы усиления, но и учитывают данный параметр для достижения максимального эффекта.

Работы таких авторов, как Карло Пеллегрино и Клаудио Модена [21], Х. Тутанджи, Л. Чжао, Ю. Чжан [22], Адиль К. Аль-Тамими, Рами Хавиле, Джамала Абдалла, Хайдера А. Рашида [15], Шамшера Б. Сингха [16], Ю-Чжоу Чжэн, Вэнь-Вэй Ван, Халид М. Мосалам, Цинь Фанга, Ли Чена, Чжун-Фэн Чжуб [17], Юсефа А. Аль-Саллум, Хусейна М. Эльсанадеди, Салеха Х. Альсаид, Ризвана А. [18], Абубакра Ахмеда Абдельалль Мохаммеда [19], Буссельхэма А. и Чаалала О. [20] показали, что количество слоев композита (например, *FRP*) оказывает существенное влияние на несущую способность балок. Увеличение числа слоев может привести как к увеличению прочности, так и к ухудшению характеристик из-за различных видов разрушений. Увеличение количества слоев композита до определенного предела может существенно повысить прочность балок при сдвиге. Однако, дальнейшее увеличение числа слоев может привести к расслоению композита и ухудшению характеристик конструкции. Важно также учитывать не только количество слоев, но и их ориентацию. Ориентация слоев и их взаимодействие с материалом балки существенно влияют на ее прочность и устойчивость к различным видам нагрузок.

Еще одним важным фактором при усилении железобетонных балок по наклонным сечениям является процент поперечного армирования.

Основным результатом в статьях авторов Эрнесто Гранде, Маура Имбимбо и Алессандро Расуло [23], Райана Бакай, Эззельдина Язид Сайед-Ахмеда и Найджела Грэм Шрив [24], Азама, Халеда Судки, Джеффри С. Уэста, Мартина Ноэля [3], Томаса Бланксварда, Бьерна Тельстена и Андерса Каролина [8], Кристиана Эскрига, Луиса Хиля, Эрнеста Бернат-Мазо, Франческ Пучверта [10], Танасиса К. Триантафиллу и Кэтрин Г. Папаниколау [25], Ю. Цао, Дж. Ф. Чен, Дж. Г. Тен, З. Хао и Дж. Чен [26], Буссельхэма, А., и Чаалала, О [20], Алекс Ли, Шейхна Диагана,

Ив Дельма [27] является изменчивость сопротивления сдвигу полимера в зависимости от количества поперечной стальной арматуры. Чем меньше процент поперечного армирования, тем больше эффект от усиления образца системами внешнего армирования.

В современных исследованиях по усилению железобетонных балок активно изучаются различные схемы усиления, использующие широкий спектр композитных материалов. Эти материалы предоставляют значительный потенциал для улучшения прочности и устойчивости балок на сдвиг. Исследования отражают важность выбора не только типа композита, но и оптимальной схемы усиления для достижения эффективного повышения прочности балок.

Результаты работ таких авторов, как Эхсан Моради, Хосейн Надерпур, Али Хейроддин [28], Хая Х. Мханнаа, Рами А. Хавилеб, Джамал А. Абдалла [29], Али Сарибийка, Басселя Абодана, Мухаммеда Тальха Балчи [30], Огуза Гюнеш, Орала Буюкозтюрк, Эрдема Караджа [31], Дж. Спадея, Р. Н. Свами и Ф. Бенкардино [32], Дж. Барроса и С. Диаса [33], Мухаммада Умайр Салима, Хишама Джахангира Куреши, Мухаммада Насир Амина, Кафаятулла Хан и Хасана Хуршида [34], Монти Дж. и Лиотта М. [35], Дж. Сим, Г. Ким, К. Пак и М. Джу [7], А. Си Ларби, Р. Контамин, Э. Ферье, П. Хамелин [11], И. А. Бухари, Р. Л. Воллум, С. Ахмад и Дж. Сагасета [36], Ренди Тамрин, Сабрил Харис и Зайдир [37], Абубакра Ахмеда Абдельалль Мохаммеда [19], позволяют выделить следующие основные выводы.

Среди схем усиления выделяются *O*-образная, *U*-образная и схема усиления по бокам. Все схемы показали прирост прочности относительно контрольных образцов. В большинстве исследований наилучшие результаты были получены при конфигурациях с полностью обернутыми листами и полностью обернутыми полосами среди усиливающих конфигураций. Однако данная конфигурация, достаточно сложна в монтаже. *U*-образная схема усиления так же показала хорошие результаты. Сложность ее монтажа ниже, чем у *O*-образной схемы, таким образом применение данной схемы более универсально. Схема усиления по бокам показывает

более низкие результаты относительно других схем, однако также имеет свою сферу применений.

Разработка эффективных схем усиления для балок на сдвиг является важным направлением в современной строительной индустрии, требующим дальнейших исследований и практической реализации.

В данных исследованиях авторы сосредоточены на влиянии геометрических параметров балок на их прочность при усилении по наклонным сечениям. Были рассмотрены различные способы усиления балок, а также проведены анализ и сравнение их прочностных характеристик в зависимости от геометрических параметров балок.

В частности, в работах авторов Хая Х. Мханнаа, Рами А. Хавилеб, Джамал А. Абдалла [29], Ахмеда Сайеда [38], Фабио Матта, Паоло Маццолени, Майкла А. Саттона, Мохамеда К. ЭльБатануни, Аарона К. Ларошa, Пола Х. Зила [39], Ю-Чжоу Чжэн, Вэнь-Вэй Ван, Халид М. Мосалам, Цинь Фанга, Ли Чена, Чжун-Фэн Чжуб [17], Буссельхэма, А., и Чааллала, О [20] было обнаружено, что в коротких балках влияние поперечной силы может стать превалирующим. Геометрия балок определяет, как равномерно распределяются напряжения внутри материала. Оптимальная геометрия балки способствует более равномерному распределению нагрузок, что позволяет композитным материалам эффективнее усиливать балку. Это может включать выбор определенных пропорций ширины, высоты и длины балки. Было обнаружено, что изменения отношения высоты к ширине балок вызывают также изменение угла разрушения. Особенности формы сечения, такие как заостренные углы или сложные геометрические элементы, могут затруднять процесс усиления композитами. Наиболее просты в усилении прямоугольные сечения.

Современные исследования в области усиления железобетонных балок все чаще привлекают широкий ассортимент композитных материалов. При этом важно понимать, что не только тип материала, но и его параметры, такие как ширина, шаг и высота, играют значительную роль в эффективности усиления. Инновационные материалы, включая эластичные ткани из армированного волокном полимера

и композиты на минеральной основе, представляют собой перспективные решения для повышения прочности конструкций.

Исследования Набила Ф. Грейсом, Джорджа Абдель-Сайеда и Ваэла Ф. Рагеба [5], Р. А. И.-Руссана [6], Дж. Барроса и С. Диаса [33], Амера М. Ибрагима, Ахмеда Абдулла Мансора и Мутхафера Хамида [40], А. Си Ларби, Р. Контамин, Э. Ферье и П. Хамелина [11], Ади Салмана Абу-Обейда [41], С. Ю. Цао, Дж. Ф. Чен, Дж. Г. Тен, З. Хао и Дж. Чен [26] пришли к следующим выводам.

Меньший шаг может привести к более равномерному распределению усилий и более эффективному усилению балки. Ширина композитного материала определяет область, в которой распределены усилия от материала на балке. Широкие полосы могут обеспечить более равномерное распределение нагрузки и повысить прочность балки, особенно при наличии больших нагрузок. Однако широкие полосы могут также оказаться избыточными в некоторых случаях и привести к излишнему расходу материала. Высота наклейки композитного материала указывает на то, насколько высоко вдоль балки располагается усиление. Более высокая наклейка может обеспечить большую жесткость и прочность в области, где она прикреплена. Однако, увеличение высоты наклейки может быть ограничено геометрией балки и требованиями конструкции.

Для наглядного представления результатов исследования была разработана диаграмма, представленная на рисунке, которая иллюстрирует эффективность усиления балок композитными материалами в сравнении с неусиленными. На данной диаграмме отображено количество образцов в процентах, а справа указана эффективность усиления также в процентах.

Из диаграммы видно:

1. 5,6 % образцов не показали приращения прочности, вероятно из-за плохо закрепленной композитной арматуры или иных дефектов производства балок.

2. 21,2 % образцов показали увеличение несущей способности от 1 % до 25 %.

3 22,7 % образцов показали увеличение несущей способности от 26 % до 50 %.

4. 25,3 % образцов показали увеличение несущей способности от 51 % до 75 %.

5. 11,6 % образцов показали увеличение несущей способности от 76 % до 100 %.

6. 5 % образцов показали увеличение несущей способности от 101 % до 125 %.

7. 2,7 % образцов показали увеличение несущей способности от 126 % до 150 %.

8. 2,9 % образцов показали увеличение несущей способности от 151 % до 175 %.

9. 1,5 % образцов показали увеличение несущей способности от 176 % до 200 %.

10. 0,6 % образцов показали увеличение несущей способности от 201 % до 225 %.

11. 0,9 % образцов показали увеличение несущей способности от 226 % до 250 %.

Диаграмма увеличения несущей способности усиленных железобетонных балок

Выводы

Усиление железобетонных балок по наклонным сечениям с применением систем внешнего армирования является высокоэффективным решением. Результаты исследований демонстрируют значительное увеличение несущей способности балок при использовании данного метода усиления.

В сравнении с методами наращивания сечения, усиление по наклонным сечениям менее трудоемко и сохраняет высоту этажа. Этот подход позволяет избежать значительных модификаций конструкции и предотвращает увеличение общей массы строения.

Применение усиления балок по наклонным сечениям не приводит к дополнительной нагрузке на конструкцию. В отличие от других методов усиления, требующих внедрения дополнительных материалов внутрь балки, усиление по наклонным сечениям не изменяет массу конструкции.

Этот метод усиления, хотя и требует дополнительных исследований, уже демонстрирует значительную эффективность, что подчеркивает важность его дальнейшего развития. Глубокое понимание факторов, влияющих на эффективность метода, способствует его более широкому применению и улучшению конструкций.

Эффективность усиления балок по наклонным сечениям зависит от множества параметров, включая материалы, геометрические характеристики балки и условия эксплуатации. Дальнейшие исследования должны учитывать все эти факторы для оптимального применения метода.

Необходимо выделить область наиболее рационального применения метода усиления балок по наклонным сечениям. Это поможет инженерам и архитекторам оптимизировать процесс проектирования и строительства, сосредотачивая усилия на тех областях, где данный метод наиболее эффективен.

Литература

1. J. Dong, Q. Wang, Z. Guan. Structural behaviour of RC beams with external flexural and flexural–shear strengthening by FRP sheets. Composites Part B: Engineering. January 2013, P. 604–612.

2. D. Baggio, K. Soudki, M. Noël. Strengthening of shear critical RC beams with various FRP systems. Construction and Building Materials № 66. September 2014. P. 634–644.

3. R. Azam, K. Soudki, J. S. West, M. Noël. Strengthening of shear-critical RC beams: Alternatives to externally bonded CFRP sheets. Construction and Building Materials № 151. October 2017. P. 494–503.

4. F. Matta, P. Mazzoleni, E. Zappa, M. Sutton. Shear Strength of FRP Reinforced Concrete Beams without Stirrups: Verification of Fracture Mechanics Formulation. A Fracture Approach for FRP-Concrete Structures. January 2012. P. 440–446.

5. J. Barros, S. Dias. Shear strengthening of reinforced concrete beams with laminate strips of CFRP. Conference: International Conference Composites in Constructions. September 2003. 6 p.

6. A. Saribiyik, B. Abodan, M. Talha Balc. Experimental study on shear strengthening of RC beams with basalt FRP strips using different wrapping methods. Engineering Science and Technology an International Journal 24. June 2020. P. 192–204.

7. A. K. Al-Tamimi, R. Hawileh, J. Abdalla, Hayder A. Rasheed. Effects Of Ratio Of CFRP Plate Length To Shear Span And End Anchorage On Flexural Behavior Of SCC RC Beams. Journal Of Composites For Construction. December 2011. P. 908–919.

8. J. Sim, G. Kim, C. Park, and M. Ju. Shear Strengthening Effects with Varying Types of FRP Materials and Strengthening Methods. January 2005. P. 1661–1680.

9. T. Blanksvärd, B. Täljsten, A. Carolin. Shear Strengthening of Concrete Structures with the Use of Mineral-Based Composites. J. Compos. Constr. 2009. P. 25–34.

10. A. Bousselham, O. Chaallal. Mechanisms of Shear Resistance of Concrete Beams Strengthened in Shear with Externally Bonded FRP. J. Compos. Constr. 2008. P. 499–512.

11. O. Chaalla, M.-J. Nollet, D. Perraton. Shear Strengthening Of RC Beams By Externally Bonded Side CFRP Strips. J. Compos. Constr. 1998. P. 111–113.

12. S. Y. Cao, J. F. Chen, J. G. Teng, Z. Hao, and J. Chen. Debonding in RC Beams Shear Strengthened with Complete FRP Wraps. J. Compos. Constr. 2005. P. 417–428.

13. R. Azam S., K. Soudki. FRCM Strengthening of Shear-Critical RC Beams. J. Compos. Constr. 2014. P. 25–37.

14. S. Bahadur Singh. Shear response and design of RC beams strengthened using CFRP laminates. International Journal of Advanced Structural Engineering. 16 p.

15. C. Pellegrino, C. Modena. FRP Shear Strengthening of RC Beams with Transverse Steel Reinforcement. Journal of Composites for Construction 6. May 2002. 8 p.

16. M. U. Saleem, H. J. Qureshi, M. N. Amin, K. Khan, H. Khurshid. Cracking Behavior of RC Beams Strengthened with Different Amounts and Layouts of CFRP. Applied sciences. 2019. 111 p.

17. Y. Al-Salloum, H. M. Elsanadedy, S. Alsayed, R. Iqbal. Experimental and Numerical Study for the Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams Using Textile-Reinforced Mortar. Journal of Composites for Construction 16. February 2012. P. 74–90.

18. C. Escrig, L. Gil, E. Bernat-Maso, F. Puigver. Experimental and analytical study of reinforced concrete beams shear strengthened with different types of textile-reinforced mortar. Construction and Building Materials 83. 2015. P. 248–260.

19. G. Kim, J. Sim, H. Oh. Shear strength of strengthened RC beams with FRPs in shear. Construction and Building Materials 22. June 2008. P. 1261–1270.

20. R. Bakay, E. Y. Sayed-Ahmed, N. Graham. Shrive. Interfacial debonding failure for reinforced concrete beams strengthened with carbon-fibre-reinforced polymer strips. Canadian Journal of Civil Engineering 36. January 2009. P. 103–121.

21. T. Triantafillou, C. Papanicolaou. Shear Strengthening of Reinforced Concrete Members with Textile Reinforced Mortar (TRM) jackets. Materials and Structures 39. April 2006. P. 93–103.

22. A. Si Larbi, R. Contamine, E. Ferrier, P. Hamelin. Shear strengthening of RC beams with textile reinforced concrete (TRC) plate. Construction and Building Materials 24. 2010. P. 1928–1936.

23. E. Grande, M. Imbimbo, A. Rasulo. Effect of Transverse Steel on the Response of RC Beams. Journal of Composites for Construction 13. October 2009. P. 404–414.

24. H. Toutanji Flexural behavior of reinforced concrete beams externally strengthened with CFRP sheets bonded with an inorganic matrix. Engineering Structures 28. 2006. P.557–566.

25. O. Gunes, O. Buyukozturk, E. Karaca. A fracture-based model for FRP debonding in strengthened beams. Engineering Fracture Mechanics 76. 2009. P. 1897–1909.

26. A. Li, C. Diagana, Y. Delmas. CRFP contribution to shear capacity of strengthened RC beams. Engineering Structures 23. October 2001. P. 1212–1220.

27. A. Ahmed, A. Mohammed. Flexural Behavior Of Reinforced Concrete Beams Strengthened With Externally Bonded Hybrid Systems. Master Of Science In Civil Engineering. December. 2017. 115 p.

28. E. Grande, M. Imbimbo, A. Rasulo. Effect of Transverse Steel on the Response of RC Beams. Journal of Composites for Construction 13. October 2009. P. 404–414.

29. E. Moradi, H. Naderpour, A. Kheyroddin. An experimental approach for shear strengthening of RC beams using a proposed technique by embedded through-section FRP sheets. J. Compos. Constr. 238. January 2020. 13 p.

30. H. H. Mhannaa, R. A. Hawilehb, J. A. Abdalla. Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams Using CFRP Wraps. Procedia Structural Integrity 17. 2019. P. 214–221.

31. G. Spadea, R. N. Swamy, F. Bencardino. Strength And Ductility Of RC Beams Repaired With Bonded CFRP Laminates. Bridge Eng. 2001. P. 349–355.

32. A. M. Sayed. Experimental Study of Large-scale RC Beams Shear-Strengthened with Basalt FRP Sheets. Civil Engineering Journal 6. April 2020. P. 769–784.

33. Y. Zhenga, W. Wangb, K. M. Mosalamc, Q. Fanga, L. Chena, Z. Zhu. Experimental investigation and numerical analysis of RC beams shear strengthened with FRP/ECC composite layer. Composite Structures 246. 2020. 14 p.

34. H. Nikopour, Mon. Nehdi. Shear repair of RC beams using epoxy injection and hybrid external FRP. December 2011. Materials and Structures 44. P. 1865–1877.

35. R. Al-Rousan. The shear behavior of CFRP strengthened RC beams. Magazine of Civil Engineering. 2020. P. 447–456.

36. R. Thamrin, S. Haris, Z. Haris. Shear strengthening of reinforced concrete beams with near surface mounted steel bars. MATEC Web of Conferences. January 2019. 6 p.

37. A. Salman, Abu-Obeidah. Behaviour Of Shear Deficient Reinforced Concrete Beams With Externally Bonded Aluminum Plates. Master Of Science In Civil Engineering. December 2017. P. 24–37.

38. T. C. Triantafillou. Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams Using Epoxy-Bonded FRP Composites. ACI Structural Journal 95. May 1996. P. 107–115.

39. A. M. Ibrahim, A. A. Mansor, M. Hameed. Structural Behavior of Strengthened RC Beams in Shear using CFRP Strips. The Open Civil Engineering Journal. 2017. P. 205–215.

40. G. Monti and M. A. Liotta. FRP-Strengthening in Shear: Tests and Design Equations. Construction and Building Materials 21. April 2007. P. 799–809.

41. I. A. Bukhari, R. L. Vollum, S. Ahmad and J. Sagaseta. Shear strengthening of reinforced concrete beams with CFRP. Magazine of Concrete Research. January 2010. P. 65–77.

УДК 624.04

Елизавета Андреевна Михайлова,
магистр
(Санкт-Петербургский государственный
архитектурно-строительный университет)
E-mail: Liza_446@mail.ru

Elizaveta Andreevna Mikhailova,
Master's degree
(Saint Petersburg State University
of Architecture and Civil Engineering)
E-mail: Liza_446@mail.ru

ВЫЯВЛЕНИЕ ПРИЧИН ДЕФОРМАЦИЙ НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ ОБЪЕКТА КУЛЬТУРНОГО НАСЛЕДИЯ МОРСКОГО НИКОЛЬСКОГО СОБОРА В Г. КРОНШТАДТЕ

INDETIFICATION OF THE CAUSES OF DEFORMATIONS IN THE BEARING STRUCTURES OF THE CULTURAL HERITAGE SITE OF THE MARINE NICOLAS CATHEDRAL IN KRONSTADT

В ходе данного исследования была выдвинута гипотеза о причинах возникновения деформаций несущих конструкций Морского Никольского собора в г. Кронштадт. Статья отсылает на предыдущее исследование, в ходе которого были собраны и проанализированы динамические характеристики несущих конструкций собора в 2005 г. и 2009 г. В данном исследовании был произведен сбор нагрузок, определены физико-механические характеристики материалов несущих конструкций, смоделированы два варианта расчетных схем. Первый включает работу контрфорсов в поперечном направлении, а второй нет. Результаты модального анализа подтвердили корректность схем и выдвинутую гипотезу. Построенные по расчетным значениям эпюры колебаний сооружения по первому тону с достаточной точностью повторяют натурные результаты.

Ключевые слова: модальный анализ, динамические параметры, обследование, собственные частоты колебаний, железобетон, кирпичная кладка.

In the course of this study, a hypothesis was proposed about the reasons for the occurrence of deformations of the supporting structures of the Marine Nicholas Cathedral in Kronstadt. The article refers to a previous study, where the dynamic characteristics of the cathedral's load-bearing structures in 2005 and 2009 were collected and analyzed. In this study, loads were collected, the physical and mechanical characteristics of the materials of load-bearing structures were determined, and

two variants of design schemes were modeled. The first includes the operation of buttresses in the transverse direction, the second does not. The results of modal analysis confirmed the correctness of the schemes and the hypothesis put forward. The calculated diagrams of vibrations of the structure of the first tone repeat the full-scale results with sufficient accuracy.

Keywords: modal analysis, dynamic parameters, inspection, natural vibration frequencies, reinforced concrete, brickwork.

Данное исследование основывается на собранных исходных данных о состоянии несущих конструкций Морского Никольского собора и их анализе [1–3]. Динамические испытания были проведены по методикам, разработанным в Министерстве обороны [4–5].

На рис. 1 приведены формы колебаний в поперечном направлении, относящиеся к периодам 2005 г. и 2009 г. Анализ эпюр наглядно показывает, что при одном и том же защемлении фундаментов, отмечается заметное снижение жесткости в уровне 0–16 м.

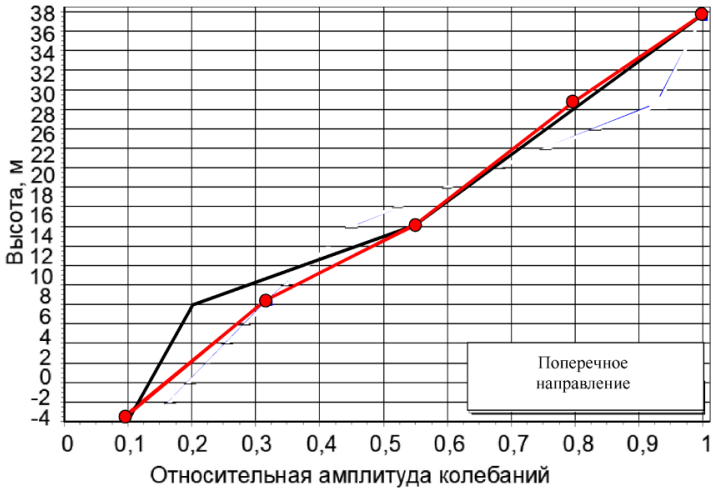


Рис. 1. Эпюры колебаний сооружения по первому тону (поперечное направление). Красная линия – (2,7 Гц) 2009 г., черная – (3,08 Гц) 2005 г.

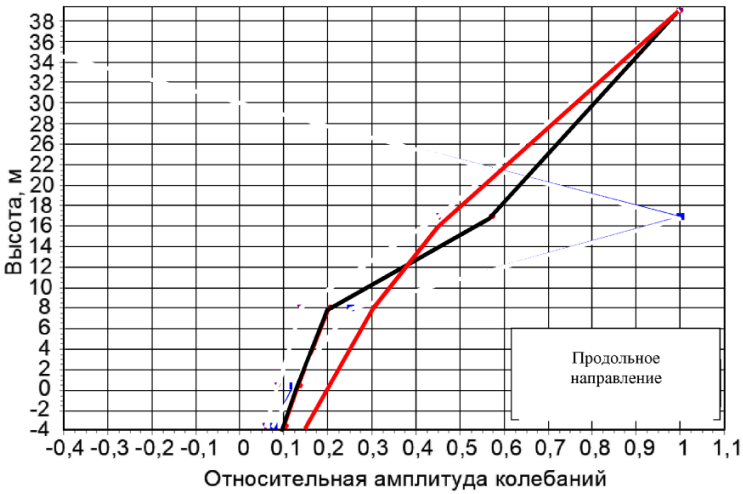


Рис. 2. Эпюры колебаний сооружения по первому тону (продольное направление). Красная линия – (3,0 Гц) 2009 г., черная – (3,01 Гц) 2005 г.

Объяснением этого может служить гипотеза о потере связи основного объема сооружения с контрфорсами, роль которых выполняют лестничные клетки, располагающиеся по обеим сторонам здания до высоты 20 м. По-видимому, имеющиеся вертикальные трещины по линии соединения контрфорсов и основного объема здания освободились ото льда и обеспечили податливость в поперечном направлении. Измерения в 2005 г. проводились в марте и, возможно, стены здания и трещины были «заморожены». Косвенным подтверждением этой гипотезы может служить тот факт, что частота крутильных колебаний снизилась всего на 7 % [1], что вдвое меньше, т. е. доля поперечной податливости присутствует, но она значительно ниже.

Сопоставительный анализ эпюр колебаний в продольном направлении (см. рис. 2), также не противоречит предложенной гипотезе. Очевидно, что выключение из колебаний контрфорсов, снизило жесткость здания и в продольном направлении. Об этом

свидетельствует изменение наклона эпюры колебаний и увеличение относительной податливости фундаментов. Однако при этом снизилась масса сооружения, что компенсировало снижение частоты колебаний, которая осталась неизменной.

На проектных чертежах, датируемых 1907 г., лестничные клетки, выполняющие роль контрфорсов, отсутствуют, также как и фундаменты под их основанием. Таким образом, мы можем предположить, что работы по возведению стен лестничных клеток выполнялись непоследовательно. Стены могли быть возведены на неподготовленное основание. Данную гипотезу подтверждает зафиксированная значительная относительная осадка собора в уровне пола подвала (см. рис. 3). Относительно меньшее перемещение лестничной клетки связано с фактическим снижением жесткости связей, вызванных разрушением стен и фундаментов при температурных деформациях.

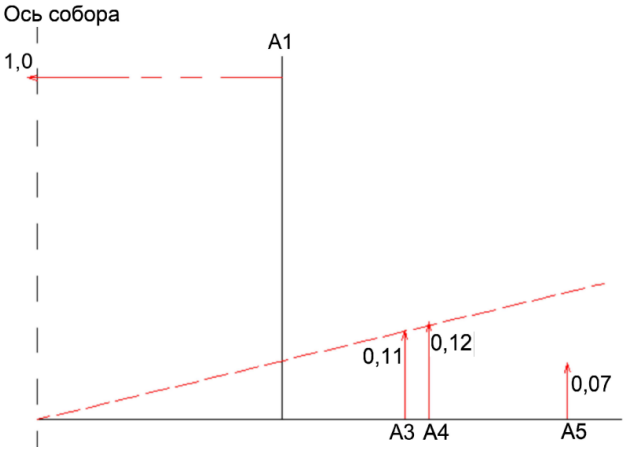


Рис. 3. Схема расстановки датчиков

В расчетной модели были приняты следующие допущения:

• все элементы конструкции работают в упругой стадии и воспринимают прикладываемые нагрузки всем сечением;

• все материалы являются изотропными;

• не учитывались существующие на момент обследования трещины в кирпичной кладке.

Жесткость и плотность железобетонных конструкций и конструкций из кирпичной кладки была снижена для учета внешних нагрузок. Физико-механические характеристики железобетона соответствуют классу В7,5.

Принятые в расчетах физико-механические характеристики материалов, использованных при построении расчетной модели, приведены в таблице 1.

Таблица 1

Физико-механические характеристики материалов

Материалы	Модуль упругости, МПа	Коэффициент Пуассона	Плотность материала, кг/м^3
Железобетон	$1{,}6\times10^4$	0,2	1800
Кирпичная кладка	$0{,}8\times10^4$	0,18	1600

Модальный анализ был выполнен от статического загружения собственным весом конструкций собора с учетом понижающего коэффициента 0,9 [6].

В соответствии с целью проводимых исследований модальный анализ выполнялся для конструкций собора:

• включающим работу контрфорсов (лестничных клеток) в поперечном направлении и соответствующим данным обследования на 2005 г. (далее – РС № 1);

• без лестничных клеток и их фундаментов, соответствующим данным обследования на 2009 г. (далее – РС № 2).

В ходе модального анализа были получены динамические характеристики модели, что позволяет использовать эти результаты для оценки корректности моделирования.

Сравнение экспериментальных и расчетных значений частот собственных колебаний представлено в табл. 2, 3.

Таблица 2

Сравнение собственных частот колебаний для РС № 1

Группы частот	Экспериментальное значение частот собственных колебаний на 2005 г., Гц	Расчетное значение частот собственных колебаний, Гц (РС №1)	Отличие расчетных значений частот от экспериментальных,%
Поперечное направление (в направлении оси *Y*)	3,08	3,15	2,3
Продольное направление (в направлении оси *X*)	3,01	3,84	27,6
Крутильные колебания (относительно оси *Z*)	4,06	5,27	29,8
Изгибно-крутильные колебания здания	6,01	6,85	14,0

Таблица 3

Сравнение собственных частот колебаний для РС № 2

Группы частот	Экспериментальное значение частот собственных колебаний на 2009 г., Гц	Расчетное значение частот собственных колебаний, Гц (РС №2)	Отличие расчетных значений частот от экспериментальных,%
Поперечное направление (в направлении оси *Y*)	2,70	2,94	8,9

Окончание табл. 3

Группы частот	Экспериментальное значение частот собственных колебаний на 2009 г., Гц	Расчетное значение частот собственных колебаний, Гц (РС №2)	Отличие расчетных значений частот от экспериментальных,%
Продольное направление (в направлении оси *X*)	3,00	3,80	26,7
Крутильные колебания (относительно оси Z)	3,78	5,02	32,8
Изгибно-крутильные колебания здания	5,65	6,52	15,4

Отличие расчетных значений от полученных экспериментально при обследовании может быть связано с различными факторами, но основным, по-видимому, является невозможность в модели воспроизвести точно условия взаимодействия конструктивных элементов здания. Так в модели узлы соединения сопрягаемых элементов являются жесткими, на самом деле соединение могут обладать некоторой податливостью. Несущие конструкции здания имеют повреждения в виде трещин, которые в расчетной модели не учитывались.

Кроме этого, в расчетной модели основание под фундаментами здания принято недеформируемым, хотя при проведении обследования были выявлены факторы, не полностью подтверждающие принятое допущение.

В целом, значения собственных частот колебаний, полученные в расчетах, хорошо согласуются с экспериментальными данными. Так обнаруженная в эксперименте близость низших частот

колебаний в продольном и поперечном направлении собора подтвердилась в расчете.

Две низшие формы колебаний и перемещения узлов элементов по соответствующим осям показаны на рис. 4–7 для двух расчетных моделей соответственно.

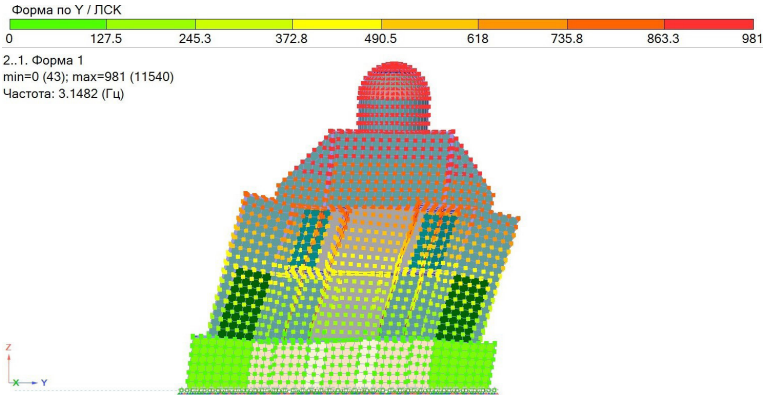


Рис. 4. Первая форма колебаний в поперечном направлении РС № 1. Перемещения по оси *Y*

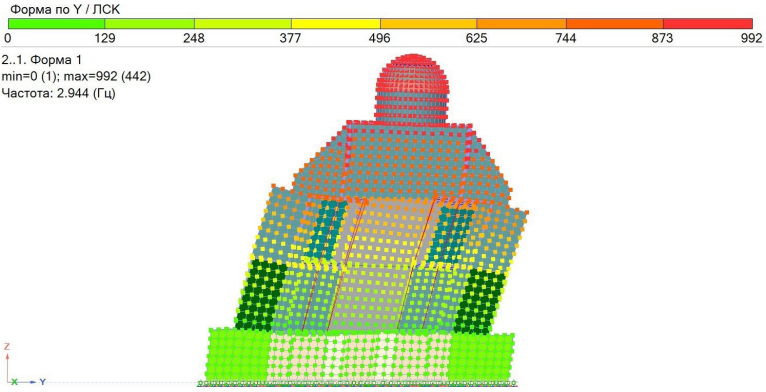


Рис. 5. Первая форма колебаний в поперечном направлении РС № 2. Перемещения по оси *Y*

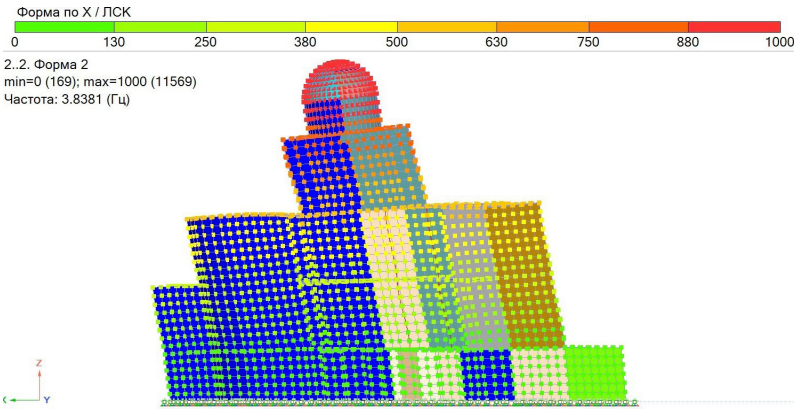


Рис. 6. Первая форма колебаний в продольном направлении РС № 1. Перемещения по оси *X*

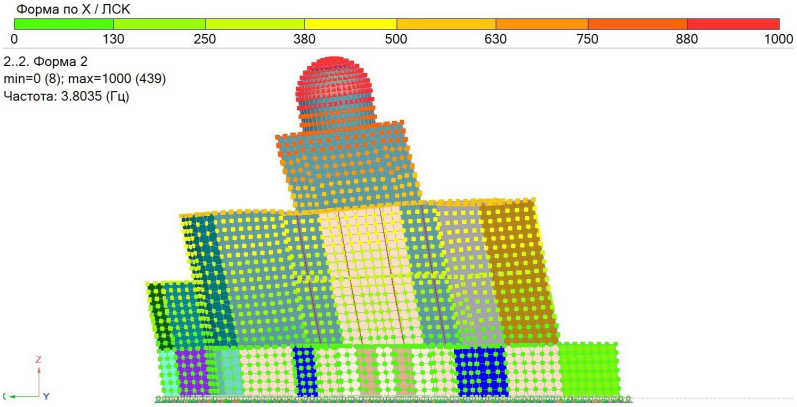


Рис. 7. Первая форма колебаний в продольном направлении РС № 2. Перемещения по оси *X*

Выполненный анализ частот и форм собственных колебаний собора показал, что результаты расчетов с достаточной степенью точности согласуются с результатами натурных обследований соответствующих годов.

На основе данных, полученных в ходе модального анализа, были построены эпюры колебаний сооружения по первому тону в поперечном и продольном направлении (рис. 8, 9). На графиках представлено сравнение расчетных значений частот и относительных амплитуд колебаний для РС № 1 и № 2.

В поперечном направлении, где контрфорсы оказывают наиболее явное влияние на устойчивость здания, зафиксировано снижение жесткости конструкций до отметки +16,000 с небольшим набором прочности в зоне второго яруса на отметке +8,000.

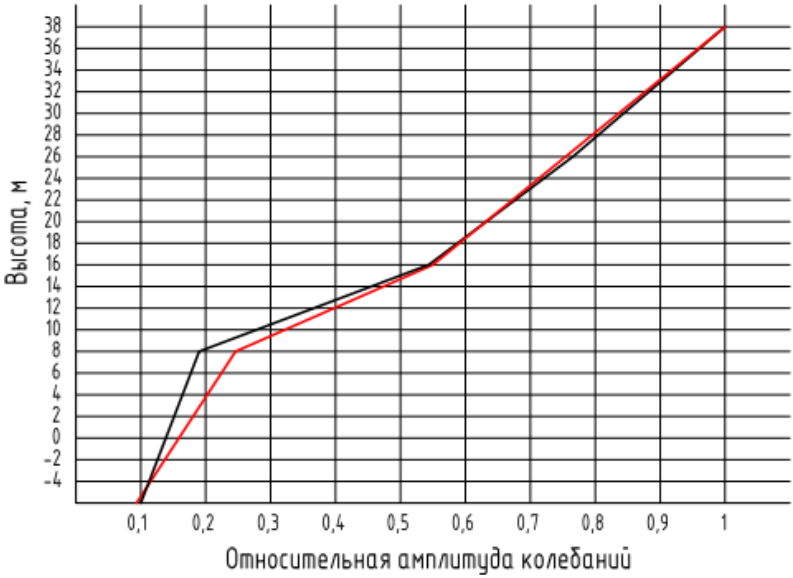


Рис. 8. Эпюры колебаний сооружения по первому тону (поперечное направление). Черная линия – РС №1, красная – РС № 2

В продольном направлении дельта относительных амплитуд колебаний оказалась меньше, чем в экспериментальных данных. Это может быть связано с принятой в расчет пониженной плотностью кирпичной кладки. Плотность была занижена для учета

внешних нагрузок на конструкцию. В расчет было принято среднее значение по нагрузке, в то время как контрфорсы могли быть загружены значительно меньше. Соответственно их собственный вес в РС № 1 был бы больше, что оказало бы больший эффект на относительную амплитуду при отсутствии контрфорсов в РС № 2.

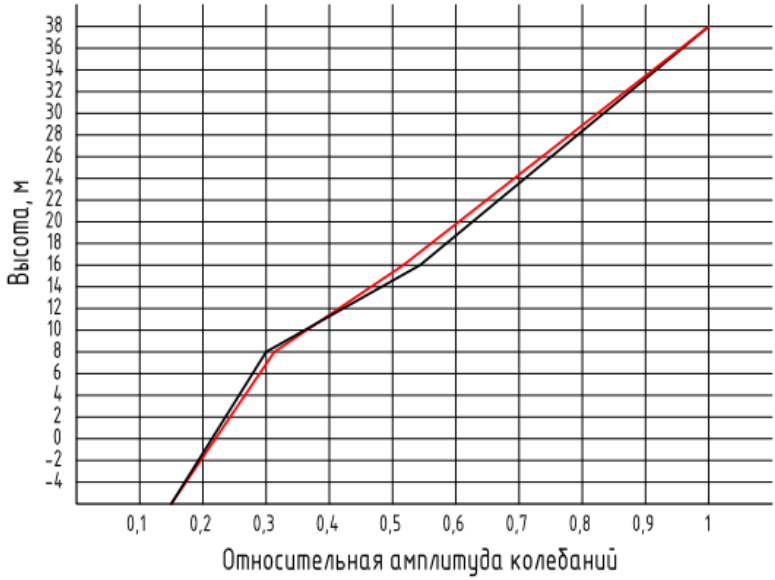


Рис. 9. Эпюры колебаний сооружения по первому тону (продольное направление). Черная линия – РС № 1, красная – РС № 2

Для обоих направлений наблюдается характерное увеличение относительных амплитуд в зоне контрфорсов. При этом выше отметки +16,000 эпюры практически идентичны по значениям и имеют одинаковый наклон. Также из рис. 1, 2 видно, что характеры эпюр, полученных из расчетных моделей и из натурных обследований, совпадают. Вышеперечисленные факты косвенно подтверждают выдвинутую гипотезу о потере связи основного объема сооружения с контрфорсами.

Литература

1. Анализ результатов мониторинга несущих конструкций объекта культурного наследия Морского Никольского собора в г. Кронштадт / Михайлова Е.А. // Сборник статей магистрантов и аспирантов. – 2023. – Вып. 6. – Сер. Строительство. – С. 299–304.

2. Методика оценки и сертификации инженерной безопасности зданий и сооружений – М. : МЧС России, 2003. – 85с.

3. ГОСТ 31937-2011 Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния. – М. : Стандартинформ, 2014. – 89с.

4. О практическом применении метода динамических испытаний для оценки категории технического состояния и сейсмостойкости зданий и сооружений при слабых и сильных импульсных воздействиях / Сущев С. П., Ларионов В. И., Галиуллин Р. Р., Нигметов Г. М., Савин С. Н., Самарин В. В. // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2014. – № 3. – С. 52–59.

5. Мониторинг уникальных объектов с использованием динамических параметров по ГОСТ Р 53778-2010 / Савин С. Н., Демишин С. В., Ситников И. В. // Инженерно-строительный журнал. – 2011. – № 7 (25). – С. 33–39.

6. СП 14.13330.2018. Актуализированная редакция СНиП 2-7-81* «Строительство в сейсмических районах». – М. : Изд-во стандартов, 2018. – 117 с.

УДК 624.012.2

Диана Дмитриевна Новокрещенова,
магистр
(Санкт-Петербургский государственный
архитектурно-строительный университет)
E-mail: di_27@bk.ru

Diana Dmitrievna Novokreschenova,
Master's degree
(Saint Petersburg State University
of Architecture and Civil Engineering)
E-mail: di_27@bk.ru

ОСОБЕННОСТИ РАБОТЫ КИРПИЧНОЙ СТЕНЫ С ПИЛЯСТРОЙ ПРИ МЕСТНОЙ НАГРУЗКЕ

FEATURES OF THE WORK OF A BRICK WALL WITH A PILASTER, UNDER LOCAL LOAD

В данной статье рассматривается определение несущей способности кирпичной стены, при местном сжатии по площади, расположенной в пределах пилястры с целью дальнейшего исследования усиления данной конструкции железобетонным наращиванием. При определении несущей способности использовался существующий метод теоретического расчета для проверки адекватности работы модели, построенной в ПК ANSYS. Это необходимо для последующего моделирования усиленной конструкции. Устройство пилястр требуется в тех случаях, если несущей способности опорного участка кирпичной кладки при действии значительных сосредоточенных нагрузок недостаточно. По результатам проведенного анализа сделан вывод, что расчетная модель кирпичной кладки с пилястрой, при местной нагрузке, построенная в ПК ANSYS, работает адекватно и может быть использована для дальнейших исследований.

Ключевые слова: каменная кладка, пилястра, местное сжатие, местная нагрузка, расчет кирпичной кладки в ПК ANSYS.

This article discusses the determination of the bearing capacity of a brick wall, with local compression over an area located within the pilaster in order to further study the reinforcement of this structure by reinforced concrete buildup. When determining the bearing capacity, the existing theoretical calculation method was used to verify the adequacy of the model built in the ANSYS software package. This is necessary for the subsequent modeling of the reinforced structure. Pilasters are required in cases where the bearing capacity of the supporting section of the brickwork is insufficient under the action of significant concentrated loads. Based on the results of the analysis, it was concluded that the design model of masonry with pilasters, under local load, built in the ANSYS software package, works adequately and can be used for further research.

Keywords: masonry, pilasters, local compression, local load, brickwork calculation in the ANSYS software package.

В Санкт-Петербурге основные несущие конструкции зданий старой дореволюционной постройки выполнены из кирпича. Фундаменты и стены капитальных зданий построены с большим запасом прочности, это объясняется тем, что в прежние времена толщина несущих конструкций здания устанавливалась эмпирически с большим запасом прочности. Однако, в силу давности постройки и многолетней непрерывной эксплуатации конструкции таких домов теряют свои прочностные характеристики и нуждаются в усилении.

Своевременное проведение мероприятий по обследованию и оценке технического состояния таких зданий позволяет поддерживать их работоспособность и пригодность к эксплуатации.

В литературе существует методика расчета для определения несущей способности кирпичных стен с пилястрами на местное сжатие [1]. Однако не существует методики расчета таких стен при усилении железобетонным наращиванием. Поэтому исследования усиленной конструкции предполагается производить на модели в ПК ANSYS.

Устройство пилястры, представленной на рис. 1, применяется при необходимости повышения несущей способности опорного участка кирпичной кладки от значительных сосредоточенных нагрузок [2].

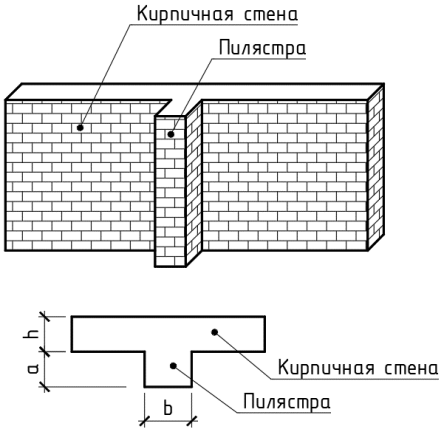


Рис. 1. Кирпичная стена с пилястрой

Цель данной работы заключается в проверке адекватности работы замоделированной в ПК ANSYS конструкции кирпичной кладки без усиления путем сравнения с имеющейся методикой расчета. Это позволит в дальнейшем использовать модель для исследования напряженного состояния усиленной кирпичной стены при местном сжатии по площади, расположенной в пределах пилястры.

Теоретический расчет кирпичной стены с пилястрой

Исходные данные для расчета: кирпичная стена длиной 3 м, толщиной 380 мм с пилястрой размером в плане 380×380 мм, на которую опирается балка шириной 380 мм и высотой 650 мм, глубина опирания балки – 200 мм, пролет балки составляет 4,5 м.

Марка кирпича принята М100, марка раствора – М50. Рассмотрим вариант местной нагрузки, распределенной по площади в пределах пилястры. Общий вид рассчитываемой конструкции представлен на рис. 2.

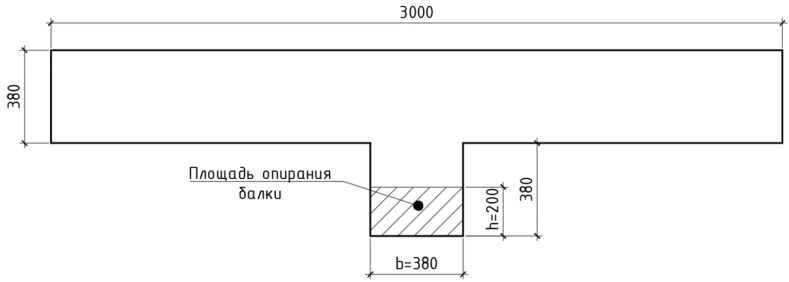


Рис. 2. Схема расчета кирпичной стены с пилястрой при загружении ее балкой

Расчет сечений каменной кладки на смятие при распределении нагрузки на части площади сечения, согласно [3], выполняется по формуле:

$$N_c \le \psi \cdot d \cdot R_c \cdot A_c, \qquad (1)$$

где N_c – продольная сжимающая сила от местной нагрузки; R_c – расчетное сопротивление кладки на смятие; A_c – площадь смятия, на которую передается нагрузка; $d = 1{,}5 - 0{,}5\psi$ – для кирпичной и виброкирпичной кладки, кладки из сплошных камней или блоков, изготовленных из тяжелого или легкого бетона; ψ – коэффициент полноты эпюры давления от местной нагрузки, принимаемый равным 1 при равномерном распределении давления, 0,5 – при треугольной эпюре давления.

Если под опорами изгибаемых элементов не требуется установка распределительных плит, то допускается принимать $\psi d = 0{,}75$ для кладок из полнотелого кирпича, сплошных камней и крупных блоков из тяжелого бетона или бетона на пористых заполнителях М50 и выше. Таким образом, несущая способность пилястры кирпичной стены, при глубине опирания балки 200 мм, составляет:

$$N_c = 0{,}75 \cdot 1{,}5 \cdot 10^3 \cdot 0{,}076 = 85{,}5 \text{ кН}.$$

Моделирование и расчет конструкций в ПК ANSYS

Кирпичная кладка является анизотропным материалом, так как состоит из двух материалов, имеющих различные прочностные и деформационные характеристики: кирпича и раствора. Поскольку точные данные по деформационным характеристикам (модуль упругости и коэффициент Пуассона) кирпича и раствора отсутствуют в литературе, и имеются данные для кирпичной кладки как для комплексного материала, то моделирование кирпичной кладки производится в виде сплошной модели без разделения на составляющие элементы кладки [4].

В ПК ANSYS Workbench рассмотрена модель участка кирпичной стены длиной 3 м с пилястрой из полнотелого кирпича марки М100 на растворе марки М50 с расчетным сопротивлением сжатию $R = 1{,}5$ МПа [3].

Для приближения работы конструкции к реальным условиям для учета неравномерного распределения напряжений под опорой изгибаемого элемента была смоделирована железобетонная балка размерами 4,5×0,38×0,65 м (длина×ширина×высота) из бетона класса

В30, опирающаяся на рассчитываемую конструкцию на глубину 0,2 м. Коэффициент Пуассона для бетона балки принят $\mu = 0{,}18$.

Общий вид расчетной модели с приложением расчетной нагрузки представлен на рис. 3.

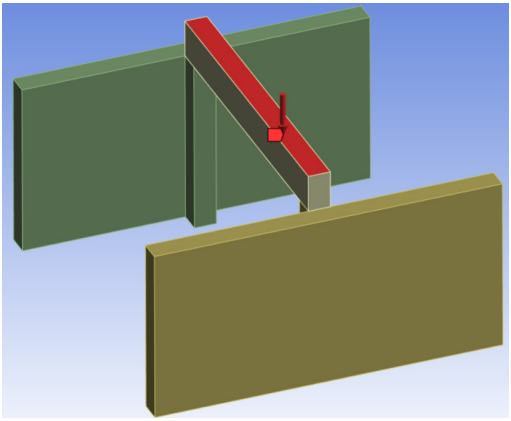


Рис. 3. Общий вид расчетной модели в ПК ANSYS
с приложением расчетной нагрузки

Для проверки корректности заданных характеристик материалам смоделирована пилястра в кирпичной стене без армирования и без усиления. В качестве расчетной приложена нагрузка, равная несущей способности пилястры кирпичной стены, полученной теоретическим расчетом.

Анализ полученных результатов расчета в ПК ANSYS показал, что напряжения в пилястре кирпичной кладки под балкой составили 1,509 МПа (рис. 4). Согласно теоретическим расчетам напряжения (расчетное сопротивление смятию) в кирпичной кладке равны 1,5 МПа [3].

Расхождение результатов с теоретическими расчетами составили:

$$(1{,}509/1{,}5 - 1) \cdot 100\ \% = 0{,}6\ \%,$$

что говорит о корректной работе модели.

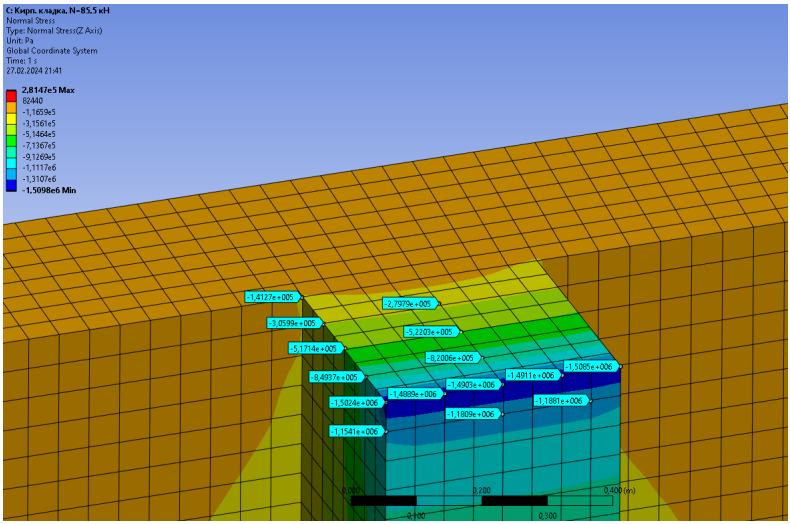


Рис. 4. Распределение напряжений в пилястре кирпичной стены при нагрузке $N = 85{,}5$ кН

Расчетная модель кирпичной кладки с пилястрой, при местной нагрузке, построенная в ПК ANSYS, соответствует теоретическим расчетам.

Литература

1. Поляков Л. П. Каменные и армокаменные конструкции. Примеры расчета: Учеб. пособие для вузов. Под редакцией Л. П. Полякова. – Киев: Вища школа. Головное изд-во, 1980. – 144 с.

2. Пособие по проектированию каменных и армокаменных конструкций (к СНиП II-22-81*). М., ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко. 2010.

3. СП 15.13330.2020 Каменные и армокаменные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II–22–81 (с изменениями № 1, 2, 3).

4. Кабанцев О. В. Дискретная модель каменной кладки в условиях двухосного напряженного состояния // Вестник Томского гос. архит.-строит. ун-та. 2015. № 4 (51). С. 113–134.

УДК 624.012.2

Диана Дмитриевна Новокрещенова,
магистр
(Санкт-Петербургский государственный
архитектурно-строительный университет)
E-mail: di_27@bk.ru

Diana Dmitrievna Novokreschenova,
Master's degree
(Saint Petersburg State University
of Architecture and Civil Engineering)
E-mail: di_27@bk.ru

ОСОБЕННОСТИ РАБОТЫ КИРПИЧНОЙ СТЕНЫ С ПИЛЯСТРОЙ, УСИЛЕННОЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫМ НАРАЩИВАНИЕМ, ПРИ МЕСТНОЙ НАГРУЗКЕ

FEATURES OF THE WORK OF A BRICK WALL WITH A PILASTER REINFORCED WITH REINFORCED CONCRETE, AT LOCAL LOAD

В данной статье рассматривается усиление каменной кладки стены с пилястрой двухсторонним бетонным наращиванием. Для определения несущей способности усиленной кирпичной кладки при местном сжатии по площади, расположенной в пределах пилястры, рассмотрено три варианта теоретического расчета. Теоретические предпосылки проверялись путем построения расчетной модели в ПК ANSYS. Устройство пилястр необходимо в тех случаях, если несущей способности опорного участка кирпичной кладки при действии значительных сосредоточенных нагрузок недостаточно. По результатам моделирования рассматриваемой конструкции и проведенного анализа напряженного состояния сделан вывод, что наиболее точным методом расчета несущей способности конструкции являются зависимости (2) и (5).

Ключевые слова: усиление кирпичных стен, каменная кладка, бетонная обойма, пилястра, местное сжатие, расчет кирпичной кладки в ПК ANSYS.

This article discusses the reinforcement of masonry walls with pilasters by double-sided concrete buildup. To determine the bearing capacity of reinforced brickwork under local compression over an area located within the pilaster, three theoretical calculation options are considered. The theoretical prerequisites were verified by building a computational model in the ANSYS software package. Pilasters are necessary in cases where the bearing capacity of the supporting section of the brickwork is insufficient under the action of significant concentrated loads. Based on the results of modeling the structure in question and the stress state analysis, it was concluded that the most accurate method for calculating the load-bearing capacity of the structure are dependencies (2) and (5).

Keywords: reinforcement of brick walls, masonry, concrete cage, pilaster, local compression, calculation of brickwork in the ANSYS software package.

Кирпич был и остается самым надежным стройматериалом для возведения разного рода строений. Срок годности кирпича оценивается сотнями лет. И в ходе многовекового применения кирпичных конструкций были отмечены их основные преимущества перед другими строительными материалами, такие как: высокие прочностные характеристики, экологичность, долговечность, хорошая звуко- и теплоизоляция, правильная форма камней и огнестойкость. Однако, в процессе длительной эксплуатации кирпич подвергается широкому спектру воздействия природных факторов: атмосферные осадки, замораживание и оттаивание, резкие перепады температур, воздействие грунтов основания, что несомненно с течением времени снижает его характеристики.

Одним из самых распространенных методов усиления кирпичных стен является обойма, а для протяженных по длине стен – наращивание. Этот метод позволяет при незначительных трудозатратах повысить несущую способность кладки в 1,25–2,5 раза. Обойма (наращивание) может быть выполнена из различных материалов: из цементно-песчаного раствора, стали и железобетона. В этом случае кладка работает не только в условиях всестороннего сжатия, но и обойма (наращивание) при опирании на нее балок перекрытия способна воспринимать значительные нагрузки, что существенно увеличивает несущую способность усиленной конструкции.

Учитывая то, что в литературе отсутствуют формулы для определения несущей способности усиленных железобетонным наращиванием кирпичных стен с пилястрами на местное сжатие, были рассмотрены некоторые варианты существующих расчетов отдельных конструкций из кладки и железобетона на местное сжатие применительно к усиленной кирпичной кладке. Теоретические предпосылки проверялись с помощью моделирования рассматриваемой конструкции в ПК ANSYS.

Пилястры применяется при необходимости повышения несущей способности опорного участка кирпичной кладки от значительных сосредоточенных нагрузок [1].

На рис. 1 представлена расчетная схема кирпичной стены с пилястрой, усиленной железобетонным наращиванием.

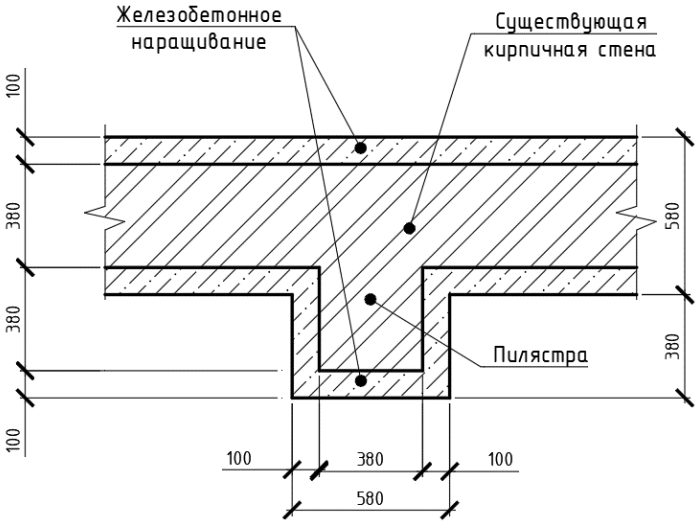


Рис. 1. Кирпичная стена с пилястрой, усиленная железобетонным наращиванием

Цель данной работы заключается в разработке теоретической зависимости для определения несущей способности кирпичной стены, усиленной бетонным наращиванием при местном сжатии по площади, расположенной в пределах пилястры и проверки ее с использованием расчетной модели в программном комплексе ANSYS.

Расчет несущей способности кирпичной стены с пилястрой, усиленной двусторонним бетонным наращиванием, при использовании различных вариантов расчета

Расположение железобетонной обоймы с внутренней и внешней сторон кладки является более рациональным с точки зрения внецентренного сжатия с учетом продольного изгиба, когда

необходимо значительно увеличить несущую способность сильно нагруженных элементов кирпичной кладки. При местном приложении нагрузки на пилястру, кладка и бетон воспринимают сжимающие усилия [2]. Таким образом конструкция работает как комплексная. Исходя из этого, стены с железобетонным наращиванием следует рассчитывать, как комплексную конструкцию с определением приведенного расчетного сопротивления (формула (4)) [3].

Рассмотрим несколько вариантов теоретических расчетов усиленной конструкции применительно к местному сжатию.

Кирпичная стена с пилястрой выполнена из полнотелого кирпича марки М100 на растворе марки М50 с расчетным сопротивлением сжатию R = 1,5 МПа [4]. Габариты пилястры в кирпичной стене приняты 0,38×0,38×3 м (длина×ширина×высота). Бетонная обойма располагается с трех сторон пилястры. Размеры бетонной обоймы с двух сторон пилястры составляют 0,48×0,1×3 м (длина×толщина×высота), в торце пилястры – 0,38×0,1×3 м. Модуль упругости для бетона класса В15 составляет E_b = 24 000 МПа, расчетное сопротивление сжатию R_b = 8,5 МПа [5].

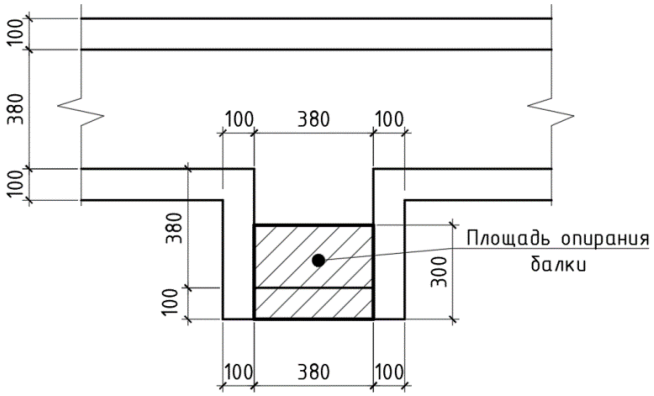


Рис. 2. Схема комплексной конструкции

Вариант 1

Согласно [6], в качестве одного из возможных способов определения несущей способности каменной кладки, усиленной двусторонним бетонным наращиванием при местном сжатии, предлагалась зависимость, в которой рассматриваются сумма прочностных характеристики кирпичной кладки и обоймы:

$$N \le m_g \cdot m_k \cdot 0{,}85 \cdot \psi_k \cdot d \cdot R_c A_c + m_b \cdot \psi_b \cdot R_{b,loc} \cdot A_{b,loc}. \quad (1)$$

$$N < 1 \cdot 1 \cdot 0{,}85 \cdot 0{,}5 \cdot 1{,}25 \cdot 1{,}5 \cdot 10^3 \cdot 0{,}076 + 0{,}75 \cdot 8{,}5 \cdot 10^3 \cdot 0{,}038 = 302{,}81 \text{ кН}.$$

Вариант 2

Расчет несущей способности усиленной каменной кладки в условиях местного сжатия согласно [3] с использованием расчетного сопротивления комплексной конструкции производится по формуле:

$$N \le 0{,}85 \cdot \psi \cdot d \cdot R_c \cdot A_c. \quad (2)$$

Расчетное сопротивление сжатию комплексной конструкции определено по формуле (3):

$$R_c = (R_k \cdot A_k + R_b \cdot A_b)/(A_k + A_b), \quad (3)$$

$$R_c = (1{,}5 \cdot 0{,}076 + 8{,}5 \cdot 0{,}038)/(0{,}076 + 0{,}038) = 3{,}83 \text{ МПа}.$$

Площадь сечения кладки A_k:

$$A_k = 0{,}38 \cdot 0{,}2 = 0{,}076 \text{ м}^2.$$

Площадь сечения бетона A_b:

$$A_b = 0{,}38 \cdot 0{,}1 = 0{,}038 \text{ м}^2.$$

Расчетное сопротивление кладки на смятие R_c, определяемое по формуле (4) при $\xi_1 = 1$ (по табл. 7.4 [4]) и R по формуле:

$$R_c = \xi \cdot R \quad (4)$$

$$R_c = 1{,}055 \cdot 3{,}83 = 4{,}04 \text{ МПа}.$$

Коэффициент ξ определен по формуле:

$$\xi = \sqrt[3]{\frac{A}{A_A}} = \sqrt[3]{\frac{0,38 \cdot 0,3 + 0,1 \cdot 0,1 \cdot 2}{0,38 \cdot 0,3}} = 1,055.$$

Несущая способность комплексной конструкции:

$$N = 0,85 \cdot 0,5 \cdot 1,25 \cdot 4,04 \cdot 10^3 \cdot 0,114 = 244,67 \text{ кН}.$$

Вариант 3

Несущая способность комплексной конструкции при местном сжатии может быть определена с учетом приведенной площади сечения, бетон приводится к материалу кладки:

$$N \le m_k \cdot \psi \cdot d \cdot R_c \cdot A_{c,\,red}. \quad (5)$$

Ширина расчетной площади кладки определяется по формуле:

$$b = 0,38 \text{ м}.$$

Ширина расчетной площади бетонной обоймы находится по формуле:

$$b_b = 0,38 + 2 \cdot 0,1 = 0,58 \text{ м}.$$

Ширина расчетной площади бетонной обоймы, приведенная к кладке, определяемая по формуле:

$$b_{red} = 0,58 \cdot (1 \cdot 8,5)/(0,85 \cdot 1,5) = 3,867 \text{ м}.$$

Расчетная площадь конструкции, приведенная к кладке, определяется по формуле:

$$A_{red} = 3,867 \cdot 0,1 + 0,38 \cdot 0,2 = 0,463 \text{ м}^2.$$

Ширина площадки смятия бетонной обоймы, приведенная к кладке равна:

$$b_{c,red} = 0,38 \cdot (1 \cdot 8,5)/(0,85 \cdot 1,5) = 2,53 \text{ м}.$$

Площадь смятия, приведенная к кладке, определяется по формуле:

$$A_{c,red} = 2,53 \cdot 0,1 + 0,38 \cdot 0,2 = 0,329 \text{ м}^2,$$

$$\xi = \sqrt[3]{\frac{0,463}{0,329}} = 1,12 > \xi_1.$$

Так как $\xi > \xi_1$, то принято $\xi = \xi_1 = 1$.

$$R_c = 1 \cdot 1,5 = 1,5 \text{ МПа}.$$

Несущая способность комплексной конструкции равна:

$$N = 0,85 \cdot 0,5 \cdot 1,25 \cdot 1,5 \cdot 10^3 \cdot 0,329 = 262,17 \text{ кН}.$$

Моделирование и расчет кирпичной стены с пилястрой, усиленной бетонной обоймой в ПК ANSYS

В ПК ANSYS Workbench рассмотрена модель участка кирпичной стены длиной 3 м с пилястрой из полнотелого кирпича марки М100 на растворе марки М50 с расчетным сопротивлением сжатию R = 1,5 МПа, усиленной бетонной обоймой. Габариты пилястры в кирпичной стене приняты 0,38×0,38×3 м (длина×ширина×высота). Коэффициент Пуассона принят для кирпичной стены μ = 0,15. Модуль упругости E_0 = 3000 МПа.

Бетонная обойма толщиной 100 мм располагается с трех сторон пилястры. Модуль упругости для бетона класса В15 составляет E_b = 24 000 МПа. Коэффициент Пуассона для бетона принят μ = 0,18.

Для приближения работы конструкции к реальным условиям для учета неравномерного распределения напряжений под опорой изгибаемого элемента была смоделирована железобетонная балка размерами 4,5×0,38×0,65 м (длина×ширина×высота) из бетона класса В30, опирающаяся на рассчитываемую конструкцию на глубину 0,2 м. Коэффициент Пуассона для бетона балки принят μ = 0,18.

Общий вид расчетной модели с приложением расчетной нагрузки представлен на рис. 3.

Согласно результатам численного моделирования, максимальная сжимающая нагрузка N, при которой расчетное сопротивление сжатию бетонной обоймы достигает 100 %, составила 232 кН, при этом использование расчетного сопротивления смятию кирпичной кладки составило 46,8 %. По полученным результатам работы модели представляется возможным замена коэффициента

использования несущей способности кладки m_k = 0,85 в формулах (1), (2) и (5) на коэффициент m_k = 0,47, а для бетона – 1.

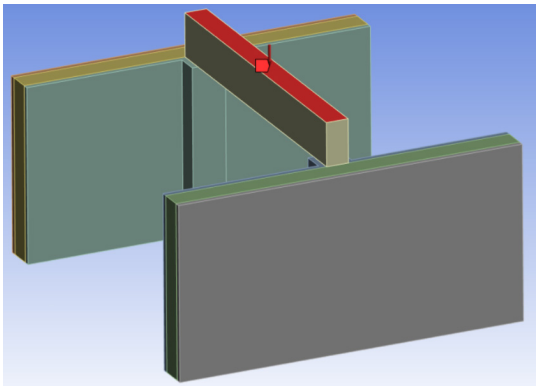


Рис. 3. Общий вид расчетной модели в ПК ANSYS
с приложением расчетной нагрузки

Распределение напряжений в конструкции, при нагрузке N = = 232 кН, представлено на рис. 4.

Вариант 1.1

На основании работы модели в ПК ANSYS введен коэффициент использования несущей способности кладки равный 0,47.

$$N \le m_g \cdot m_k \cdot 0{,}47 \cdot \psi_k \cdot d \cdot R_c \cdot A_c + m_b \cdot \psi_b \cdot R_{b.loc} \cdot A_{b.loc}. \quad (6)$$

$$N = 1 \cdot 1 \cdot 0{,}47 \cdot 0{,}5 \cdot 1{,}25 \cdot 1{,}5 \cdot 10^3 \cdot 0{,}076 + 1 \cdot 0{,}75 \cdot 8{,}5 \cdot 10^3 \cdot 0{,}038 = 275{,}44 \text{ кН}.$$

Однако, несущая способность при расчете по зависимости (6) составит 275,44 кН, значение которой превышает предельную несущую способность, полученную моделированием в ПК ANSYS (232 кН) на 18,7 %, что весьма существенно. Распределение напряжений в конструкции при расчете в ПК ANSYS при нагрузке, полученной по данной зависимости, показано на рис. 5. Превышение расчетного сопротивления смятию бетона при этом по результатам моделирования составит 18 %.

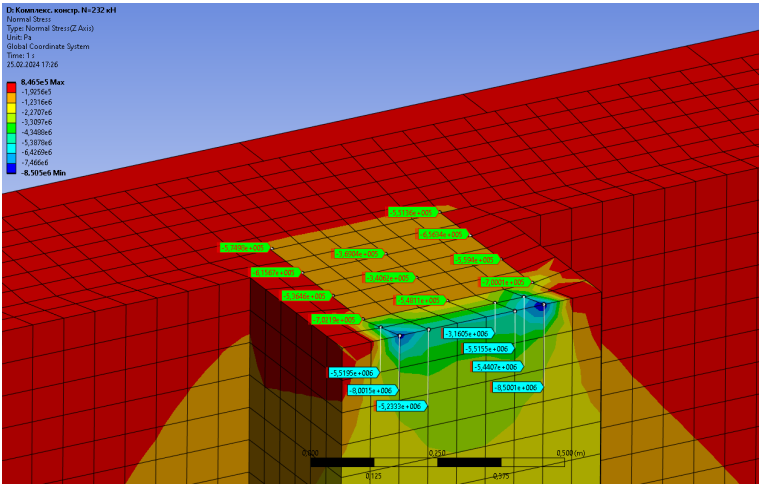


Рис. 4. Распределение напряжений в бетонной обойме В15 (*синий маркер*) и кирпичной кладке (*зеленый маркер*) при нагрузке $N = 232$ кН

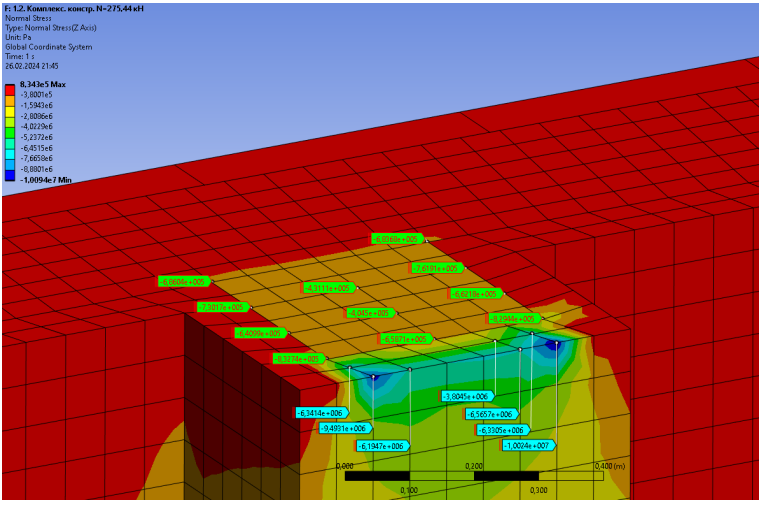


Рис. 5. Распределение напряжений в бетонной обойме В15 (*синий маркер*) и кирпичной кладке (*зеленый маркер*) при нагрузке $N = 275{,}44$ кН

Вариант 2.1

Несущая способность определена по формуле (2) в соответствии с работой численной модели в ПК ANSYS.

Расчетное сопротивление сжатию комплексной конструкции по формуле (7):

$$R_c = (m_k \cdot R_k \cdot A + R_b \cdot A_b)/(A+A_b), \quad (7)$$

$$R_c = (0{,}47 \cdot 1{,}5 \cdot 0{,}076 + 8{,}5 \cdot 0{,}038)/(0{,}076 + 0{,}038) = 3{,}3 \text{ МПа}.$$

Расчетное сопротивление кладки на смятие R_c = 3,3 МПа, при $\xi = 1$.

Несущая способность комплексной конструкции:

$$N = 0{,}5 \cdot 1{,}25 \cdot 3{,}3 \cdot 10^3 \cdot 0{,}114 = 235{,}12 \text{ кН}.$$

Несущая способность, полученная теоретически по формуле (2), будет составлять 235,12 кН, что больше несущей способности, полученной моделированием (232 кН) на 1,3 %, и свидетельствует о корректности использования значения коэффициента m_k = 0,47 в зависимости (2). Распределение напряжений при нагрузке N = 235,12 кН представлено на рис. 6.

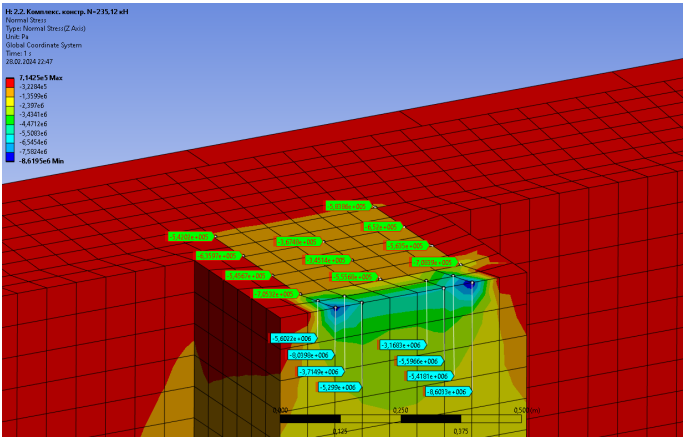


Рис. 6. Распределение напряжений в бетонной обойме В15 (*синий маркер*) и кирпичной кладке (*зеленый маркер*) при нагрузке N = 235,12 кН

Вариант 3.1

На основании работы модели в ANSYS в формулу (5) вводится коэффициент использования несущей способности кирпичной кладки m_k равный 0,47.

Тогда ширина расчетной площади бетонной обоймы, приведенная к кладке, определяемая по формуле:

$$b_{red} = 0{,}58 \cdot (1 \cdot 8{,}5)/(0{,}47 \cdot 1{,}5) = 6{,}99 \text{ м}.$$

Расчетная площадь конструкции, приведенная к кладке, по формуле:

$$A_{red} = 6{,}99 \cdot 0{,}1 + 0{,}38 \cdot 0{,}2 = 0{,}775 \text{ м}^2.$$

Площадь смятия, приведенная к кладке, по формуле:

$$A_{c,red} = 4{,}58 \cdot 0{,}1 + 0{,}38 \cdot 0{,}2 = 0{,}534 \text{ м}^2.$$

Ширина площадки смятия бетонной обоймы, приведенная к кладке:

$$b_{c,red} = 0{,}38 \cdot (1 \cdot 8{,}5)/(0{,}47 \cdot 1{,}5) = 4{,}58 \text{ м}.$$

Несущая способность комплексной конструкции:

$$N = 0{,}47 \cdot 0{,}5 \cdot 1{,}25 \cdot 1{,}5 \cdot 10^3 \cdot 0{,}534 = 235{,}29 \text{ кН}.$$

Таким образом, величина несущей способности составит 235,29 кН и будет больше несущей способности, полученной моделированием (232 кН), на 1,4 %, что говорит о корректности использования значения коэффициента m_k = 0,47 в формуле (5). Распределение напряжений в конструкции при нагрузке 235,29 кН представлено на рис. 7.

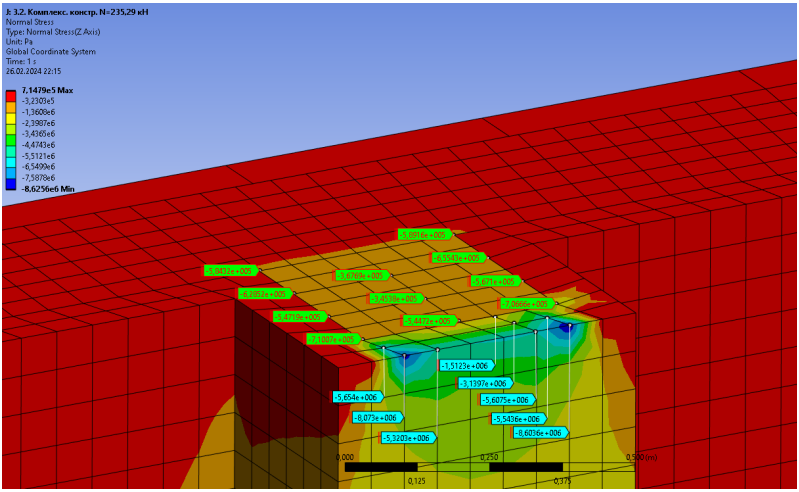


Рис. 7. Распределение напряжений в бетонной обойме В15 (*синий маркер*) и кирпичной кладке (*зеленый маркер*) при нагрузке $N = 235{,}29$ кН

Сравнительные результаты расчетов в ПК ANSYS Workbench представлены в таблице.

Проанализировав результаты расчета в ПК ANSYS кирпичной кладки стены, выполненной из кирпича М100 на растворе М50, усиленной бетонным наращиванием бетоном класса В15, при местном сжатии по площади, расположенной в пределах пилястры, был сделан вывод о том, что наиболее точным методом расчета несущей способности конструкции являются зависимости (2) и (5).

$$N \le \psi \cdot d \cdot R_c \cdot A_c, \tag{2}$$

$$N \le m_k \cdot \psi \cdot d \cdot R_c \cdot A_{c,\,red}. \tag{5}$$

Отклонение результатов теоретического определения несущей способности от значения, полученного моделированием в ПК ANSYS, составило 0,9 % в большую сторону. Расчетное сопротивление бетона обоймы в этом случае так же незначительно больше

(на 1,1 %), что свидетельствует о корректности использования предлагаемых формул для определения несущей способности рассматриваемой усиленной конструкции.

Сравнительные результаты расчетов в ПК ANSYS Workbench кирпичной кладки без армирования, усиленной бетонной обоймой

Вариант расчета без армирования	Несущая способность комплексной конструкции *N*, кН	Кирпичная кладка			Бетонная обойма		
		Расчетное сопротивление сжатию, МПа	Расчетное сопротивление смятию, МПа	Напряжения, полученные по результатам расчета в ПК ANSYS Workbench, МПа	Расчетное сопротивление сжатию, МПа	Расчетное сопротивление смятию, МПа	Напряжения, полученные по результатам расчета в ПК ANSYS Workbench, МПа
Вариант №1.1 (зависимость (6)) (рисунок 5)	275,44	1,5	1,5	0,832 (недогруз 44 %)	8,5	8,5	10,09 (перегруз 19 %)
Вариант №2.1 (зависимость (2)) (рисунок 6)	235,12	1,5	1,5	0,709 (недогруз 53 %)	8,5	8,5	8,60 (перегруз 1,1 %)
Вариант №3.1 (зависимость (5)) (рисунок 7)	235,29	1,5	1,5	0,710 (недогруз 53 %)	8,5	8,5	8,62 (перегруз 1,4 %)

Литература

1. Пособие по проектированию каменных и армокаменных конструкций (к СНиП II-22-81*). М., ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко. 2010.

2. Ефремян Д. А. Деформация и усиление кирпичной кладки / Д. А. Ефремян // Аллея науки. – 2017. – Т. 1. – № 16. – С. 436–440.

3. Поляков Л. П. Каменные и армокаменные конструкции. Примеры расчета: учеб. пособие для вузов. Под редакцией Л. П. Полякова. – Киев: Вища школа. Головное изд-во, 1980. – 144 с.

4. СП 15.13330.2020 Каменные и армокаменные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II–22–81 (с изменениями № 1, 2, 3).

5. СП 63.13330.2018 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52–01–2003 (с изменением № 1).

6. Новожилова, Н. С. Исследование напряженного состояния кирпичных стен, усиленных двухсторонним бетонным наращиванием, при местном сжатии / Н. С. Новожилова // Вестник гражданских инженеров, СПбГАСУ. – 2021. – № 6 (89). – С. 34–42.

УДК 691.3

Алексей Геннадьевич Смирнов,
студент
(Санкт-Петербургский государственный
архитектурно-строительный университет)
E-mail: miniminimiska247@gmail.com

Alexey Gennadievich Smirnov,
student
(Saint Petersburg State University
of Architecture and Civil Engineering)
E-mail: miniminimiska247@gmail.com

ИССЛЕДОВАНИЕ ВЛИЯНИЯ ОБЪЕМНОЙ ДОЛИ УГЛЕРОДНОЙ ФИБРЫ НА СВОЙСТВА ТЯЖЕЛОГО БЕТОНА

INFLUENCE OF CARBON FIBER VOLUME FRACTION ON PROPERTIES OF HEAVY CONCRETE

Одним из перспективных видов бетонов является фибробетон. Данный вид бетона является молодым, потому что его изучение началось в 1960-х гг. В данной работе рассмотрены существующие исследования фибробетона, а также на основании испытаний сделаны выводы о том, как разное количество углеродной фибры по объему влияет на такие свойства тяжелого бетона как ударная вязкость, износостойкость, усадка, истираемость, модуль упругости, трещиностойкость, морозостойкость и водонепроницаемость. Для исследования сравнивались результаты испытаний образцов с объемной долей фибры 0,1 %, 0,3 % и 0,5 % с контрольным образцом. На основании полученных выводов также были определены рекомендуемая область применения углеродной фибры в строительстве зданий и инфраструктуры, и рекомендуемая технология изготовления бетонной смеси с максимально равномерным распределением волокон углеродной фибры.

Ключевые слова: углеродная фибра, объемная доля, тяжелый бетон, свойства, фибробетон.

One of the most promising types of concrete is fiber concrete. This type of concrete is young because its study began in the 1960s. In this study, the existing research on fiber concrete is reviewed and conclusions are drawn from the tests on how different amount of carbon fiber by volume affects the properties of heavy concrete such as impact strength, wear resistance, shrinkage, abrasion, modulus of elasticity, crack resistance, frost resistance and water resistance. For the study, the test results of specimens with fiber volume fraction of 0.1 %, 0.3 % and 0.5 % were compared with the control specimen. On the basis of the obtained conclusions, the recommended area of application of carbon fiber in the construction of buildings and infrastructure,

and the recommended technology for the manufacture of concrete mix with the most uniform distribution of carbon fiber fibers were also determined.

Keywords: carbon fiber, volume fraction, heavy concrete, properties, fiber-reinforced concrete.

Для повышения уровня жизни человека необходимо обеспечивать непрерывный процесс развития во всех областях науки и техники. Именно с 1960-х годов началось глубокое изучение в области фибробетона [1]. Одним из определяющих факторов такого развития является разработка новых и перспективных видов волокнистых конструкционных материалов. Востребованность таких материалов обусловлена их высокими механическими характеристиками и долговечностью.

Следовательно, целью данного исследования является всестороннее исследование свойств тяжелого бетона, армированного углеродными волокнами с различной объемной долей, по результатам экспериментальных данных.

Бетон, армированный волокнами фибры, отличается высокой долговечностью, ремонтопригодностью и стабильностью, что довольно важно в современном и будущем строительстве [2].

В работе Рабиновича Ф. Н. говорится, что рабочий диапазон объемного содержания фибры в конструкциях измеряется в пределах 1–1,5 % [3]: при более высоком проценте армирования снижается конкурентоспособность конструкций и повышается трудоемкость их изготовления. В практике же часто возникает необходимость принимать объемное содержание фибры в конструкциях менее 1 %.

Перед проведением основных испытаний были проведены испытания смеси, состоящей из цемента, воды и фибры, из которой изготовили образцы призмы 40×40×160 мм, хранившиеся в нормальных условиях и испытанные на изгиб и сжатие в возрасте 7 суток. Использовались углеродные волокна длиной 6, 12, 18 и 35 мм и плотностью 1,8 г/м^3.

Исходя из испытаний можно сделать вывод, что независимо от длины волокон при одинаковой подвижности бетонной смеси и равном расходе цемента прочность бетона при сжатии снижается

с увеличением содержания фибры, а прочность при растяжении – растет. Этот эффект вызван не влиянием фибры, а повышением водоцементного отношения для получения равноподвижных смесей. Данный недостаток фибры следует компенсировать применением пластифицирующих добавок.

Для следующего этапа в целях упрощения испытаний размеры использованной фибры были сокращены до 6, 12 и 18 мм.

Чтобы получить достоверную информацию о влиянии изменения объемной доли фибры на свойства бетона, следует зафиксировать один параметр – длину волокон углеродной фибры. Для этого был проведен первый цикл испытаний, в котором использовались углеродные волокна плотностью 1,8 г/м^3 и длиной 6, 12 и 18 мм. В качестве сырьевых материалов для изготовления составов тяжелых бетонов применялись портландцемент М500-Д0, щебень гранитный фракции 5–10 мм, песок природный и вода.

Обобщенный анализ этих испытаний показывает, что влияние данных волокон имеет сложный не линейный характер, обусловленный как положительными, так и отрицательными эффектами, возникающими в результате дисперсного армирования в композите.

Следует отметить, что для получения дисперсно-армированных композитов с заданными свойствами необходимо наличие равномерного распределения волокон углеродной фибры в бетонной матрице. Данный недостаток является одной из проблем фибробетона [4]. Для достижения равномерного распределения углеродной фибры важна оптимизированная технология изготовления бетонной смеси, при которой распределение волокон будет максимально однородным и полным. В данном ряде испытаний фибробетон получался в следующей последовательности: совместная загрузка и перемешивание цемента, песка и углеродной фибры в течение 40–50 секунд, а затем одновременная загрузка щебня и воды и перемешивание до получения фибробетонной смеси требуемой удобоукладываемости.

Для дальнейших расширенных исследований по определению прочностных, деформационных и эксплуатационных свойств тяжелых фибробетонов, был выбран состав тяжелого бетона класса В50,

армированный углеродной фиброй в количестве 0,1%, 0,3% и 0,5%. Класс бетона В50 выбран из-за проведенных ранее испытаний, в которых именно в этом классе бетона были достигнуты наибольшие приросты прочности, и последующие результаты будут более наглядными. Данная процентовка выбрана, чтобы исключить трудности с равномерным распределением волокон по бетонной матрице.

Синтетические волокна должны существенно повысить сопротивление бетона ударным нагрузкам – такой эффект вызывается тем, что при приложении нагрузки энергия, необходимая для разрушения бетона после образования в нем трещин, затрачивается на выдергивание волокон из бетонной матрицы [3]. Выходит, что за короткий промежуток времени требуется совершить очень большую работу.

Для определения влияние изменения объемной доли углеродной фибры на свойства тяжелого бетона, были проанализированы выполненные испытания, отображенные в научно-техническом отчете [5].

Методы испытаний тяжелого бетона с введением углеродной фибры:

1. Морозостойкость определялась по ускоренному третьему методу.

2. Водонепроницаемость определялась ускоренным методом по значению его воздухопроницаемости. Образцы высотой 50 мм и диаметром 150 мм.

3. Прочность на осевое растяжение тяжелых бетонов с углеродной фиброй определяли на образцах размером 100×100×400 мм.

4. Модуль упругости определяли на образцах-призмах размерами 70×70×280 мм.

5. Усадку определяли при твердении в нормальных условиях на образцах-призмах с размерами – 70×70×280 мм.

6. Износостойкость определяли на образцах-кубах 70×70×70 мм на круге истирания Беме.

7. Ударостойкость образцов оценивалась по величине удельной ударной вязкости: образцы размеров 70,7×70,7×70,7 мм.

8. Трещиностойкость оценивали по значению условного критического коэффициента интенсивности напряжений в ходе неравновесного испытания на изгиб образцов 100×100×400 мм.

Результаты испытаний в сравнении с контрольными образцами приведены в таблице. В строке морозостойкость указана потеря прочности армированных фиброй образцов. Потеря прочности контрольного образца – 7,6 %. Также были проведены испытания на осевое сжатие. Результаты показаны на рисунке.

Результаты испытаний

Свойство	Объемная доля углеродных волокон, %		
	0,1	0,3	0,5
Ударная вязкость	58,4	125,8	204,4
Истираемость	15,4	34,1	49,5
Усадка	20	28	37
Прочность на осевое растяжение	2,4	18,9	23,8
Модуль упругости	4,3	12,3	15,9
Трещиностойкость	3,6	9,1	13,4
Морозостойкость	6,9	7,5	5,5
Водонепроницаемость (марка)	W14	W14	W14

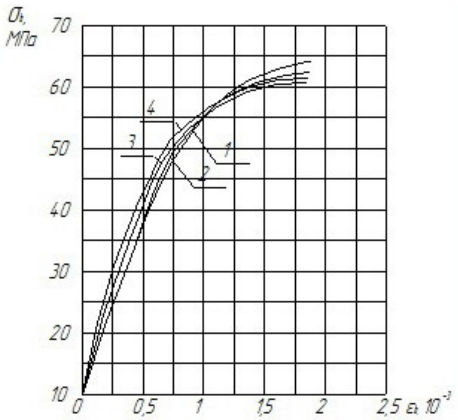


Диаграмма «напряжения – деформации»
при испытании на сжатие бетона класса В50 (*1*) с углеродной фиброй
в количестве 0,1 (*2*), 0,3 (*3*) и 0,5 % (*4*) по объему

По результатам выполненных экспериментов можно сделать следующие выводы.

1. Введение в состав тяжелого бетона углеродных волокон приводит к большому увеличению ударной вязкости и уменьшению истираемости и усадки.

2. Введение фибры приводит к заметному изменению прочности на осевое растяжение, модуля упругости и трещиностойкости.

3. Почти нет влияния на морозостойкость и водонепроницаемость при любом количестве введенной фибры.

4. Наибольшая разница заметна при увеличении объемной доли фибры с 0,1 % до 0,3 %.

5. Диаграмма «напряжения – деформации» показывает незначительные изменения в поведении фибробетона.

Можно отметить, что благодаря таким свойствам фибробетона как повышенная долговечность, надежность и пониженная истираемость с усадкой, фибробетон, армированный углеродным волокном, хорошо подойдет для использования в качестве полов и покрытий промышленных и общественных зданий [6]. Другой сферой применения фибробетонов является их использование при строительстве дорог.

Изменение объемной доли углеродной фибры в бетоне оказывает значимое влияние на свойства тяжелого бетона. Самыми значимыми отличиями обладают ударная вязкость и истираемость. Наименьшее влияние было обнаружено в испытаниях на морозостойкость и водонепроницаемость.

Литература

1. Ведищев К. А. Фибробетон – строительный материал XXI века // Аллея науки. 2017. № 15. С. 52–66.

2. Бердичевский Г. И., Трамбовецкий В. П. Об эффективности дисперсного армирования бетонов // Бетон и железобетон. 1978. № 5. С. 45–46.

3. Рабинович Ф. Н. Композиты на основе дисперсно армированных бетонов. Вопросы теории и проектирования, технология, конструкции. М. : Издательство АСВ, 2011. 642 с.

4. Айвазян Э. С. Технологии создания и методы расчета фибробетонных и фиброжелезобетонных элементов с агрегированным распределением волокон : дис. … канд. техн. наук : 05.23.01. Ростов н/Д, 2013. 158 с.

5. О выполненной работе по опытному внедрению фибробетона на основе ПАН и УВ волокон для устройства бетонной подготовки под фундаменты объектов ЛАЭС-2 в г. Сосновый бор: научно-технический отчет (заключ.) / Научно-проектно-строительная фирма «Ост-Сейсм»; № НЦК-Р27/06/2013 ОС от 07.05.2013г – СПб., 2014. – 399 с.

6. Глуховский К. Фибробетон: экономия материалов и затрат // На стройках России. 2017. № 9. С. 48–99.

УДК 693.5

Анастасия Сергеевна Чикаева,
магистр
(Санкт-Петербургский государственный
архитектурно-строительный университет)
E-mail: yfcnzwau@yandex.ru

Anastasiia Sergeevna Chikaeva,
Master's degree
(Saint Petersburg State University
of Architecture and Civil Engineering)
E-mail: yfcnzwau@yandex.ru

ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ БАЛКИ

STUDY OF THE STRESS-STRAIN STATE OF ENCASED BEAM

В современном строительстве железобетонные конструкции с жестким армированием набирают популярность благодаря их повышенным прочностным и эксплуатационным характеристикам. В данной работе рассмотрены особенности напряженно-деформированного состояния сталежелезобетонной балки с учетом изменения прочностных характеристик бетона и процента армирования конструкции. На основании выполненных аналитических расчетов и анализа различных сечений балки с жесткой арматурой по прочности по нормальным сечениям и трещиностойкости выявлено, что возможно более рациональное использование арматуры при применении профилей меньшей высоты за счет существенного снижения процента армирования при меньшем снижении прочности и трещиностойкости.

Ключевые слова: сталежелезобетонная балка, напряженно-деформированное состояние, процент армирования, прочность, трещиностойкость.

In modern construction reinforced concrete structures with rigid reinforcement are gaining popularity due to their increased strength and performance characteristics. This paper considers the features of stress-strain state of steel-reinforced concrete beam taking into account the change in strength characteristics of concrete and the reinforcement ratio of the structure. On the basis of analytical calculations performed and analysis of different cross-sections of a beam with rigid reinforcement in terms of normal section strength and crack resistance, it is revealed that it is possible to use reinforcement more rationally when using profiles of smaller height due to a significant reduction in the percentage of reinforcement with a smaller reduction in strength and crack resistance.

Keywords: encased beam, stress-strain state, reinforcement ratio, stress, cracking resistance.

Введение

Сталежелезобетонные конструкции активно применяются в железнодорожных, автодорожных и городских мостах пролетных строений, строительстве высотных объектов и других сооружений [1].

Во многих исследованиях рассматривались комбинированные балки (стальные двутавровые балки с железобетонной плитой по верхнему поясу).

Исследование особенностей работы балок с жесткой арматурой с полностью обетонированным стальным профилем не получило такое широкое распространение.

Расчет по прочности и трещиностойкости балки прямоугольного сечения с жесткой арматурой из двух видов двутавра

Первоначально произведен расчет по прочности и трещиностойкости балки прямоугольного сечения с жесткой арматурой из двух видов двутавра в соответствии с нормативной литературой [2–4].

Рассматривались сталежелезобетонные балки одинакового прямоугольного сечения с размерами 300×500 мм. Армирование осуществлялось двутаврами 20Б1, 40Б2 [5] из стали С255, стержневая арматура в верхней и нижней зоне *d*12 А500. Приняты различные классы бетона по прочности на осевое сжатие от В20 до В55. Считается, что нагрузка кратковременная.

Для расчета приняты два случая:

• случай 1 (для 40Б2) – нейтральная ось пересекает стенку профиля жесткой арматуры;

• случай 2 (для 20Б1) – нейтральная ось не пересекает профиль жесткой арматуры.

Исследуемые сечения балок с жесткой арматурой из двух видов двутавра представлены на рис. 1.

Для первого случая процент армирования составляет 8,1 %, для второго – 2,9 %. Результаты расчета прочности и трещиностойкости сталежелезобетонных прямоугольных сечений с жесткой арматурой из двух видов двутавра представлены на рис. 2–3.

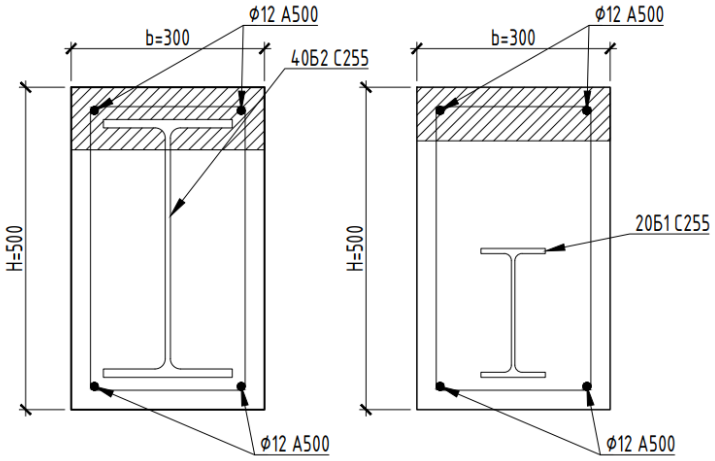


Рис. 1. Исследуемые сечения балок с жесткой арматурой из двух видов двутавра

	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55
Mmax	392,6	398,9	403,3	406,9	410	413,2	415,6	417,7
Mcrc	39,68	42,17	46,13	50,26	53,29	56,55	60,99	64,15

Рис. 2. Зависимость несущей способности и момента трещинообразования сечения с жесткой арматурой в виде двутавра 40Б2 при различных классах бетона

	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55
Mmax, кНм	203,9	216,3	223,4	228,8	233	236,9	239,5	241,8
Mcrc, кНм	27,03	30,07	33,52	37,02	39,63	42,31	45,9	48,54

Рис. 3. Зависимость несущей способности и момента трещинообразования сечения с жесткой арматурой в виде двутавра 20Б1 при различных классах бетона

Очевидно, прочность и трещиностойкость сечения с жестким армированием в виде двутавра 40Б2 выше, чем у двутавра 20Б1. Однако анализируя динамику изменения показателей прочности и трещиностойкости для двух сечений с увеличением класса бетона можно сделать следующие выводы:

• для сечения с жестким армированием в виде двутавра 40Б2 при повышении класса бетона с В20 до В55 наблюдается увеличение прочности сечения в 1,06 раза, увеличение трещиностойкости в 1,6 раза;

• для сечения с жестким армированием в виде двутавра 20Б1 при повышении класса бетона с В20 до В55 наблюдается увеличение прочности сечения в 1,2 раза, увеличение трещиностойкости в 1,8 раза, то есть несколько большее по сравнению с первым случаем.

В результате уменьшения профиля жесткой арматуры в 2 раза, а также снижения коэффициента армирования в 2,8 раза и размещения профиля в нижней растянутой зоне, прочность снизилась в 1,7–1,9 раза. Однако следует отметить, что для элементов

с 20Б1 при увеличении класса бетона наблюдается более существенный рост прочности и трещиностойкости.

Расчет по прочности и трещиностойкости балок прямоугольного сечения с жесткой арматурой, образованной двумя спаренными швеллерами

Рассматривались балки, заармированные двумя спаренными швеллерами 20П, 40П по [6] из стали С255, со стержневой арматурой в верхней и нижней зоне *d*12 А500. Аналогично предыдущему варианту класс бетона по прочности на осевое сжатие принимался в диапазоне В20–В55. Расчет велся в соответствии с нормативной литературой [2–4].

Для расчета приняты два случая:

• случай 1 (для 40П) – нейтральная ось пересекает стенку профиля жесткой арматуры;

• случай 2 (для 20П) – нейтральная ось не пересекает профиль жесткой арматуры.

Исследуемые сечения балок с жесткой арматурой, образованной двумя швеллерами, представлены на рис. 4.

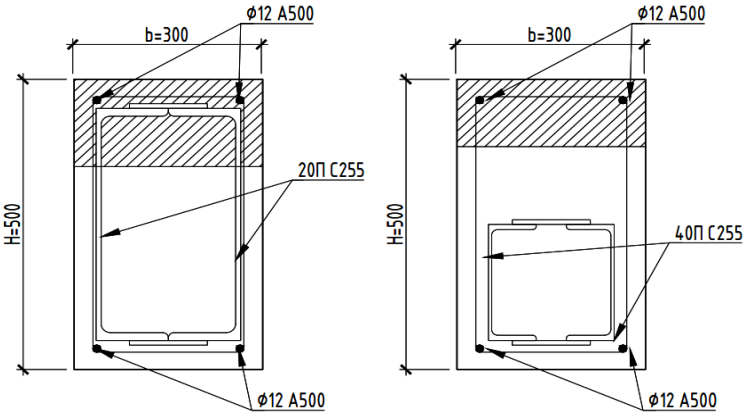
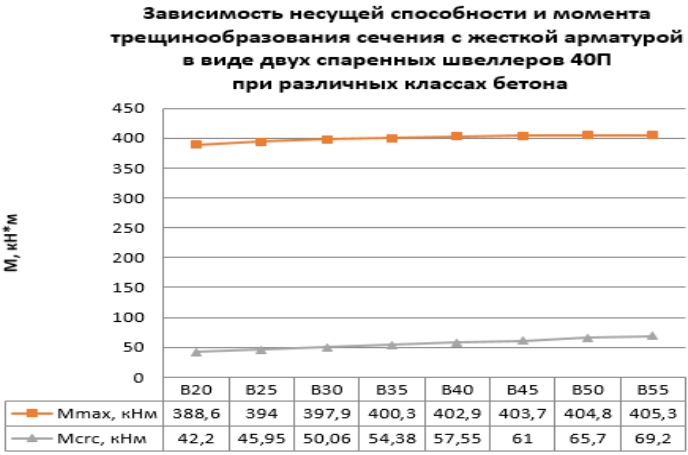


Рис. 4. Исследуемые сечения балок с жесткой арматурой, образованной двумя швеллерами

Для первого случая процент армирования составляет 12,7 %, для второго – 5,4 %. Результаты расчета прочности и трещиностойкости двух видов сталежелезобетонных прямоугольных сечений с жесткой арматурой, образованных двумя швеллерами, представлены на рис. 5–6.



	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55
Mmax, кНм	388,6	394	397,9	400,3	402,9	403,7	404,8	405,3
Mcrc, кНм	42,2	45,95	50,06	54,38	57,55	61	65,7	69,2

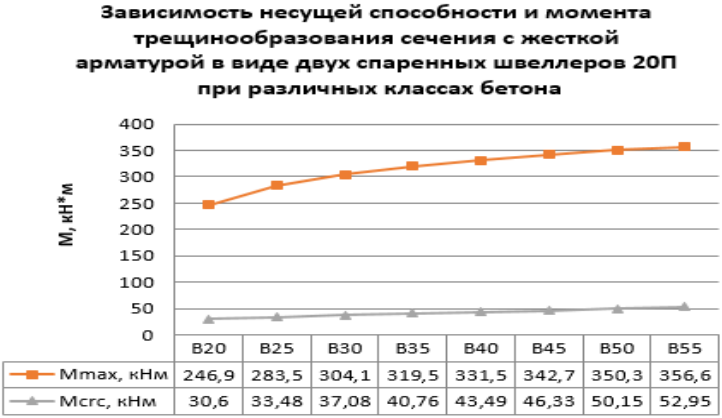
Рис. 5. Зависимость несущей способности и момента трещинообразования сечения с жесткой арматурой в виде двух спаренных швеллеров 40П при различных классах бетона

Очевидно, прочность и трещиностойкость сечения с жестким армированием в виде двух швеллеров 40П выше, чем у двух швеллеров 20П. Однако анализируя динамику изменения показателей прочности и трещиностойкости для двух сечений с увеличением класса бетона можно сделать следующие выводы:

• для сечения с жестким армированием в виде двух швеллеров 40П при повышении класса бетона с В20 до В55 наблюдается незначительное увеличение прочности сечения в 1,04 раза, увеличение трещиностойкости в 1,6 раза;

• для сечения с жестким армированием в виде двух швеллеров 20П при повышении класса бетона с В20 до В55 наблюдается

более интенсивное увеличение прочности сечения в 1,4 раза, увеличение трещиностойкости составило в 1,7 раза, то есть несколько большее по сравнению с первым случаем.



	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55
Mmax, кНм	246,9	283,5	304,1	319,5	331,5	342,7	350,3	356,6
Mcrc, кНм	30,6	33,48	37,08	40,76	43,49	46,33	50,15	52,95

Рис. 6. Зависимость несущей способности и момента трещинообразования сечения с жесткой арматурой в виде двух спаренных швеллеров 20П при различных классах бетона

В результате уменьшения профиля жесткой арматуры в 2 раза, а также снижения коэффициента армирования в 2,5 раза и размещения профиля в нижней растянутой зоне, прочность снизилась в 1,1–1,6 раза, трещиностойкость – в 1,3 – 1,4 раза. Следует отметить, что более интенсивный рост прочности наблюдается для сечения со швеллерами 20П.

Анализ расчета балок с одинаковой высотой профиля в сечении

При анализе расчета балок с жесткой арматурой в виде двутавра 20Б1 и сечения с жесткой арматурой в виде двух швеллеров 20П выявлено следующее:

• процент армирования для сечения с жесткой арматурой в виде двух спаренных швеллеров 20П выше, чем для сечения

с жесткой арматурой в виде двутавра 20Б1 в 1,9 раз, то есть почти в 2 раза. Однако прочность сечения с использованием двух швеллеров 20П выше прочности сечения балки с жесткой арматурой в виде двутавра 20Б1 всего в 1,2–1,5 раз.

• трещиностойкость возрастает с увеличением класса бетона, однако для рассматриваемых двух сечений ее рост незначителен и не превышает 10 %. Это объясняется тем, что показатель трещиностойкости напрямую зависит от сопротивления бетона растяжению.

При анализе расчета балок с жесткой арматурой в виде двутавра 40Б2 и сечения с жесткой арматурой в виде двух швеллеров 40П выявлено следующее:

• процент армирования для сечения с жесткой арматурой в виде двух швеллеров 40П выше, чем для сечения с жесткой арматурой в виде двутавра 40Б2 в 2,5 раза. Однако активного роста прочности не наблюдается.

• трещиностойкость возрастает с увеличением класса бетона для двутавров 40Б2 как и для спаренных швеллеров 40П в 1,6 раза.

Выводы

При анализе прочности и трещиностойкости сечений с жесткой арматурой в виде двутавра и сечения с жесткой арматурой в виде двух швеллеров обнаружено:

• при расположении жесткой арматуры в растянутой и сжатой зоне (для сечения с двутавром 40Б2 и двумя спаренными швеллерами 40П), прочность и трещиностойкость сечения изменяются незначительно (в пределах 4–6%);

• при замене жесткой арматуры (40П на 20П и 40Б2 на 20Б1), т. е. снижении процента армирования соответственно в 2,4–2,8 раза, прочность и трещиностойкость конструкций снижается менее существенно по сравнению с коэффициентом армирования, а именно: прочность – в 1,7–1,9 раза для сечения с жесткой арматурой в виде двутавра, в 1,1–1,6 раза для сечения с жесткой арматурой в виде двух спаренных швеллеров; трещиностойкость – в 1,6–1,8 раза для обоих случаев;

• при расположении жесткой арматуры в растянутой зоне (для сечения с двутавром 20Б1 и 20П), и увеличении процента армирования в 1,9 раза прочность сечения возрастает в 1,2–1,5 раза, а трещиностойкость – в 1,1 раза.

По результатам расчета рассмотренных балок с жесткой арматурой выявлено, что возможно более рациональное использование арматуры при применении профилей меньшей высоты за счет существенного снижения процента армирования при меньшем снижении прочности и трещиностойкости. При применении для сечения с жестким армированием двух спаренных швеллеров 20П наблюдается более существенный рост прочности при увеличении класса бетона с В20 до В55 в сравнении с другими рассмотренными сечениями.

Перспективы дальнейшей работы

В дальнейшем предполагается оценка возможности исследования напряженно-деформированного состояния рассматриваемых конструкций с применением компьютерного моделирования и рассмотрением нелинейных деформационных характеристик материалов.

Литература

1. Кибирева Ю. А., Астафьева Н. С. Применение конструкций из сталежелезобетона // Экология и строительство. 2018. № 2. С. 27–34.

2. СП 266.1325800.2016. Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования. М.: Минстрой России, 2016. 132 с.

3. СП 63.13330.2018. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52–01–2003. М.: Минстрой России, 2018. 124 с.

4. Руководство по проектированию сталежелезобетонных конструкций. Ассоциация развития стального строительства; [И. И. Ведяков, Д. В. Конин, С. Б. Крылов, В. А. Семенов, А. С. Крылов, Л. С. Рожкова]. Москва: АКСИОМ ГРАФИКС ЮНИОН, 2018. – 116 с.

5. ГОСТ Р 57837–2017. Двутавры стальные горячекатаные с параллельными гранями полок. Технические условия. М.: СТАНДАРТИНФОРМ, 2019. 44 с.

6. ГОСТ 8240-97. Швеллеры стальные горячекатаные. Сортамент. М.: СТАНДАРТИНФОРМ, 2008. 21 с.

СЕКЦИЯ ТЕХНОЛОГИИ СТРОИТЕЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ И МЕТРОЛОГИИ

УДК 006.95

Евгения Олеговна Бачурина,
студент
(Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет)
E-mail: zenechka.2000@mail.ru

Evgeniya Olegovna Bachurina,
student
(Saint Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering)
E-mail: zenechka.2000@mail.ru

ЗНАЧЕНИЕ КВАЛИФИКАЦИИ СОТРУДНИКОВ В ОРГАНИЗАЦИИ

THE IMPORTANCE OF EMPOLOYEE QUALIFICATIONS IN AN ORGANIZATION

Управление компетентностью персонала в строительной организации играет большую роль в ее развитии, продвижении и росте. Для того, чтобы компания развивалась, требуется анализ трех основных компонентов компетентности (индивидуальной, командной, организационной). Данные виды компетентности, в свою очередь, являются неотъемлемой частью и должны присутствовать и на уровне компании, и на уровне личности. Выбрав и приняв модели улучшения системы управления и развития персонала, можно добиться необходимого количественного и качественного состава сотрудников, путем обучения, бесед, конференций, практики и тренингов. Кроме того, стоит не только внедрить модели развития, но постоянно их модернизировать, собирать обратную связь и анализировать ее.

Ключевые слова: компетентность персонала, организация, система менеджмента качества, модель улучшения, персонал, развитие.

Managing the competence of personnel in a construction organization plays a big role in its development, promotion and growth. In order for a company to develop, an analysis of the three main components of competence (individual, team, organizational) is required. These types of competence, in turn, are an integral part and must be present both at the company level and at the individual level. By choosing and adopting models for improving the management and personnel development system, you can achieve the required quantitative and qualitative composition of employees through education, conversations, conferences, practice and training.

In addition, it is worth not only introducing development models, but constantly modernizing them, collecting feedback and analyzing it.

Keywords: personnel competence, organization, quality management system, improvement model, personnel, development.

СМК является важным инструментом для развития организации. Роль человеческого капитала необходима для обеспечения успешной конкуренции на рынке. А управление персоналом является неотъемлемым элементом развития системы менеджмента качества организации, определяя её кадровый и интеллектуальный потенциал.

Не существует однозначного определения того, что такое компетентность. Интерпретации и использование этого слова столь же разнообразны и многочисленны, как и контексты, в которых оно употребляется. Регулирующие органы, отраслевые ведомства и организации, а также компании в каждой отрасли имеют свои собственные определения в соответствии со своими требованиями и целями.

Подход каждой компании к компетентности определяется характером ее рабочей деятельности, но все заинтересованы в обеспечении безопасной, эффективной и квалифицированной рабочей силы. Большинство подходов сходятся во мнении, что компетентность определяет способность самостоятельно выполнять роль или задачу в соответствии с требуемыми стандартами.

Строительство является особым видом деятельности, который включает в себя инвестиционно-строительный проект и определяется взаимодействием между различными участниками. Благодаря быстрому развитию технологий в строительной отрасли, рынок труда постоянно меняется, требуя повышения квалификации и компетенции сотрудников.

Участники строительной деятельности включают инвесторов, застройщиков, генподрядчиков, подрядчиков, субподрядчиков, проектировщиков и поставщиков. Каждый из них играет важную роль в процессе строительства и несет свою ответственность. Качество работы специалистов влияет на развитие экономики, укрепление инфраструктуры и создание новых объектов социального значения.

Каждый строительный проект уникален по своему масштабу и сложности. В работе строительных компаний могут возникать сложные периоды, когда производственные показатели падают до критических значений.

Важно использовать высокую компетентность команды компании для преодоления кризисных ситуаций и принятия эффективных управленческих решений.

По многим причинам компетентность в строительстве часто рассматривается в первую очередь с точки зрения охраны труда и техники безопасности, но следует помнить, что для того, чтобы быть полностью компетентным, человеку требуется широкий спектр знаний и умений, связанных с работой и задачами, в дополнение к навыкам охраны труда и техники безопасности. Человеческие факторы также шире, чем те, которые необходимы для обеспечения безопасности и здоровья человека, и включают, например, трудовую этику, коммуникативные навыки и т. д.

Компетентность по ИСО ГОСТ Р 10015-2021 – это способность применения знаний, навыков, деловых и личностных качеств, реализуемая в рабочем поведении и позволяющая работнику успешно действовать при реализации поставленных задач [1].

В ГОСТ Р ИСО 9000-2015 компетентность (competence) – это способность применять знания и навыки для достижения намеченных результатов [2].

В ИСО ГОСТ Р 10015-2021 компетентность персонала рассматривается как одно−из важнейших средств обеспечения разработки, внедрения, поддержания и постоянного улучшения системы менеджмента качества [3].

Более широкое толкование компетенций необходимо для того, чтобы учитывать все важные аспекты и не ограничиваться только общими рамками. Компетенция должна быть динамичной и регулярно пересматриваться в соответствии с изменениями в цифровых технологиях, методах обучения и работе.

Современные подходы к компетентности, как правило, рассматривают ее из трех основных компонентов: индивидуальной

компетентности, управленческой или организационной и командной компетентности.

Индивидуальная компетентность, с профессиональной точки зрения означает умение саморазвиваться, совершенствовать себя и быть готовым к карьерному росту. Это также включает в себя способность участвовать в постоянном прогрессе, развивать свою индивидуальность, так как современный мир не допускает «застоя» и характеризуется непрерывным развитием. Важно уметь правильно организовывать свою работу, чтобы избегать излишнего перегруза времени и сил, а также выполнять работу без чувства усталости, даже с приятным ощущением освеженности.

При оценке индивидуальной компетентности должны быть учтены такие требования, как конкретные компетенции по определенным должностям, функции и ответственность, а также поведение сотрудника.

Организационная компетентность персонала означает, что сотрудники обладают необходимыми знаниями и навыками для работы внутри и снаружи компании. Среда организации представляет собой комплексное взаимодействие различных внутренних и внешних условий, которые могут оказывать влияние на стратегию деятельности и достижение целей организации. Компетентность персонала в области среды организации играет ключевую роль, так как результаты анализа факторов среды являются основой для разработки политики и целей в области качества, управления рисками и возможностями, анализа системы менеджмента качества и совершенствования системы управления качеством в целом.

Командная компетентность. Необходимо, чтобы, в соответствии с ИСО ГОСТ Р 10015-2021, члены команды обладали разнообразными компетенциями, соответствующими выполняемым задачам и планируемым результатам. Уровень компетенции должен обеспечивать эффективность работы организации, ее подразделений и команд. При определении потребностей в развитии данного уровня компетенции следует учитывать особенности лидерства, цели и планируемые результаты работы команды, типы

бизнес-процессов, структуры управления, модели управления, культуру организации и другие факторы.

Основная причина, по которой компании требуют от сотрудников полной компетентности (на данный момент оставляя в стороне вопросы охраны труда и техники безопасности), заключается в обеспечении эффективности выполнения работ на надлежащем высоком уровне. Это гарантирует удовлетворение клиентов, укрепляет партнерские отношения и способствует совместной деятельности.

Помимо этих соображений, компетентность может повышаться (и понижаться) на разных этапах карьеры человека. Опыт является важным аспектом развития компетентности при переходе человека от новичка к эксперту, но это должен быть положительный опыт, полностью изученный и усвоенный.

Для получения данного опыта многие ведущие компании используют модель обучения «70:20:10». В 1988 году американские психологи Морган МакКолл, Роберт Эйхингер и Майкл Ломбардо создали модель 70:20:10, которая была разработана научным центром творческого лидерства в Северной Каролине. Эта модель предполагает, что 70 % знаний и навыков учащийся получает из практического опыта, 20 % – через общение и взаимодействие с другими людьми, а только 10 % – через формальное обучение. Исследование показало, что эта модель эффективна и помогает улучшить обучение и развитие навыков учащихся.

Однако даже самые компетентные люди могут работать неэффективно и казаться некомпетентными при определенных обстоятельствах, которые контролируются их начальством. Плохая коммуникация с руководством, неподходящее оборудование и оснащение, плохо продуманные рабочие процессы, неадекватные политики и системы, плохая коммуникация, стресс на работе, а также недостаточное понимание и контроль среды, в которой выполняется работа, все это может привести к проявлению индивидуальной некомпетентности.

Чтобы бороться с данным недостатком, ИСО ГОСТ Р 10015-2021 рекомендует применять индивидуальный план развития, наставничество, коучинг, посещать конференции, взаимодействовать

с соответствующими профессиональными и отраслевыми объединениями [1], анализировать квалификации.

Неотъемлемой частью развития компании выступает анализ текущего уровня компетенции у сотрудников. Он необходим для определения уровня знаний, навыков и опыта, а также для выявления их сильных и слабых сторон. Это позволяет руководству организации принимать обоснованные решения по развитию персонала, планировать тренинги и обучение, а также определять потребности в персонале и его роли в достижении целей компании. Обратите внимание, что использование риск-ориентированного подхода к принятию решений, где основное внимание уделяется выявлению и управлению рисками, рекомендуется в ИСО ГОСТ Р 10015-2021. Этот подход помогает улучшить эффективность и производительность работы организации. В отличие от традиционного подхода, где акцент делается на возможных выгодах и возможных убытках, риск-ориентированное мышление предполагает оценку вероятности возникновения негативных последствий и разработку стратегий по их минимизации или предотвращению. Риск-ориентированное мышление является важным инструментом управления в современном бизнесе, помогая компаниям выявлять потенциальные угрозы и разрабатывать эффективные стратегии для их управления.

Завершающей фазой управления компетентностью является оценка воздействия программы управления компетентностью и развития персонала на деятельность организации. Для оценки эффективности управления компетентностью можно использовать различные методы: аудит ключевых показателей, мониторинг жалоб и уровня удовлетворенности клиентов, оценка производительности, текучести кадров и вовлеченности персонала, достижение установленных целей, проведение бенчмаркингов, анализ индивидуальных планов развития и приобретения компетенций.

Потребности в развитии компетентности и обучении персонала определяются внешними факторами (экономические, демографические, социальные, технологические тенденции, изменения в потребностях клиентов и других заинтересованных сторон)

и внутренними факторами организации (стратегия развития, планы по улучшению продукции и качества, а также другие).

Таким образом, компетентность персонала организации играет ключевую роль в обеспечении качественного исполнения работ. Наличие квалифицированных специалистов в каждом звене является гарантом успешного выполнения задач и достижения поставленных целей. Только профессиональный и опытный персонал способен в полной мере контролировать процессы, обеспечивать безопасность и качество работы. Поэтому важно правильно подходить к отбору персонала, проводить его регулярное обучение и повышение квалификации, чтобы обеспечить эффективное функционирование организации.

Литература

1. ГОСТ Р ИСО 10015–2021. Системы менеджмента качества. Руководящие указания по менеджменту компетентности и развитию персонала. URL: https://docs.cntd.ru/document/1200182150 (дата обращения 10.03.2024).

2. ГОСТ Р ИСО 9000–2015. Системы менеджмента качества. Основные положения и словарь. URL: https://docs.cntd.ru/document/1200124393 (дата обращения 10.03.2024).

3. ГОСТ Р ИСО 9001–2015. Системы менеджмента качества. Требования. URL: https://docs.cntd.ru/document/1200124394 (дата обращения 10.03.2024).

УДК 691

Богдан Игоревич Бойчук,
студент
(Санкт-Петербургский государственный
архитектурно-строительный университет)
E-mail: fienay19@gmail.com

Bogdan Igorevich Boichuk,
student
(Saint Petersburg State University
of Architecture and Civil Engineering)
E-mail: fienay19@gmail.com

САМОУПЛОТНЯЮЩИЙСЯ БЕТОН: СВОЙСТВА, ПРЕИМУЩЕСТВА, ПРИМЕНЕНИЕ И ЛАБОРАТОРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ

SELF-SEALING CONCRETE: PROPERTIES, BENEFITS, APPLICATIONS AND LABORATORY STUDIES

Самоуплотняющийся бетон (СУБ) является инновационным материалом с высокой текучестью и способностью равномерного распределения внутри опалубки без дополнительной обработки. В данной статье мы исследуем особенности самоуплотняющегося бетона, его преимущества, возможности применения и методы его изготовления. Особое внимание уделено значимости лабораторных исследований для оптимизации состава и свойств самоуплотняющегося бетона.

Ключевые слова: самоуплотняющейся бетон (СУБ), свойства, преимущества, применение, производство, воздействие на окружающую среду, строительная отрасль.

Self-sealing concrete (SUB) is an innovative material with high fluidity and the ability to distribute evenly inside the formwork without additional processing. In this article, we will explore the features of self-sealing concrete, its advantages, application possibilities and methods of its manufacture. Special attention will be paid to the importance of laboratory research to optimize the composition and properties of self-sealing concrete.

Keywords: self-compacting concrete (SUB), properties, advantages, application, production, environmental impact, construction industry.

Строительная отрасль стремится к использованию инновационных материалов, способных упростить процесс строительства и повысить качество конструкций. Самоуплотняющийся бетон представляет собой один из таких материалов, обладающих уникальными свойствами и потенциалом для широкого применения.

СУБ отличается высокой текучестью и способностью равномерного распределения внутри опалубки. Данные свойства достигаются за счет оптимального сочетания различных компонентов, таких как специальные добавки суперпластификаторы и минеральные порошок. Эти компоненты обеспечивают подвижность бетона и его способность к самоуплотнению.

СУБ имеет ряд преимуществ по сравнению с обычным бетоном. Во-первых, он обеспечивает более высокую плотность, что способствует улучшению заполнения опалубки и снижению количества трещин [1, 7]. Во-вторых, самоуплотняющийся бетон обладает повышенной долговечностью конструкций, благодаря более равномерному распределению нагрузок. Кроме того, укладка СУБ более проста и эффективна, что сокращает необходимость в ручной работе и ускоряет процесс строительства.

СУБ находит широкое применение в различных областях строительной индустрии. Он эффективно используется при строительстве высотных зданий, мостов, тоннелей, трубопроводов, а также при реконструкции и ремонте. Самоуплотняющийся бетон особенно полезен в сложных формах конструкций, где использование обычного бетона затруднительно [2, 4].

Разработка состава самоуплотняющегося бетона

Приготовление СУБ требует тщательного подбора соотношения компонентов, включая цемент, заполнители, воду и добавки. Лабораторные исследования играют важную роль в оптимизации состава и свойств самоуплотняющегося бетона. Они помогают определить оптимальное сочетание компонентов самоуплотняющейся смеси, провести испытания на прочность образцов бетона, текучесть и другие характеристики, а также разработать стандарты и рекомендации для успешного применения СУБ [5].

Для разработки рационального состава самоуплотняющегося бетона, следует учитывать несколько факторов и использовать лабораторные исследования для оптимизации состава бетонной смеси. Вот несколько шагов, которые можно предпринять.

1. Определение требований.

Определите основные требования к самоуплотняющемуся бетону, такие как текучесть смеси, наличие армирования конструкции, класс прочности, водонепроницаемость, долговечность и т. д. Учтите условия эксплуатации и особенности проекта, сезон проведения работ по укладке, климатические особенности региона.

2. Выбор цемента.

Изучите различные виды цемента, их свойства и подходящие для самоуплотняющегося бетона типы цемента. Выбор цемента должен быть обоснован и по отношению к толщине бетонируемой конструкции, чтобы учесть тепловыделение. Некоторые типы цемента могут обеспечивать лучшую текучесть и самоуплотняющиеся свойства.

3. Заполнители.

Выберите оптимальные заполнители для бетонной смеси. Заполнители могут быть природного или искусственного происхождения. Они помогают уменьшить количество цемента, сократить усадку и улучшают свойства бетона. Преимущественно выбор должен быть по имеющимся в регионе сырьевым материалам, но обычно крупностью зерен 5–10 мм.

4. Вода.

Определите соотношение воды к цементу (водоцементное отношение), которое обеспечит требуемую удобоукладываемость бетонной смеси. Важно подобрать правильное количество воды, чтобы достичь оптимальной самоуплотняющейся консистенции без ущерба для прочности бетона. С большим количеством воды – увеличиться пористость цементного камня, поэтому регулируют подвижность обычно не водой, а химическими добавками.

5. Добавки.

Используйте специальные добавки, которые помогут улучшить свойства самоуплотняющегося бетона. Например, добавки могут управлять временем схватывания, повышать прочность, уменьшать усадку или улучшать водонепроницаемость. Добавки обычно применяют химические, увеличивающие текучесть смеси. Для регулирования прочностных характеристик и уменьшения

расхода самого дорогостоящего компонента – цемента, используют минеральные добавки (шлаки, золы, микрокремнезем).

6. Лабораторные испытания.

Проведите серию лабораторных испытаний для определения оптимального состава бетонной смеси. Это может включать определение прочности, текучести, плотности, водопроницаемости и других характеристик. Анализируйте результаты испытаний и вносите необходимые изменения в состав смеси.

7. Оптимизация состава.

На основе результатов лабораторных испытаний, настраивайте соотношение компонентов и пропорции добавок, чтобы достичь требуемых физико-механических свойств самоуплотняющегося бетона.

8. Разработка стандартов и рекомендаций.

На основе полученных результатов лабораторных испытаний и оптимизированного состава бетонной смеси разработайте стандарты и рекомендации для производства и применения самоуплотняющегося бетона. Это поможет обеспечить постоянное качество и уверенное использование материала. С появлением рекомендаций или стандарта –появляется исследовательская база, материал больше изучают и включают в проекты по строительству [3].

Важно отметить, что процесс разработки рационального состава самоуплотняющегося бетона может быть сложным и требует опыта и экспертизы. Рекомендуется консультироваться с опытными инженерами и специалистами в области бетонных конструкций для достижения наилучших результатов [6, 8].

Пример рационально подобранного состава для самоуплотняющегося бетона может включать следующие компоненты:

Цемент: обычно используется портландцемент, такой как ЦЕМ I 42,5. Рекомендуется использовать примерно 400–500 кг цемента на 1 $м^3$ бетона.

Заполнители: в составе самоуплотняющегося бетона используются различные минеральные заполнители, такие как песок, измельченный гранит или шлак. Общий объем заполнителей составляет примерно 40–60 % от объема бетона.

Вода: необходимо подобрать оптимальное соотношение воды и цемента для достижения требуемой текучести. Обычно используется водоцементное соотношение (В/Ц) примерно от 0,30 до 0,40.

Минеральные добавки: бывают инертные и активные. Позволяют снизить себестоимость бетона, за счет сокращения цемента. В случае применения активных минеральных добавок, окажут влияние на свойства бетона.

Пластификаторы: добавки, такие как пластификаторы, суперпластификаторы, используются для улучшения текучести и самоуплотняющихся свойств бетона. Они позволяют достичь необходимой подвижности без потери прочности. Дозировка пластификаторов зависит от конкретного продукта и требуемых характеристик бетона.

Свойства СУБ

Удобоукладываемость: одним из важных показателей самоуплотняющегося бетона является его подвижность, измеряемая с помощью диаметра расплыва (slumpflow). Подвижность обычно находится в диапазоне от 600 до 800 мм (рис. 1). Время растекания бетонной смеси обязательно фиксируется.

Рис. 1. Определение диаметра расплыва конуса
и времени растекания бетонной смеси

Прочность: самоуплотняющийся бетон должен обеспечивать необходимую прочность для конкретной конструкции (рис. 2). Прочность может быть достигнута путем подбора соответствующих пропорций компонентов.

Рис. 2. Изготовление образцов бетона
для дальнейшего определения прочности

Важно отметить, что конкретный рационально подобранный состав самоуплотняющегося бетона может различаться в зависимости от требований конкретного проекта и местных условий. Поэтому рекомендуется проводить лабораторные испытания и консультироваться с экспертами для оптимизации состава и свойств самоуплотняющегося бетона под конкретные условия использования.

Лабораторные исследования являются неотъемлемой частью разработки самоуплотняющегося бетона. Они позволяют оптимизировать его свойства, улучшить качество конструкций и обеспечить надежность в эксплуатации. Благодаря лабораторным исследованиям ученые и инженеры могут продвигать развитие СУБ и разрабатывать новые технологии в области строительства.

В своих лабораторных исследования, проведенных в рамках магистерской диссертации, были подобраны разные составы бетона (табл. 1), обладающие способностью самоуплотняться.

Таблица 1

Составы бетонов, м^3

	Состав № 1	Состав № 2 (Шлак)	Состав № 3 (Метокаолин)
Щебень, кг	1315	852	683
Песок, кг	380	852	935
Цемент, кг	603	362	358
Вода, кг	164	168	179
Добавка (суперпластификатор), л	1,75	5,4	4,78
Минеральная добавка, кг	–	172	125

Растекание бетонной смеси для составов было в пределах 55–59 см, время растекания смеси 30 сек – 1 минута. Предел прочности определяли на образцах кубах 10×10×10 см. Было изготовлено по 6 образцов, средние значения по результатам испытания занесены в таблицу (табл. 2).

Таблица 2

Результаты испытаний по прочности на сжатие образцов кубов

	Состав 1	Состав 2 (шлак)	Состав 3 (метакаолин)
Среднее значение предела прочности при сжатии, МПа	40,9	56,4	45,3

Состав 1 и 3 ближе к заданному классу бетона (В30) по прочности, а состав 2 ближе к классу по прочности В40 и требуется корректировка состава (уменьшение расхода материалов) для получения заданного класса по прочности.

Самоуплотняющийся бетон является инновационным материалом, обладающим уникальными свойствами и преимуществами. Его применение в строительстве позволяет упростить процесс строительства, повысить качество конструкций и снизить затраты на ручную работу. Лабораторные исследования играют важную роль в оптимизации состава и свойств самоуплотняющегося бетона, а также в разработке стандартов для его успешного использования в строительной индустрии.

Литература

1. Куприн А. В., & Хроленко В. А. (2012). Самоуплотняющиеся бетоны: свойства, технология, применение. Москва: Издательство АСВ.

2. Германова Н. Б., & Германов А. В. (2015). Самоуплотняющиеся бетоны и бетонные изделия. Москва: Издательство АСВ.

3. Горелова Л. С., & Горельник В. С. (2017). Самоуплотняющиеся бетоны: свойства и технология. Москва: Издательство АСВ.

4. BS EN 206-1:2013+A1:2016. Concrete - Part 1: Specification, performance, production, and conformity. British Standards Institution.

5. Khayat, K. H., & Assaad J. J. (2002). Workability and robustness of self-consolidating concrete. ACI Materials Journal, 99(5), 411–420.

6. Okamura H., & Ouchi, M. (2003). Self-compacting concrete. Journal of Advanced Concrete Technology, 1(1), 5–15.

7. Ferrara L., &Tregnaghi M. (2008). Self-compacting concrete: from materials to structures. MaterialsandStructures, 41(3), 439–451.

8. Banfill P. F. (2006). Rheology of fresh cement and concrete: A review. MaterialsandStructures, 39(7), 661–678.

УДК 691.624.01

Максим Анатольевич Володин,
студент
Николай Александрович Топильский,
студент
(Санкт-Петербургский государственный
архитектурно-строительный университет)
*E-mail: maks.volodin.2@mail.ru,
topilskyn@yandex.ru*

Maxim Anatolyevich Volodin,
student
Nikolai Alexandrovich Topilsky,
student
(Saint Petersburg State University
of Architecture and Civil Engineering)
*E-mail: maks.volodin.2@mail.ru,
topilskyn@yandex.ru*

ВЛИЯНИЕ НАНОЦЕЛЛЮЛОЗЫ НА СВОЙСТВА СТРОИТЕЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ

THE EFFECT OF NANOCELLULOSE ON THE PROPERTIES OF BUILDING MATERIALS

Рассматривается влияние добавок на основе волокон наноцеллюлозы на свойства строительных материалов. Выяснено, что добавление таких добавок в строительные смеси повышает их технологические свойства, прочностные характеристики, долговечность, удобоукладываемость, уменьшают степень усадки, водоотделение, влияет на реологические свойства. Добавление в полимерные материалы повышает их прочность и огнестойкость. Добавка на основе наноцеллюлозы является экологически безопасной, а сама целлюлоза является возобновляемым природным ресурсом.

Ключевые слова: наноцеллюлоза, целлюлоза, нановолокно, адсорбент, суспензия, концентрация, строительная смесь.

The effect of additives based on nanocellulose fibers on the properties of building materials is considered. It was found that the addition of such additives to building mixes increases their technological properties, strength characteristics, durability, workability, reduces the degree of shrinkage, water separation, and affects rheological properties. The addition of polymer materials increases their strength and fire resistance. The nanocellulose-based additive is environmentally friendly, and cellulose itself is a renewable natural resource.

Keywords: nanocellulose, cellulose, nanofiber, adsorbent, suspension, concentration, building mix.

В современном мире все чаще проявляется потребность в строительных материалах высокого качества. Такие материалы

должны обладать не только высокими показателями прочности, но и такими характеристиками, как высокая технологичность, удобоукладываемость, легкость монтажа, экономичность и экологичность, высокие архитектурно-декоративные показатели, невысокая стоимость. Все эти свойства можно придать материалам за счет введения в них различных добавок. Одной из таких является добавка на основе волокон наноцеллюлозы.

Целлюлоза считается самым распространенным полимером, имеющим природное происхождение. Если для получения синтетических полимеров требуются трудоемкие технологии полимеризации мономеров, с помощью которых производятся изделия из пластмасс, то источником получения целлюлозы выступают растения, строение которых в значительной степени состоит из целлюлозы, формирующейся в результате естественного роста растений [1].

Наноцеллюлоза – это волокно, извлекаемое из целлюлозы. Диаметр наноцеллюлозного волокна обычно составляет менее 100 нм, а его длина несколько микрометров. Наноцеллюлоза является биоразлагаемым нановолокном низкой плотности (около 1,6 г/см^3). Жесткость волокна обычно достигает 220 ГПа. Кроме того, наноцеллюлоза обладает достаточно высокой прочностью на растяжение (до 10 ГПа), что выше, чем у чугуна, а ее отношение прочности к массе в 8 раз выше, чем у нержавеющей стали [2].

По структуре наноцеллюлоза представляет собой совокупность наноразмерных длинных волокон с очень высоким отношением длины к ширине. Средняя ширина волокна составляет примерно 20 нм, а продольный размер варьируется в широких пределах и может достигать нескольких десятков микрон [3]. Этот материал имеет высокое отношение поверхности к массе, что указывает на возможное наличие у него свойств адсорбента. В последние несколько лет многие ученые обращают внимание на удаление тяжелых металлов из водного раствора с помощью наноцеллюлозы в качестве адсорбента [4].

Выделяют три основных вида наноцеллюлозы: нанокристаллическая, нанофибриллированная, бактериальная. Все эти типы

почти одинаковы по химическому составу, но значительно отличаются по морфологии, размеру частиц и кристалличности. Отдельные свойства могут различаться из-за разницы в источниках и методах извлечения [1].

Нанокристаллическая целлюлоза представляет собой материал повышенной прочности. Обычно она извлекается из целлюлозных фибрилл путем кислотного гидролиза. Такой материал имеет форму укороченного стержня или нитевидного кристалла диаметром от 2 до 20 нм и длиной от 100 до 500 нм, характеризуется полным химическим составом целлюлозы, присущим как правило кристаллическим областям с высокой кристалличностью, находящейся в диапазоне от 54 до 88 % [1].

Бактериальная наноцеллюлоза, в отличие от нанокристаллической и нанофибриллированной целлюлозы, извлекаемых из лигноцеллюлозной биомассы, производится из низкомолекулярных полисахаридов в процессе достаточно длительной – достигающей двух недель – ферментации. Наноцеллюлоза извлекается из биомассы через экстрагирование органическими растворителями [1].

Геометрия частиц наноцеллюлозы влияет на предел текучести и неньютоновский характер течения суспензий. Область напряжения сдвига, превышающей 100 Па, характеризуется снижением эффективной вязкости, зависящим от формы частиц и температуры суспензии. Энергия активации вязкого течения суспензии сферических частиц в области скорости сдвига, близкой к пределу текучести, составляет 12 кДж/моль, игольчатых частиц – 18 кДж/моль. Особенности реологических свойств обусловлены тем, что сферические частицы участвуют только во вращательно-поступательном движении, а игольчатые частицы выстраиваются в направлении потока. Исходя из этого можно сделать вывод о том, что поведение наночастиц целлюлозы в сдвиговом потоке зависит от их формы, величины напряжения сдвига и температуры [5].

Использование наноцеллюлозы в строительстве позволяет значительно улучшить различные технические характеристики строительных материалов за счет ее особенных свойств. Наноцеллюлоза вязкая в обычном состоянии, ведет себя как жидкость

при механическом воздействии, однако при этом обладает высокой прочностью в твердом состоянии благодаря своей структуре, состоящей из плотно упакованных игловидных кристаллов. Добавки на основе наноцеллюлозы в строительных смесях оказывают влияние на такие важные показатели, как скорость смачивания и степень водоудержания, что позволяет улучшить качество и эффективность строительных работ. время прочность на отрыв [6].

При добавлении воды к наноцеллюлозе образуется высокоэффективный строительный раствор с высокой степенью смачивания, который не разделяется и не оседает. Этот раствор обладает повышенной вязкостью, образуя гелеподобную массу. Время твердения искусственного камня, образующегося из такого раствора, составляет одни сутки при обычной температуре и пять суток при низкой температуре без использования дополнительных добавок [6].

Один из первых экспериментов по модификации цементных композитов наноцеллюлозой был проведен американскими учеными в 2015 году. В результате исследования было выявлено, что прочность на изгиб увеличилась на 20–30 % по сравнению с контрольным составом при добавлении выявленной оптимальной концентрации наноцеллюлозы – 0,2 %. Но также было замечено, что при дальнейшем увеличении концентрации наноцеллюлозы прочность композитов снижалась. В 2016 году китайскими учеными были проведены исследования, посвященные механическим свойствам цементных композитов с различными концентрациями наноцеллюлозы (0,05–0,4 %). Результаты показали, что прочность на сжатие увеличилась на 15%, а на изгиб – на 20 % при добавлении 0,15 % наноцеллюлозы. Время схватывания также увеличивалось пропорционально увеличению концентрации наноцеллюлозы из-за ее способности удерживать влагу, что способствует увлажнению частиц негидратированного цемента, снижению пористости цементного камня. В 2019 году в Китае был проведен эксперимент, где изучались показатели усадки бетонных образцов с добавлением наноцеллюлозы в количестве 0,8 % по массе. Результаты показали, что использование наноцеллюлозы приводит к снижению усадки на 55 % [7].

Для измерения воздействия наноцеллюлозы на процесс твердения цементного композита исследовалась разница в тепловыделении между контрольными образцами и образцами с добавлением наноцеллюлозы в концентрациях $0{,}84\times10^{-4}$ и 1,7 % по объему. Было выявлено, что модификация цементных композитов наноцеллюлозой в низких концентрациях ($0{,}84\times10^{-4}$ %) позволяет улучшить их свойства, способствует ускорению процессов формирования структуры на ранних стадиях отвердевания для всех типов цемента, что приводит к увеличению температурного градиента на 2–6 градусов по сравнению с контрольным образцом.

Использование более высоких дозировок наноцеллюлозы (1,7 % от общего объема) приводит к замедлению процесса гидратации цементного теста. Максимальное тепловыделение достигается существенно позже (через 20–24 часа). В таком составе наблюдается увеличение температуры на 1–3 градуса меньше, чем в контрольном составе. Полученные результаты термохимических измерений подтверждают, что добавление наноцеллюлозы в низких концентрациях повышает эффективность модификации цемента, как было ранее отмечено [7].

При добавлении наноцеллюлозы в концентрации $0{,}84\times10^{-4}$ % к составу тяжелого бетона подвижность смеси увеличивается. Эти волокна не только укрепляют бетон, так как способствуют увеличению прочности при сжатии на 11 % и при изгибе на 23 %. Кроме того, использование наноцеллюлозы позволяет уменьшить усадку тяжелого бетона в процессе твердения на 26 % по сравнению с обычным составом [7].

Применение наноцеллюлозы допустимо не только для улучшения свойств бетонных смесей, но и для изменения характеристик цементных растворов. Повышение концентрации целлюлозы в композите приводит к увеличению прочности при изгибе и сжатии, а также улучшает водоудерживающие свойства смеси. Оптимальной концентрацией считается 0,07 % раствор целлюлозы, так как при этой концентрации достигаются максимальные показатели. Увеличение концентрации целлюлозы может привести к ухудшению прочности, что нецелесообразно [8].

Наноцеллюлозу в бетоне наиболее целесообразно использовать для уменьшения водоотделения, что позволяет предотвратить оседание заполнителей. Добавление этого материала также способствует увеличению тиксотропии цементного теста как с добавлением пластификатора, так и без него. Способность наноцеллюлозы удерживать воду при использовании в бетоне делает ее ценным компонентом для улучшения качества строительных материалов. Использование целлюлозы в качестве стабилизирующей добавки является особенно эффективным в бетонах с высоким В/Ц, то есть в бетонах с низкой и средней прочностью. Важно отметить, что использование наноцеллюлозы способствует увеличению прочности самоуплотняющегося бетона. Это позволяет снизить водоотделение и оседание заполнителей, что в свою очередь улучшает долговечность бетона [9].

Относительно строительных материалов на основе гипса, была установлена возможность их получения путем добавления в сырьевую смесь микродобавок латекса и наноцеллюлозы, а также использования лимонной кислоты в качестве газообразователя. Это позволяет создать материал с улучшенной теплоизоляцией, соответствующий требованиям для теплоизоляционных штукатурных составов. Исследования показали, что добавление этих компонентов в малых количествах значительно изменяет кристаллическую структуру гипса: при наличии наноцеллюлозы гипс кристаллизуется, повторяя форму ее структурных элементов – волокон, клубков и конгломератов, что влияет на физико-механические свойства гипсового камня [10].

Влияние на пластифицирующие и замедляющие свойства схватывания бетонной смеси помимо химического состава цемента и действия ПАВ также зависит от способа введения добавки. Исследования показали, что наивысший пластифицирующий эффект и оптимальные сроки схватывания бетонной смеси достигаются при добавлении этой добавки на влажные материалы. Это объясняется тем, что вода, затворяющая цемент, стимулирует быстрое взаимодействие трехкальциевого алюмината с гипсом, образуя твердую фазу эттрингит. При введении добавки на влажные материалы

трехкальциевый алюминат С3А, присутствующий в цементе, частично реагирует с гипсом, оставаясь в жидкой фазе в большем содержании. Это приводит к замедлению процесса схватывания бетонной смеси и сохранению ее реологических свойств [11].

Применение наноцеллюлозы в полимерной промышленности также возможно благодаря высокой механической прочности наноразмерных частиц целлюлозы и практически неограниченным сырьевым ресурсам для ее производства. Добавка наноцеллюлозы в композиционные материалы позволяет увеличить их физико-механические характеристики, а также придать свойство биоразложения. Исследование физико-механических характеристик нанокомпозитов на основе поливинилового спирта (ПВС) показывает, что введение наноцеллюлозы приводит к значительному увеличению прочности и модуля упругости композита. Однако изучение также показывает, что при больших концентрациях наноцеллюлозы в композите происходит снижение прочностных характеристик. Этот эффект наблюдается не только при работе с ПВС, но и с поливинилбутиралом (ПВБ). В целом, введение наноцеллюлозы в полимерные материалы дает положительный эффект на их механические свойства, но требует тщательного контроля концентрации для достижения оптимальных результатов [12].

Наноцеллюлоза дополнительно способствует снижению скорости воспламенения и горения полимерных материалов за счет снижения количества кислорода в их составе [13]. При разработке огнезащитного покрытия для пенополиуретана, который используется в текстильной, мебельной и изоляционной промышленности, была обнаружена возможность использования целлюлозных нанофибрилл. В последнее время значительно возросло количество исследований, направленных на улучшение огнестойкости материалов и создание огнезащитных покрытий с использованием вторичного сырья. Внедрение таких инноваций помогает снизить стоимость продукции и оказывает положительное воздействие на окружающую среду [14].

Пленки, покрытия или промежуточные слои из наноцеллюлозы не только отличаются легким весом, но также обеспечивают

возможность воспроизводимости, переработки, технологичности и экологической совместимости. Некоторые исследования показывают, что пленки на основе наноцеллюлозы более стойки к проникновению кислорода и водяного пара, чем пластиковые материалы [15].

Таким образом, исследования показали, что использование волокон наноцеллюлозы в составе различных строительных материалов имеет много преимуществ. Этот материал добавляется в различные смеси, в том числе в бетон, чтобы улучшить удобоукладываемость, уменьшить водоотделение и расслаиваемость, снизить усадочный эффект при твердении, а также повысить прочность и долговечность конструкций. В случае полимерных материалов наноцеллюлоза не только увеличивает прочность, но также снижает скорость возгорания при контакте с огнем, что улучшает безопасность при использовании изделий из таких материалов. При этом наноцеллюлоза отличается низкой стоимостью, является экологически чистым и возобновляемым ресурсом. Все эти факторы делают наноцеллюлозу весьма перспективным и востребованным материалом для строительства.

Литература

1. Зарубина А. Н., Иванкин А. Н., Кулезнев А. С., Кочетков В. А. Целлюлоза и наноцеллюлоза. Обзор // Лесной вестник / Forestry Bulletin, 2019. Т. 23. № 5. С. 116–125.

2. Рахимова Б. У., Кудайбергенов К. К., Акназаров С. Х., Мансуров З. А., Савицкая И. С., Головченко О. Ю., Смагулова Г. Т. Наноцеллюлоза: характеристика, модификация и биосовместимость // Новости науки Казахстана. № 4 (142). 2019. С. 72–91.

3. Матвеева Л. Ю., Мокрова М. В., Хирхасова В. И., Баранец И. В. Исследование методом оптической микроскопии высокого разрешения структуры и морфологии наноцеллюлозы - микродобавки строительных композитов // Вестник гражданских инженеров. 2021. № 1(84). С. 109–116.

4. Трухин Г. О. Применения наноцеллюлозы в различных сферах, которые обеспечат экологическую безопасность // Современная наука: актуальные проблемы теории и практики. Серия: Естественные и Технические Науки. – 2019. – № 06. – С. 40–43.

5. Атаханова А. А., Холмуминов А. А., Мамадиерова Б. Н., Турдикулова И. Х., Ашурова Н. Ш. Реологическое поведение водных суспензий

наноцеллюлозы // Высокомолекулярные соединения. Серия А, 2020, том 62, № 3, с. 189–194.

6. Кузьмина В. П. Наноцеллюлоза. Практика применения в строительстве [https://viperson.ru/uploads/attachment/file/950451/Наноцеллюлоза._Практика_применения_в_строительстве_ОАП__1_.PDF]. URL: www.viperson.ru/

7. Хирхасова В. И. Влияние наноцеллюлозы на процесс гидратации портландцемента и свойства бетона // Вестник гражданских инженеров. 2020. № 5(82). С. 155–160.

8. Ксенофонтова Е. Д., Аубакирова И. У. Применение наноцеллюлозы в цементных растворах // MODERN SCIENCE №5-4. 2021. С. 270–275.

9. Лаукканен А., Тейрфолк Я. Э., Лейво М., Куоса Х., Катая К., Нурми А. Материал для использования в качестве добавки в бетон // Патент на изобретение № RU 2548624 C2. Дата публикации 20.04.2015.

10. Мокрова М. В. Влияние микродобавок латекса и наноцеллюлозы на характеристики и микроструктуру газогипса // Известия высших учебных заведений. Строительство. 2021. № 3. С. 39–48.

11. Акулова М. В., Селиверстова О. В. Влияние четырехкомпонентной комплексной добавки на реологические свойства бетонной смеси и прочность тяжелого бетона // Строительство и реконструкция. 2013. № 3 (47). С. 58–63.

12. Петров А. В., Аверьянова Н. В., Гибадуллин Н. Р., Мутыгуллина А. Д. Композиционный материал на основе целлюлозы // Вестник технологического университета. 2019. Т. 22, № 5. С. 72–75.

13. Краев Н. В., Гибадуллин М. Р., Петров В. А. Композиционный материал, модифицированный нанофибриллярной целлюлозой // Аэрокосмическая техника, высокие технологии и инновации. 2021. Том 2. С. 88–90.

14. Медведева Л. В., Лазарева Т. П., Макарчук Г. В. Современные огнезащитные и огнеустойчивые материалы // Природные и техногенные риски (физико-математические и прикладные аспекты). 2020. № 2 (34). С. 15–19.

15. Аль-Хаилали А. Р. И. Модуль построения информационной системы при исследовании тонких пленок наноцеллюлозы // Южно-Сибирский научный вестник. 2022. № 4 (44). С. 81–92.

УДК 691.32

Игорь Юрьевич Карманщиков,
студент
(Санкт-Петербургский государственный
архитектурно-строительный университет)
E-mail: mr.karmanchshikov@gmail.com

Igor Yurievich Karmanshchikov,
student
(Saint Petersburg State University
of Architecture and Civil Engineering)
E-mail: mr.karmanchshikov@gmail.com

МЕХАНИЗМ ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ ВЫСОКОПРОЧНОЙ АРМАТУРЫ И СТАЛЕФИБРОБЕТОНА

THE MEXANISM OF INTERACTION OF HIGH- STRENGTH REINFORCEMENT AND STEEL FIBER REINFORCED CONCRETE

В представленной статье приводится описание механизма взаимодействия сталефибробетона и высокопрочной арматуры при контакте поверхностей. Представленная характеристика сцепления материалов является главным фактором при проектировании железобетонных конструкций и обеспечивает эксплуатационную безопасность объекта. Помимо основной информации, в статье представлена информация о механизмах и типах адгезии и факторах, влияющих на адгезию. Показано, что при довольно высоком сцеплении на границе раздела «высокопрочная арматура – сталефибробетон» развиваются локальные дефекты из-за повышенного радиального напряжения, вызванного изгибом. В свою очередь такой процесс может привести к полной потере несущей способности конструкций.

Ключевые слова: сталефибробетон, арматура, прочность сцепления, напряжение, адгезия.

The presented article gives a description of the mechanism of interaction of steelfibrite and high -strength reinforcement when contacting surfaces. The presented characteristic of the clutch of materials is the main factor in the design of reinforced concrete structures and ensures the operational safety of the facility. In addition to basic information, the article provides information on the mechanisms and types of adhesion and factors affecting adhesion. It has been shown that at fairly high adhesion, local defects develop at the interface between high-strength reinforcement and steel fiber reinforced concretedue to increased radian stress caused by bending. In turn, such a process can lead to a complete loss of the bearing capasity of structures.

Keywords: steelfibrus concrete, reinforcement, adhesion strength, tension, adhesion.

При совместной работе сталефибробетона с высокопрочной арматурой по всей площади контакта возникает напряженное состояние, характеризующееся напряжением сцепления. Необходимый уровень величины сцепления позволяет формировать единую конструкцию. При проектировании конструкций, совмещающих в себе сталефибробетон и высокопрочную арматуру, одной из главных целей является достижение удовлетворительной адгезии. В армированном бетоне возможно возникновение двух вариантов: фиксирование стержней арматуры и изменения напряжения изгибающего момента элемента конструкции [1].

Напряженно-деформационное явление возникает в сталефибробетоне под воздействием спепляющих сил с другим материалом. Эти силы приводятся к распределению нагрузки, которая направлена вдоль оси арматуры и переменна по длине стержня. Обычно нагрузка оценивается с использованием значения напряжений сцепления, касательного к поверхности, на которой арматура находится в контакте с сталефибробетоном, и эти напряжения являются условием ожидаемой нагрузки. На сталефибробетон могут влиять скачковые напряжения, которые эквивалентны поперечному давлению, и могут быть оценены по значению поперечных (нормальных для оси стержня) напряжений [2].

Исследования отечественных и зарубежных ученых сосредоточены на описании физического и механического механизмов взаимодействия арматуры и сталефибробетона при наличии нагрузки на железобетонные элементы.

Деформационные состояния совместной работы арматуры и сталефибробетона при различных этапах нагружения основаны на принципе наличия связей и характере деформации арматуры и сталефибробетона. Присутствуют различные фазы как: эластичная фаза, скольжение, срез и трение. Силы сцепления и механическое зацепление поперечных ребер (профиля высокопрочной арматуры) со сталефибробетоном отвечают за первичные силы сцепления при первоначальной загрузке. Сталефибробетон и высокопрочная арматура должны выполнять упругую работу для восприятия напряжений, возникающих во время упругой

стадии, что приводит к смещению арматуры из-за избыточного напряжения.

Сталефибробетон подвергается небольшим поперечным деформациям во время упругой стадии. Г. Рем и другие авторы использовали закон сцепления, приняв закон τ-*g* зажимного стержня в качестве руководства для рассмотрения этапов загрузки (рис. 1).

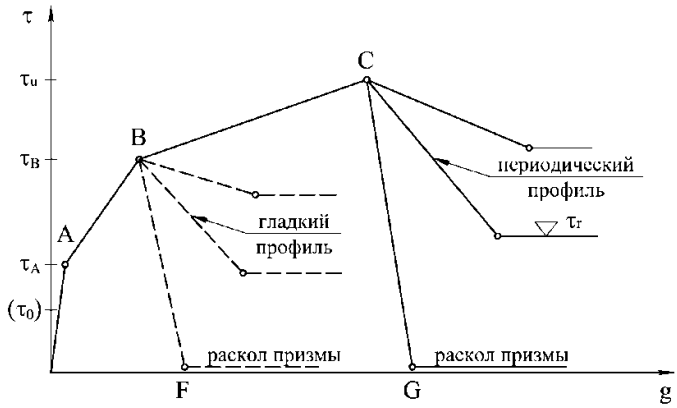


Рис. 1. Зависимость «τ – *g*»

Тангенциальные напряжения σt являются результатом комбинированной силы, действующей со стороны τ, σx, σy, σуус, (рис. 2). Внутренние микротрещины могут образовываться из-за возникновения этих усилий [3].

Длительность процесса уплотнения является определяющим фактором в передаче сил между высокопрочной арматурой и сталефибробетоном, так как упругопластическая стадия изменяет механизм передачи в зависимости от длины арматуры. Максимальные напряжения сцепления смещаются к середине образца, откуда прилагается нагрузка, в отличие от упругой стадии, где максимальные напряжения сцепления смещаются от места приложения нагрузки, из-за растрескивания в самом начале. Разрушение бетона на нагруженном конце арматуры и наличие поперечных деформаций по всей

длине уплотнения в контактном слое являются типичными проявлениями этой стадии, которая вызвана неспособностью высокопрочной арматуры проскальзывать, что приводит к разрушению большей площади сталефибробетона на нагруженном участке.

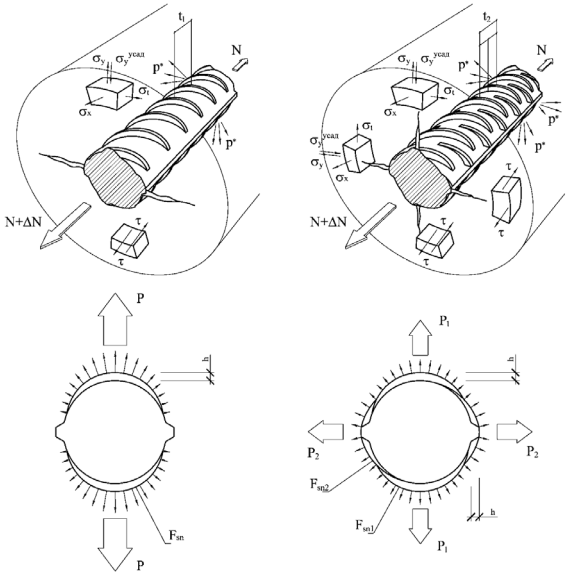


Рис. 2. Общий механизм взаимодействия окружающего сталефибробетона и растянутой высокопрочной арматуры

На стадии скольжения наблюдается скольжение выступов поперечных ребер между стальной фиброй из-за развития неупругих деформаций. Высокопрочная арматура может раскалывать сталефибробетон, а чрезмерные растягивающие напряжения приводят к значительным поперечным изменениям в тангенциальном направлении.

Значительные сдвиги стержня высосопрочной арматуры наблюдаются на этапе полного среза. Помимо этого, происходит разрушение сталефибробетона, при котором деформация начинается между двумя диагональными трещинами. На этом этапе

происходит потеря образца из-за полного вытягивания арматурного стержня или раскола сталефибробетонного образца.

Уровень трения возникает в процессе вытягивания арматурного стержня из образца сталефибробетона, когда между образцом сталефибробетона по длине заготовки возникают силы трения [4].

Когда достигается определенный уровень сцепления, перед ребрами арматуры образуется слой разрушенного сталефибробетона. Уплотненная фибра образует плоский клин с распределением, в три раза превышающим ширину ребер, создавая большие распорные силы. Это приводит к возникновению дополнительных радиальных растягивающих напряжений, которые могут вызвать растрескивание бетона.

В эксплуатационном процессе по сечению элементов конструкций, после установки марок применяемых материалов, остаются постоянными параметры деформации и прочности элементов, таких как сталефибробетон и высокопрочная арматура. При благоприятных условиях эксплуатации процесс набора прочности длителен и измеряется годами. Напротив, при эксплуатации в условиях, прямо неблагоприятных для сталефибробетона, прочностные и деформативные показатели материала снижаются [5].

Поэтому необходимо расширить и углубить аналитическое изучение непосредственного взаимодействия сталефибробетона в совокупности с высокопрочной арматурой и их несущей способности.

Обеспечение эксплуатационной безопасности, снижение рисков возникновения аварийных ситуаций, а также установление причин образования деффектов, удается достичь при применении методов определения напряжений, возникающих при взаимодецствии сталефибробетона и высокопрочной арматуры, с последующим проведением оценки напряженно-деформированного состояния конструкционнных элементов.

Литература

1. Пухаренко Ю. В., Морозов В. И. Эффективность применения фибробетона в конструкциях при динамических воздействиях // Вестник МГСУ. 2014. № 3. С. 189–196.

2. Рабинович Ф. Н. Композиты на основе дисперсно армированных бетонов. Вопросы теории и проектирования, технология, конструкции: Монография – М.: Издательство АСВ, 2004. – 201 с.

3. Соловьёв В. Г., Шувалова Е. А. Эффективность применения различных видов фибры в бетонах // Международный научно-исследовательский журнал. 2017. № 09 (63). Часть 3. С. 78–81.

4. Aarup B. «Fibre Reinforced High Performance Concrete for Precast Applications» Proceedings of the Second International Symposium on Prefabrication, 17–19 May 2000, Helsinki, Finland, Concrete Association of Finland, pp. 173–178.

5. Bindiganvile V., Bantha N., and Aarup B. «Impact Response of Ultra-High – Strength Fiber – Reinforced Cement Composite» ACI Materials Journal, Vol. 99, №. 6, November – December 2002, pp. 543–548.

УДК 625.712.14

Денис Александрович Копров,
студент
(Санкт-Петербургский государственный
архитектурно-строительный университет)
E-mail: les-mylo@rambler.ru

Denis Aleksandrovich Koprov,
student
(Saint Petersburg State University
of Architecture and Civil Engineering)
E-mail: les-mylo@rambler.ru

СОЗДАНИЕ ВЕРХНЕГО СЛОЯ ДОРОЖНОЙ ОДЕЖДЫ ИЗ АСФАЛЬТОЦЕМЕНТОБЕТОНА

CREATION OF THE TOP LAYER OF ROAD PAVEMENT FROM ASPHALT CEMENT CONCRETE

В данной работе проведено исследование факторов, влияющих на безопасность, срок эксплуатации, и другие факторы, которые необходимо учитывать при проектирование дорожной одежды из асфальтоцементобетона. Огромное внимание было уделено выбору в качестве каркаса дренирующего асфальтобетона и его подбору, на основе имеющихся данных.

Ключевые слова: асфальтоцементобетон, асфальтобетон, подбор состава, колея, дорожная одежда, дорожное полотно, износ, колея износа.

This paper conducts a study of factors affecting safety, service life, and other factors that must be taken into account when designing road pavement made of asphalt cement concrete. Great attention was paid to the choice of drainage asphalt concrete as a frame and its selection based on available data.

Keywords: asphalt cement concrete, asphalt concrete, composition selection, track, road pavement, road surface, wear, wear track.

Огромное распространение в строительстве дорог получили покрытия из асфальтобетона, так как являются прекрасным вариантом для движения транспорта, а также пассажиров. Асфальтобетон – это практичный и высокотехнологичный материал при построении дорог, их ремонте, при этом асфальтобетон является материалом, который соответствует по всем критериям всеми, которые должны соответствовать современные дороги. Так как по дорогам следует транспорт, а также климатические факторы, то происходит деградирование дорожного покрытия, а значит появляются неровности, что переходят к увеличению

капитальных затрат на ремонте и содержании. Это всё переходит в дополнительны е затраты на перевозку путём снижения эффективности. Несомненно, все эти факторы снижают безопасность дорожного движения, а значит нужно искать выход для совершенствования дорожного полотна.

Для решения этой проблему необходимо понять конкретные причины. Главной причиной является то, что нет соответствия между структурой и тем, в каких условиях эксплуатируется дорога. В последнее десятилетие сильно изменилось асфальтобетона. Несоизмеримо изменились осевые нагрузки и интенсивность движения, в итоге произошёл скачок в напряжениях и деформации в покрытиях.

В результате получается, что во всём мире начинается переход от методов испытаний к переходу на оценку эксплуатационных свойств, что является более подходящим к реальным условиям, которые будут во время эксплуатации. В нормальных странах существуют и постоянно совершенствуются способы функционального проектирования асфальтобетона, где огромная нагрузка идёт на покрытие.

Так как сейчас дорожное покрытие не очень длительно хорошо воспринимает нагрузки, изменяя при этом изменяя свои характеристики. Самым лучшим способом является взять иностранные наработки для того, что б уменьшить за траты на время

Так как наша страна огромна, а условия эксплуатации покрытия очень сильно отличаются друг от друга, то стоит присмотреться к нашему региону: Санкт-Петербург и Ленинградская область. В результате исследования зарубежного опыта были выбран, как один из перспективных вариантов асфальтоцементобетон. К огромному сожалению, в нашей стране отсутствуют нормативные документы, которые могли бы регламентировать процесс проектирования, контроля качества и эксплуатационные процессы. В результате получается, что в настоящее время модно лишь брать иностранные стандарты, которые необходимо изменять под существующие условия эксплуатации.

Так как нужно противодействовать огромным нагрузкам, погодным явлениям, то лучшим решением будет разработка смеси

асфальтобетонной на основе дренирующей смеси. В результате будет смесь с пористостью около 20%, которая будет выполнять функцию пространственного каркаса. Так как этот вид смеси будет использоваться в климате, где много переходов через нулевую отметку, то стоит заполнять эти пустоты. Одним из вариантов, которого является цементный заполнитель.

Однако, стоит отметить, что этот вид композитного асфальтобетона не может быть получен сразу за один заход, а его получение является сложным технологическим процессов, разделённое на два этапа: создание каркаса и заливка цементным вяжущим.

Согласно европейским стандартам EN 13108-7, за вяжущее в дренирующем асфальте PG 64-28. Для противодействия стеканию необходимо добавлять волокна целлюлозы до половины процента от массы смеси.

Сам же пространственный каркас состоит из щебня узких фракций. Его количество в смеси обычно составляет от 82 до 92 %. От щебня требуется хорошая адгезия с вяжущим, износостойкость и равномерный состав, благодаря чему щебень будет отличным каркасом, способным воспринимать нагрузки.

В каждой стране свои подходы к проектированию, например, в США применяются дюймовые сита, в Европе и России один и те же сита, но различные проходы, поэтому стоит при заимствовании адаптировать каждый из состава под конкретную задачу.

Главным показателем дренирующий смеси является пористость, которая должна находится в промежутке от 15 до 29 %. Такие показатели получают при изготовление образцов в лаборатории, искусственно ограничивая количество ударов на установке Маршалла в два раза до 25 на каждую сторону, а на гираторном уплотнители 40 оборотов. В результате получаются образцы, которые в точности показывают, как смесь себя поведёт при укладке.

Для того что б получать такие пустоты при малом количестве материала прошедшего через сито 4 мм, то для этого необходимо ограничивать количество вяжущего 4 %, а при большом количестве крупном щебня можно снизить до 2 %. Создание смеси

на заводе и укладка на объекте дренирующий смеси ничем не отличается от обычных смесей.

Все факторы, которые влияют на долговечность асфальтобетонных смесей сочетаются с климатом, дорожной одеждой, нагрузками транспортом, а также условиями передвижения транспорта.

Эксплуатационные показатели в южных широтах показывают в условиях эксплуатации сдвиговые деформации выдавая колеи пластичности или наплывов. В тоже самое время во влажном климате будут выбоины, а в зимних широтах температурные трещины. Огромной проблемой являются слабые основания, где образуются усталостные трещины.

Поэтому при создании необходимо рассчитывать каждый из факторов, что покажет необходимые требования к показателям сдвигоустойчивости, износостойкости, трещиностойкости, водоморозостойкости в зависимости от условий. Поэтому каждый из них следует рассматривать отдельно

В группе климатических факторов главное распространение получили влажность и температура. Для проверки смеси на восприятие именно этим нагрузкам на заводе производят образцы, которые подвергают воздействию различных температур, смотря на поведение смеси. Огромный прорыв сделал Г.Н. Кирюхин, который исследовал, что температура поверхности асфальтобетонного покрытия нагревается быстрее при положительных температурах окружающего воздуха, а охлаждается медленнее при отрицательных [1].

В тоже самое время при повышении температуры и транспортная нагрузка несёт более разрушающее воздействие, что добавляет большего труда подобрать асфальтобетонную смесь. Несомненно, всё это влияет на эксплуатационные свойства покрытия.

В результате простых вычислений в таких программах как Trassa и Robur, были получены следующие факторы, которые влияют на долговечность асфальтобетонного покрытия: толщина слоя асфальтобетона, Сцепление между слоями, модуль упругости, и сама в целом конструкция дорожной одежды.

Все эти расчёты показывают, что проектирование смеси должно выполнятся, когда имеются все данные для проектирования, а также есть полная уверенность какой стандарт будет использован в данный момент, ведь в нашей стране на данный момент их шесть и каждый из них хорош именно в конкретных условиях.

Например, в Санкт-Петербурге и Ленинградской области практически отсутствует колея пластичности, в тоже самое время огромное воздействие идёт именно от шипов автомобилей, образуя колею износа. Это можно посмотреть на то в какой промежуток времени на КАД образуется, колея износа в каждом из четырёх рядов: в двух крайних, где запрещено двигаться грузовому транспорту колея образуется уже на конец первого года эксплуатации, в тоже самое время на двух правых полосах колея начинает появляться по истечению двух-трёх лет.

Так же исследования, проведённые в Германии и Финляндии, показывают, что скорость образования колеи износа в основном за висит от следующих условий эксплуатации покрытия: интенсивности движения состава транспортного потока, скорости движения, применения и вида шипо противоскольжения, вероятности движения колес по одному следу, степени пластичности нижнего слоя, температуры, влажности и применения противогололёдных реагентов. В то же время велика роль состава и качества асфальтобетона, уложенного в покрытие. Из-за плохого качества материала прирост колеи износа в мм/год может увеличиться в 2 и более раза [2]. Всё это наводит на мысль, что для таких нагрузок необходимо разрабатывать новые смеси, которые могут воспринимать агрессивное воздействие автомобильного транспорта.

В результате при устройстве слоев износа на автомобильных дорогах с высокой интенсивностью движения необходимо применять наиболее износостойкий щебень, оценивая его износостойкость и образцов асфальтобетона на этапе проектирования состава асфальтобетонных смесей.

Для дополнительного сцепления зёрен между собой необходимо добавить вяжущее способное противостоять многочисленным нагрузкам. Этим веществом является портландцемент,

а именно бетонная смесь, которая благодаря своей пластичности заполнит все поры. Так же следует понимать, что поры должны быть достаточного размера для проникновения в них вяжущего, но при этом иметь между собой связь, для образования пространственного каркаса, который и будет воспринимать основную нагрузку. Достаточное количество пустот является от 10 %. В результате наиболее пригодное сочетание асфальтобетона и бетонное вяжущего является дренирующий асфальт и подвижный бетонный раствор.

Так как сам раствор должен свободно попадать в поры, то необходимо добавлять пластификатор, сохраняя при этом водоцементное соотношение, что даст осадку конуса в 25 сантиметров. В результате такая смесь превосходно заполнит всё, а при затвердевании будет минимальная усадка.

Стоит понимать, что асфальтоцементобетон является хорошим вариантом для территорий с большими нагрузками, и в то же время имеет огромное преимущество пред обычным цементобетоном в виде цены и особенностей строения. [3].

Преимуществом такого конструктивного решения будет более износостойкая поверхность, которая также будет иметь и другие положительные стороны, а именно отличная ремонтопригодность, большая долговечность, по сравнению с традиционными смесями.

При этом стоит понимать, что на таких дорогах необходимо увеличивать угол наклона дорожного полотна для лучшего сгона воды с рабочий поверхности полотна. По итогам такое полотно может работать на огромных природных и погодных условиях, но в первую очередь такой состав очень актуален для регионов, где очень много приходов через нулевую отметку, а также где использование шипованной резины занимает большое время в году.

Другой проблемой является увеличение стоимости постройки и текущего ремонта полотна, что является следствием увеличения трудоёмкости. Однако, так как продолжительность эксплуатации вырастит более чем в два раза, а стоимость меньше, то такой шаг оправдан и будет очень продуктивен.

Литература

1. Кирюхин Г. Н., Смирнов Е. А. Покрытия из щебеночно-мастичного асфальтобетона М.: Инфра-Инженерия, 2023. 178 с.

2. Кирюхин Г. Н, Смирнов Е. А. Проектирование составов асфальтового бетона М.: Инфра-Инженерия, 2023. 138 с.

3. Копров Д. А., Ибрагимова Д. Ф. исследование сферы применения асфальтоцементобетонов на примере отечественных и иностранных компаний, СПб, СПбГАСУ, 2023, 392 с.

УДК 69.059.25

Андрей Александрович Маньков,
студент
(Санкт-Петербургский государственный
архитектурно-строительный университет)
E-mail: andrmank@mail.ru

Andrey Aleksandrovich Mankov,
student
(Saint Petersburg State University
of Architecture and Civil Engineering)
E-mail: andrmank@mail.ru

ВИДЫ РЕМОНТА: ТЕРМИНЫ, КРИТЕРИИ, ИСТОРИЧЕСКИЙ ОПЫТ

TYPES OF REPAIRS: TERMINOLOGIES, CRITERIA, HISTORIC ALEXPERIENCE

Предлагаем обратиться к исторической справке и проанализировать разработанную в Советское время методику определения критериев текущего и капитального ремонтов на примере, зародившейся в 1964 году, системе планово-предупредительных ремонтов. Нам удастся сравнить подход к разработке нормативной базы, регламентирующей выполнение проектных и ремонтно-строительных работ в процессе эксплуатации зданий и сооружений, в 70-х годах 20 века и нашего времени. В результате сравнительного анализа будут выявлены недостатки современной нормативной и законодательной базы и приведены рекомендации по их устранению для совершенствования процессов проектирования объектов капитального строительства.

Ключевые слова: проектирование, реконструкция, капитальный ремонт, текущий ремонт, планово-предупредительный ремонт, объект капитального строительства.

We propose referring to the historical reference and analysing the methodology for determining criteria for current and major repairs developed in Soviet times using the example of the scheduled preventive maintenance system, which originated in 1964. As a result, we will be able to compare the approach to the development of a regulatory framework governing the performance of design repair and construction work during the operation of buildings and structures in the 70s of the 20th century and our time. As a result of the comparative analysis, the shortcomings of the modern regulatory and legislative framework will be identified and recommendations for eliminating them will be given to improve the design processes of capital construction objects.

Keywords: design, reconstruction, major repairs, current repairs, scheduled preventive maintenance, capital construction object.

На данный момент на основе анализа определений, раскрывающих понятия «капитальный ремонт» и «реконструкция» объектов капитального строительства, содержащихся в Градостроительном кодексе РФ, становится возможным выявить четко сформулированное различие между ними. Под **реконструкцией** понимается полная замена несущих строительных конструкций здания, за исключением замены их отдельных элементов, а при **капитальном ремонте** допускается исключительно замена отдельных элементов несущих строительных конструкций [1]. Но в то же время из-за отсутствия нормированного соотношения отдельных элементов несущих конструкций, подлежащих замене в рамках капитального ремонта, относительно всей конструкции целиком и возможности замены отдельных элементов несущих конструкций в рамках реконструкции возникают существенные недопонимания между проектировщиками и экспертами. Также сохраняется неоднозначная ситуация с «отдельным элементом несущей конструкции», ведь каждый вид несущих строительных конструкций индивидуален по своим конструктивным параметрам и составу отдельных элементов. Например, если рассматривать, что несущая конструкция - диск перекрытия из сборных железобетонных плит, то отдельным элементом данной конструкции будет являться одна плита перекрытия [2], а если же предположить, что несущей конструкцией является одна ребристая плита перекрытия, то ее отдельными элементами будут являться полка, поперечные и продольные ребра. Таким образом, Градостроительный кодекс РФ не дает однозначной интерпретации вышеуказанных понятий.

Одной из попыток внести ясность в определение понятия «капитальный ремонт» является вступившее в действие с 01.09.2022 г. Постановление Правительства Российской Федерации от 16 мая 2022 г. № 881, которым утвержден перечень работ по замене и (или) восстановлению несущих строительных конструкций объекта капитального строительства в рамках капитального ремонта, включающего в себя внушительное количество способов усиления несущих строительных конструкций и даже грунтов основания, ранее совершенно несвойственных для капитального ремонта [3].

Очевидно, что рассматриваемую в данной статье проблематику отнесения замены исключительно отдельных элементов несущих строительных конструкций к конкретным видам работ, данное Постановление также не закрывает. И в этом случае целесообразно обратиться к опыту СССР.

В 2024 году исполнится 60 лет со времени утверждения первого Положения «О проведении планово-предупредительного ремонта жилых и общественных зданий» (далее – Положение), базирующегося на периодическом выполнении организационно-технических мероприятий по наблюдению, содержанию и проведению ремонтных работ с целью предупреждения преждевременного износа, снижения риска аварий и поддержания жилых и общественных зданий в постоянной эксплуатационной готовности.

Разработанная система планово-предупредительных ремонтов является основой в стратегии планирования, проектирования и проведения ремонтно-строительных работ, используемой в нашей стране до сих пор. Ведь не смотря на глобальные перемены в нормативно-технической базе, развитие информационных технологий, автоматизацию технологических процессов, увеличение номенклатуры строительных материалов и другие результаты трудоемкой работы нескольких поколений, базовыми и основополагающими задачами системы планово-предупредительных ремонтов как в 1964 году, так и на сегодняшний день являются: увеличение срока службы между периодами ремонтов зданий, снижение стоимости, трудоемкости и повышение качества ремонтных работ [4].

Предлагаем подробно рассмотреть и проанализировать отдельные этапы и указания по содержанию жилых и общественных зданий, определяющие суть системы планово-предупредительных ремонтов, выделенные в Положении:

1. Приемка в эксплуатацию вновь выстроенных, реконструируемых и капитально отремонтированных зданий.

Приемка осуществлялась государственными приемочными комиссиями в соответствии с действующими нормативно-правовыми актами и техническими регламентами.

2. Наблюдение за сохранностью зданий в период эксплуатации.

Выделялось 3 вида осмотров зданий в процессе эксплуатации: общий (весенний и осенний), частичный и внеочередной. Проведение осмотров было направленно на своевременное обнаружение недостатков, снижающих эксплуатационные качества и долговечность конструкций и оборудования. Стоит отметить, что общие осмотры, согласно утвержденной форме акта общего осмотра здания, подразумевали не только внешний визуальный осмотр, но и проведение испытаний таких как: отрытие шурфов, испытание несущих строительных конструкций, взятие проб материалов и передача их в лабораторию для испытаний. Таким образом, на основании результатов осмотров и испытаний комиссией принималось решение о необходимости проведения текущего или капитального ремонта.

3. Текущий ремонт или капитальный ремонт.

Однозначных определений данных понятий в Положении представлено не было, но выявить их различия достаточно просто.

Под **текущим ремонтом** подразумевалось проведение работ по предохранению частей здания и оборудования от преждевременного износа, то есть своевременное устранение влияния каких-либо внешних факторов и уже возникших из-за них мелких повреждений и неисправностей.

Капитальный ремонт носил уже более серьезный характер и заключался в замене и восстановлении отдельных частей или целых конструкций и оборудования зданий в связи с их износом и разрушением.

Сразу можно обратить внимание, на то что фигурирующие в данных определениях виды работ: «устранение мелких повреждений» и «восстановление отдельных частей (целых конструкций)» носят условный неоднозначный характер и не раскрывают смысл понятий текущий и капитальный ремонт. Точно так же, как и виды работ: «замена отдельных элементов несущих строительных конструкций» и «замена несущих строительных конструкций», указанные в определениях понятий капитальный ремонт и реконструкция

в Градостроительном Кодексе РФ не подлежат однозначной интерпретации. Но разработчики при создании Положения предусмотрели возникновение такого недопонимания и сформировали исчерпывающий сводный перечень всех ремонтно-строительных работ, выполняемых при текущем и капитальном ремонте. В таблице для ознакомления приведены некоторые примеры работ из данного перечня.

№ п/п	Капитальный ремонт	Текущий ремонт
1. Фундаменты и подвальные помещения		
1	Частичная перекладка (до 15%) или усиление фундаментов под наружными и внутренними стенами и столбами каменных и деревянных зданий, не связанные с надстройкой здания	Устранение разных мелких неисправностей в фундаментных стенах, не связанное с усилением или перекладкой фундамента
2	Ремонт кирпичной облицовки фундаментных стен со стороны подвала отдельными местами с перекладкой более 10 кирпичей в одном месте	Ремонт облицовки фундаментных стен со стороны подвальных помещений; перекладка не более 10 кирпичей в одном месте
2. Стены		
1	Ремонт каменных стен и ремонт каменной облицовки цоколя и стен (более 10 облицовочных плиток в одном месте)	Ремонт каменной облицовки цоколя и стен отдельными местами до 10 кирпичей или облицовочных плит в одном месте , расположенных только в пределах первых этажей
2	Полная или частичная перекладка и крепление кирпичных наружных стен, не связанных с надстройкой здания, не превышающей 25% общей площади их в здании	Устранение разных мелких неисправностей в наружных и внутренних (капитальных) стенах, не связанное с перекладкой или креплением стен

Окончание таблицы

№ п/п	Капитальный ремонт	Текущий ремонт
3. Фасады зданий		
1	Восстановление наружной штукатурки с последующей окраской фасадов зданий	Ремонт наружной штукатурки отдельными местами с отбивкой отставшей штукатурки (не более 3% поверхности фасада)
2	Пескоструйная очистка фасадов и цоколей. Очистка с последующей окраской фасадов, облицованных кирпичом	Промывка поверхностей фасадов зданий, окрашенных перхлорвиниловыми красками или облицованных плитками. Простая окраска фасадов зданий известковыми составами

Анализируя Положение можно предположить, что практика использования качественных и количественных показателей, определяющих принадлежность всех видов ремонтно-строительных работ к текущему или капитальному ремонту, актуальна до сих пор и позволяет эксплуатирующей организации осуществлять более эффективное планирование и использование финансирования для проведения ремонтов на основании осмотров зданий на протяжении всего периода эксплуатации [5].

В результате сравнения в вопросе определения критериев **текущего** и **капитального ремонта** на примере системы планово-предупредительных ремонтов, можно сделать вывод о необходимости включения в современную нормативно-техническую и законодательную базу документа, раскрывающего понятия **капитальный ремонт** и **реконструкция** не только на уровне трактовки определений, но и разработки указаний по проектированию и производству работ, формированию исчерпывающего сводного перечня всех ремонтно-строительных работ с дифференцированием по типам конструкций и инженерных систем, а так же с указанием их отдельных элементов и соотношений их возможной замены или восстановления [6]. Преимуществом данного подхода

будет являться системность и искоренение фактора субъективности мнений участников проектирования и экспертных организаций в части классифицирования видов проектирования по составу и объему выполняемых работ. В свою очередь это позволит повысить эффективность планирования финансовых затрат на различные виды работ.

Литература

1. Федеральный закон от 29.12.2004 № 190-ФЗ. Градостроительный кодекс Российской Федерации. URL: docs.cntd.ru/document/901919338/

2. СП 368.1325800.2017. Здания жилые. Правила проектирования капитального ремонта. URL: docs.cntd.ru/document/550965733/

3. Постановлением Правительства Российской Федерации от 16.05. 2022 № 881. Об осуществлении замены и (или) восстановления несущих строительных конструкций объекта капитального строительства при проведении капитального ремонта зданий, сооружений. URL: docs.cntd.ru/document/350352391/

4. Положение. О проведении планово-предупредительного ремонта жилых и общественных зданий. М. : Стройиздат, 1965. 3 с.

5. Ведомственные строительные нормы ВСН 58-88 (р). Положение об организации и проведении реконструкции, ремонта и технического обслуживания зданий, объектов коммунального и социально-культурного назначения. URL: docs.cntd.ru/document/871001224/

6. Маньков А. А. К вопросу методики определения критериев капитального ремонта и реконструкции объектов капитального строительства в части замены несущих строительных конструкций / А. А. Маньков // Молодой ученый. – 2023. – № 52 (499). – С. 48–51.

УДК 691

Артур Мнацаканьян,
студент
(Санкт-Петербургский государственный
архитектурно-строительный университет)
E-mail: chmstroi@list.ru

Artur Mnatsakanyan,
student
(Saint Petersburg State University
of Architecture and Civil Engineering)
E-mail: chmstroi@list.ru

ПРИМЕНЕНИЕ САМОУПЛОТНЯЮЩЕГОСЯ БЕТОНА В ГРАЖДАНСКОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

THE USE OF SELF-SEALING CONCRETE IN CIVIL ENGINEERING

В статье проводится исследование составов самоуплотняющихся бетонов, согласно стандарту, ГОСТ Р «Смеси бетонные самоуплотняющиеся. Технические условия». Реологические и физико-механические свойства разработанных составов самоуплотняющегося бетона соответствуют требованиям к смесям для изготовления железобетонных изделий с плотным армированием: расплыв смеси – класс SF1; визуальное расслоение и втягивание крупных пузырей воздуха – отсутствуют; прочность бетона на сжатие – 460–540 кгс/см^2 (класс В35-В40).

Ключевые слова: самоуплотняющиеся бетоны, поликарбоксилатный суперпластификатор, мостовые балки, долговечность.

The article examines the compositions of self-sealing concretes, according to the standard GOST R "Self-sealing concrete mixtures. Technical conditions". The rheological and physico-mechanical properties of the developed compositions of self-sealing concrete meet the requirements for mixtures for the manufacture of reinforced concrete bridge beams with dense reinforcement: the blurriness of the mixture is SF1 class; visual stratification and retraction of large air bubbles are absent; compressive strength of concrete is 460-540 kgf/cm2 (class B35-B40).

Keywords: self-sealing concretes, polycarboxylate superplasticizer, bridge beams, durability.

Самоуплотняющиеся бетоны характеризуются способностью плотно заполнять формы или опалубку, а также самостоятельно выталкивать воздух под своим весом. Самоуплотняющиеся бетонные смеси являются одной из разновидностей обычных бетонных смесей, на которые распространяется ГОСТ 7473-2010 «Смеси

бетонные. Технические условия», и относятся к группе подвижных смесей.

В соответствии с ГОСТ Р «Смеси бетонные самоуплотняющиеся. Технические условия» самоуплотняющиеся бетонные смеси следует подразделять по типу бетона и обозначать в соответствии с ГОСТ 7473-2010 «Смеси бетонные. Технические условия»: самоуплотняющиеся бетонные смеси тяжелого (БСТ), мелкозернистого (БСМ) и легкого (БСЛ) бетона.

Для современных высокопрочных бетонов характерны следующие требования:

• высокая текучесть бетонной смеси (по меньшей мере 60 минут);

• высокая прочность на сжатие (не менее 60 МПа через 28 дней);

• высокая морозостойкость и устойчивость к коррозии;

• высокая долговечность и низкая склонность к износу;

Основными направлениями применения высокопрочных бетонов являются: высотное строительство (промышленное, многоэтажное, несущие опоры, строительство мостов и туннелей, энергетическое строительство, строительство оболочек ядерных реакторов), строительство дорог [1].

Самоуплотняющиеся бетоны (СУБ) имеют широкое применение в различных областях строительства, таких как:

• при строительстве гидротехнических сооружений;

• для производства сборного железобетона;

• при возведении монолитных полов;

• для укрепления зданий и сооружений;

• для конструкций с качественной поверхностью, не требующей дополнительной обработки;

• при возведении конструкций, включающих большое количество арматуры;

• в случаях строительства ограждений или тонких стен, когда требуется минимальный вес перекрытий.

При укладке самоуплотняющегося бетона следует учитывать некоторые особенности:

• большое количество суперпластификаторов в составе замедляет твердение бетонной смеси;

• в процессе транспортировки бетонной смеси, в течение часа и более, эффективность суперпластификатора снижается, что приводит к уменьшению подвижности раствора;

• при подаче раствора с особым свойством самостоятельного уплотнения по трубопроводу на рабочий участок, на расстоянии более двухсот метров возникают слоистости и неоднородное состояние готового изделия;

• начиная укладку, следует проверить качество опалубки и наличие в ней жидкости, так как даже минимальное количество лишней влаги способно вызвать расслоение и снизить характеристики бетона; в процессе укладки важно соблюдать непрерывное бетонирование; бетонный раствор с возможностью самостоятельного уплотнения не требует дополнительного уплотнения [3].

Большая часть изготовленного в России СУБ использовалась на таких объектах как высотные комплексы ММДЦ, «Москва-Сити», «Лахта Центр» и «Capital Towers», стадионы «Лужники», «Самара-Арена» и «Екатеринбург-Арена», конструкции Белоярской АЭС, «Парящий мост» в московском парке «Зарядье» [4].

Большое внимание следует уделить разработке рационально подобранных составов СУБ с необходимыми реологическими свойствами, на местных материалах.

Например, для строительства мостов, эстакад и дорожных развязок широко используются мостовые железобетонные балки. В России они применяются при строительстве большинства таких объектов, в том числе при строительстве дорог федерального значения. Балки изготавливаются из тяжелого бетона классов В35-В40. Для выдерживания высоких изгибающих нагрузок они армируются предварительно напряженными канатами, сетками и большим количеством арматурных изделий различной формы, образующих плотную арматурную решетку [5].

При укладке обычного бетона в плотно армированные формы могут оставаться множественные полости и пустоты, которые увеличивают его проницаемость, снижают прочность и долговечность.

Для решения этой проблемы может быть использован самоуплотняющийся бетон. На данный момент в России самоуплотняющийся бетон для производства мостовых балок не применяется [2, 6, 7].

Для оценки свойств самоуплотняющихся бетонов в лабораторных испытаниях использовали: определение значение расплыва нормального конуса, определение марки по текучести в L-образном ящике (с 3-мя стержнями) (рис. 1), определение марки с помощью блокировочного кольца (рис. 2), марки по вязкости, определения расслаиваемости бетонной смеси. Присутствие втягивания больших пузырей воздуха, слоистости и водоотделения оценивались визуально.

Рис. 1. Определение марки с помощью L-образного ящика

Рис. 2. Определение марки с помощью блокировочного кольца

При проведении лабораторных испытаний использовались следующие материалы:

- портландцемент ЦЕМ I 42,5Н;
- гранитный щебень фракции 5–10 мм;

• кварцевый песок с модулем крупности Мк = 2,5;

• поликарбоксилатный суперпластификатор (СП) – Sika Visco Greate 1020;

• минеральная добавка-шлак гранулированный.

Составы СУБ для исследования в расчете на 1 м^3, представлены в табл. 1. Данные о свойствах сведены в табл. 2.

Таблица 1

	Состав №1 (В/Ц 0,51)	Состав №2 (В/Ц 0,46)	Состав №3 (В/Ц 0,56)
Щ, кг	684	684	684
П, кг	936	936	936
Ц, кг	359	390	320
В, л	180	180	180
Ш, кг	120	120	120
Д, л	2,5	2,5	2,5

Таблица 2

Свойства	Состав №1 (В/Ц 0,51)	Состав №2 (В/Ц 0,46)	Состав №3 (В/Ц 0,56)
Значение расплыва нормального конуса, см	57	55	58
Марка по текучести в L-образном ящике	Т2	Т2	-
Марка с помощью блокировочного кольца (12 стержней)	–	–	Т3
Марка по вязкости	V2	V2	V2
Расслаиваемость бетонной смеси, %	11	8	13
Плотность бетонной смеси, кг/м^3	2308	2365	2285

Результаты показали, что состав № 3 соответствуют требованиям стандартов по вязкости, проходимости и прочности бетона для изготовления железобетонных балок с густым армированием.

Таким образом, экспериментальный состав СУБ № 3 соответствуют стандартам и могут быть использованы в проектах, годными для применения в конструкциях с густым армированием.

Возведение монолитных и производство сборных железобетонных конструкций и изделий с использованием самоуплотняющихся смесей должно осуществляться по технологическому регламенту или технологической карте, утвержденным в установленном порядке производителем бетонных работ, где должны быть указаны:

• показатели качества самоуплотняющейся бетонной смеси с учетом конфигурации и характера армирования конструкции (изделия);

• условия и скорость укладки самоуплотняющейся бетонной смеси в опалубку (форму);

• температурно-влажностные параметры и сроки выдерживания монолитных конструкций в опалубке;

• режим тепло влажностной обработки сборных изделий;

• кинетика набора прочности бетона в зависимости от температуры его твердения;

• правила ухода за конструкцией (изделием) после распалубки [3, 8].

СУБ могут применять, как высокопрочные материалы при строительстве резервуаров для жидкостей, при возведении мостов и тунелей, для заливки больших объемов при бетонировании сборных резервуаров на очистных сооружениях, для сборного железобетона и монолитного строительства.

Литература

1. Куприн А. В. & Хроленко В. А. (2012). Самоуплотняющиеся бетоны: свойства, технология, применение. Москва: Издательство АСВ.

2. Германова Н. Б. & Германов А. В. (2015). Самоуплотняющиеся бетоны и бетонные изделия. Москва: Издательство АСВ.

3. Горелова Л. С. & Горельник В. С. (2017). Самоуплотняющиеся бетоны: свойства и технология. Москва: Издательство АСВ.

4. BS EN 206-1:2013+A1:2016. Concrete – Part 1: Specification, performance, production, and conformity. British Standards Institution.

5. Khayat K. H. & Assaad J. J. (2002). Workability and robustness of self-consolidating concrete. ACI Materials Journal, 99(5), 411–420.

6. Okamura H. & Ouchi M. (2003). Self-compacting concrete. Journal of Advanced Concrete Technology, 1(1), 5–15.

7. Ferrara L. & Tregnaghi M. (2008). Self-compacting concrete: from materials to structures. Materials and Structures, 41(3), 439–451.

8. Banfill P. F. (2006). Rheology of fresh cement and concrete: A review. Materials and Structures, 39(7), 661–678.

УДК 693.554

Артем Алексеевич Новиков,
студент
Иван Викторович Угольников,
студент
(Санкт-Петербургский государственный
архитектурно-строительный университет)
E-mail: arteman.spb.83@gmail.com,
Ivan.26m@mail.ru

Artem Alekseevich Novikov,
student
Ivan Viktorovich Ugolnikov,
student
(Saint Petersburg State University
of Architecture and Civil Engineering)
E-mail: arteman.spb.83@gmail.com,
Ivan.26m@mail.ru

ОЦЕНКА ЭФФЕКТИВНОСТИ ФИБРЫ В ДИСПЕРСНО АРМИРОВАННЫХ БЕТОНАХ

EVALUATION OF FIBER EFFICIENCY IN DISPERSED REINFORCED CONCRETE

В статье рассматриваются вопросы, посвященные определению сцепления фибры с матрицей композита. На основании анализа существующей технической литературы и результатов научных работ приводится обзор современных методик, позволяющих оценить сцепление границе раздела «волокно – матрица». Подчеркиваются перспективы развития и совершенствования методик по определению прочности сцепления дисперсной арматуры с бетонной матрицей.

Ключевые слова: дисперсно армированный бетон, фибра, матрица, композит, сцепление в бетоне.

The article discusses issues related to the determination of fiber adhesion to the composite matrix. Based on the analysis of the existing technical literature and the results of scientific works, an overview of modern techniques is provided to assess the adhesion of the fiber–matrix interface. The prospects for the development and improvement of methods for determining the adhesion strength of dispersed reinforcement to a concrete matrix are emphasized.

Keywords: dispersed reinforced concrete, fiber, matrix, composite, adhesion in concrete.

Дисперсно армированный бетон является композиционным материалом, который состоит из бетонной матрицы и равномерно распределенных по всему объему волокон разного происхождения и геометрических размеров [1].

Фибробетон обладает повышенными физико-механическими характеристиками (прочность на растяжение при изгибе, трещиностойкость, ударная вязкость, истираемость и др.), а также характеристиками долговечности (морозостойкость, водонепроницаемость и др.) [2–5].

Свойства фибробетона зависят от:

- вида и характеристик применяемых материалов;
- состава;
- степени взаимодействия материалов;
- технологии изготовления.

Для повышения эффективности дисперсно армированного бетона требуется оптимизация его микро- и макроструктуры [6–8].

Обязательным условием является достижение совместной работы матрицы композита и применяемых волокон, для этого необходимо обеспечить высокий уровень их сцепления. В зависимости от типа действия, сцепление между фиброй и матрицей может быть механическим и адгезионным.

Механическое сцепление возникает у волокон с непрямолинейной геометрической формой, которые при внешней нагрузке перераспределяют усилия среза на матрицу. Адгезионное сцепление зависит от материала, из которого изготовлена фибра [9].

В большинстве случаев разрушение фибробетона происходит в результате нарушения связи на границе раздела «волокно – матрица» с последующим вытягиванием фибр из бетона. Именно эти процессы во многом определяют поведение композита под нагрузкой, его прочность, трещиностойкость и эксплуатационную надежность.

Таким образом именно величина сцепления влияет на то, каким образом будет происходить разрушение фибробетонного композита – хрупко или вязко. Хрупкое разрушение происходит в момент, когда в волокнах возникают максимальные внутренние напряжения, которые превышают предел их прочности, что в свою очередь приводит к разрыву фибры. Вязкое разрушение происходит в момент, когда возникает нарушение связи между волокном и бетонной матрицей.

Одним из методов определения сцепления фибры с матрицей является метод, при котором с помощью разрывной машины проводится испытание на выдергивание одиночного волокна из бетонной матрицы. В процессе испытания определяется величина нагрузки, затраченная на вырыв волокна [10].

Однако, следует отметить, что напряжения в матрице и волокнах, а, следовательно, и величина сцепления, отличаются при различных способах нагружения композита. В испытаниях на выдергивание единичного волокна не учитывается изменение состояния матрицы и взаимодействие фибр, которые имеют место в реальных условиях работы фибробетона под нагрузкой.

Исходя из этого, представляется правильным, судить о сцеплении фибры с матрицей непосредственно при испытаниях фибробетона. Существует методика в соответствии с которой определяется не просто прочность сцепления, а характеристика сцепления ($\varphi\tau$), которая учитывает расположение и ориентацию фибр, характер и условия их работы в матрице [11].

Метод заключается в том, чтобы экспериментальным путем определить такое минимальное количество волокон, до которого они практически не проявляют своего армирующего эффекта, но после которого наблюдается устойчивый рост прочности композита.

Характеристика прочности сцепления определяется по следующей формуле:

$$(\varphi\tau) = \frac{R_{\text{фц}} - 3,5R_{\text{кз}}\mu_{\min} - (1 - 4,5\mu_{\min})R_{\text{цк}}}{2\dfrac{l_{\text{ф}}}{d_{\text{ф}}}\mu_{\min}},$$

где, $\mu_{\min}$ – объемная доля фибры, соответствующая такому процентному содержанию, после которого наблюдается устойчивое изменение прочности; $R_{\text{фц}}$ – прочность фиброцемента, соответствующая $\mu_{\min}$; $R_{\text{кз}}$ – прочность контактной зоны; $R_{\text{цк}}$ – прочность цементного камня, равная прочности неармированного образца; $l_{\text{ф}}$ и $d_{\text{ф}}$ – длина и диаметр фибры.

Однако, полученное значение характеристики прочности сцепления ($\varphi\tau$) будет справедливым только для конкретного вида фибры и цемента, которые использовались при проведении эксперимента. Это является недостатком данной методики.

Исходя из проделанного литературного обзора, можно сделать вывод о том, что необходимо развивать методы, позволяющие производить оценку сцепления дисперсной арматуры с матрицей, что является основной характеристикой эффективности ее работы.

Литература

1. Пухаренко Ю. В. Принципы формирования структуры и прогнозирование прочности фибробетонов / Ю. В. Пухаренко // Вестник гражданских инженеров. – 2004. – № 1. – С. 98–103.

2. Пантелеев Д. А. Деформативные и прочностные характеристики полиармированного фибробетона / Д. А. Пантелеев // Известия КГАСУ. 2015 – № 3(33). – С. 133–139.

3. Пухаренко Ю. В. Прочность и деформативность полиармированного фибробетона с применением аморфной металлической фибры / Ю. В. Пухаренко, Д. А. Пантелеев, В. И. Морозов, У. Х. Магдеев // Academia. Архитектура и строительство. – 2016. – № 1. – С. 107–111.

4. Пухаренко Ю. В. Оценка эффективности дисперсного армирования бетонов по показателям прочности и трещиностойкости / Ю. В. Пухаренко, Д. А. Пантелеев, М. И. Жаворонков // Вестник СибАДИ. – 2022, Т. 19, № 5 (87). – С. 752–761.

5. Meng G.; Wu B.; Xu S.; Huang J. Modelling and experimental validation of flexural tensile properties of steel fiber reinforced concrete. Constr. Build. Mater. 2021, 273, 121974. [DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2020.121974].

6. Чернышов Е. М. Определяющие соотношения показателей сопротивления разрушению цементных бетонов и параметров их структуры / Чернышов Е. М., Коротких Д. Н. // Строительство и реконструкция. 2015. № 2 (58). С. 167–174.

7. Пухаренко Ю. В. Влияние крупного заполнителя на энергетические и силовые характеристики сталефибробетона / Ю. В. Пухаренко, Д. А. Пантелеев, В. И. Морозов, М. И. Жаворонков // Строительство и реконструкция. – 2022. № 3 (101). – С. 110–118.

8. Jang S.-J.; Yun H.-D. Combined effects of steel fiber and coarse aggregate size on the compressive and flexural toughness of high-strength concrete. Compos. Struct. 2018, 185, 203–211. [DOI: 10.1016/j.compstruct.2017.11.009].

9. Кострикин М. П. Характер и степень взаимодействия синтетической макрофибры с цементным камнем / М. П. Кострикин // Вестник гражданских инженеров. – 2018. – № 4(69). – С. 116–120.

10. Соловьев В. Г. Эффективность взаимодействия различных видов фибры с бетонной матрицей / В. Г. Соловьев, А. А. Бамматов, И. Д. Кухарь, М. Р. Нуртдинов // Наука и бизнес: пути развития. – 2018. № 5. С. 57–61.

11. Пухаренко Ю. В. Определение вклада фибры в формирование прочности сталефибробетона / Ю. В. Пухаренко, Д. А. Пантелеев, М. И. Жаворонков // Вестник гражданских инженеров. – 2017. № 1 (60). С. 172–176.

УДК 72.025.4:691

Виктория Константиновна Панова,
студент
(Санкт-Петербургский государственный
архитектурно-строительный университет)
E-mail: victoruapanova@yandex.ru

Victoria Konstantinovna Panova,
student
(Saint Petersburg State University
of Architecture and Civil Engineering)
E-mail: victoruapanova@yandex.ru

ОСОБЕННОСТИ ВЫБОРА СТРОИТЕЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ ДЛЯ РЕСТАВРАЦИИ ОБЪЕКТОВ ИСТОРИКО-КУЛЬТУРНОГО НАСЛЕДИЯ

FEATURES OF THE CHOICE OF BUILDING MATERIALS FOR THE RESTORATION OF HISTORICAL AND CULTURAL HERITAGE SITES

В отрасли реставрации памятников архитектуры на сегодняшний день основательно увеличился процент работ по сохранению исторического наследия. Реставраторы все чаще используют современные и легкодоступные материалы, что порождает противоречия между старыми и новыми материалами из-за недостаточного знания различий в их микроструктуре и новых экологических факторов окружающей среды, в которой находятся культурные объекты. Для решения проблемы ресурсов в реставрации рекомендуется максимально использовать ранее примененные материалы, прошедшие качественную оценку.

Ключевые слова: наследие, реставрация, памятники архитектуры, строительные материалы.

In the field of restoration of architectural monuments, the percentage of work on the preservation of historical heritage has increased significantly today. Restorers are increasingly using modern and easily accessible materials, which creates contradictions between old and new materials due to insufficient knowledge of the differences in their microstructure and new environmental factors of the environment in which cultural objects are located. To solve the problem of resources in restoration, it is recommended to maximize the use of previously used materials that have passed a qualitative assessment.

Keywords: heritage, restoration, architectural monuments, building materials.

В наше время, в условиях глобализации и активного урбанистического развития, которое приводит к потере уникальности

и культурного разнообразия, важность сохранения культурного наследия исторических городов и поселений становится более актуальной.

В нашей стране состояние культурного наследия можно назвать критическим. Причины этого кроются и в несоответствующей законодательной базе [1, с. 6], и в недостаточном бюджетном финансировании программ, связанных с сохранением и защитой памятников архитектурного наследия, а также в неудачном выборе методов реставрационных работ.

В отрасли реставрации памятников архитектуры на сегодняшний день основательно увеличился процент работ по сохранению исторического наследия. К сожалению, в современных реалиях из-за сжатых сроков проектирования и самого проведения работ по реставрации памятников, а также недостаточного внимания к выбору материалов, наблюдается сильное снижение качества работ по сохранению памятников культуры.

Главная цель данной статьи заключается в привлечении внимания к важности правильного подбора строительных материалов для проведения реставрационных работ на объектах культурного наследия.

Объекты культурного значения были построены из традиционных материалов, которые могут разрушаться или изменяться с течением времени. Утрата материалов связана как с их свойствами, так и с внешними воздействиями, такими как изменения температуры и влажности, ветровая эрозия и световое старение [2, с. 84]. Старение часто сопровождается необратимыми потерями, но его ход можно замедлить или даже остановить. Именно это является одной из основных задач реставрации и сохранения памятника архитектуры и культуры.

Нельзя избавиться от воздействия некоторых разрушающих факторов полностью, однако их влияние можно смягчить с помощью различных технологий и методов, таких как химическое восстановление частично поврежденных материалов, защита от солнечной радиации, кислотных окислов и загрязнителей в воде, а также биологических разрушителей [3].

Следовательно, при сохранении объектов культурного наследия (памятников истории и архитектуры) особую значимость приобретают материалы для защиты строений.

Когда речь идет о выборе реставрационных материалов, общие принципы должны быть основаны на международном опыте реставрационной практики, а также на нормативно-правовой базе и изменении природно-климатических условий. При выполнении работ на объектах культурного наследия крайне важно сохранить их внешний вид и материалы, использованные при строительстве. Замена материала приводит к потере технологических особенностей создания объекта, которые обеспечивают его оригинальность и подлинность, особенно при реставрации каменных кладок.

Истощение ресурсов, включая качественные глины и известняк, создает проблемы при выборе материалов для реставрационных работ. Реставраторы все чаще используют современные и легкодоступные материалы, что порождает противоречия между старыми и новыми материалами из-за недостаточного знания различий в их микроструктуре и новых экологических факторов окружающей среды, в которой находятся культурные объекты.

Для решения проблемы ресурсов в реставрации необходимо максимально использовать ранее использованный старый материал, который прошел качественную оценку, и обычно остается после сноса старых зданий и сооружений, например, при перекладке каменных стен [4].

Заменяя поврежденный камень памятника новым или другим искусственным камнем, многие не решают проблему сохранения поврежденного камня. В последнем случае простой материал меняется на сложный, неоднородный по химическому составу материал, что приводит к несовместимости материалов. При возведении зданий или их восстановлении применение нестандартных материалов или несоответствие физико-химических характеристик новых и старых материалов усложняют процесс их сочетания, приводя к возникновению новых свойств, характерных для сложных натуральных «неорганических» систем. В результате конструкционные системы памятника становятся менее устойчивыми.

Для правильного выбора материалов требуется детальный подход с обязательным анализом факторов, приводящих к повреждениям материалов на каждом конкретном объекте, и изучение опыта реставрационных работ, включая негативный опыт.

В ремонтных и реставрационных работах часто используется цемент для устранения выбоин и других дефектов кладки кирпича, а не известковый раствор, который использовался раньше зодчими [5]. Чаще всего это приводит к разрушению кладки из-за различий в коэффициентах теплового расширения материалов, их неспособности к влагонасыщению и влагопроницаемости.

При восстановлении утрат объекта культурного наследия непринятие во внимание некоторых эксплуатационных свойств и использования материалов не по назначению реставраторами часто допускаются антропогенные ошибки при выборе материалов.

Для сохранения объектов культурного наследия необходимо использовать новейшие методы выбора не только строительных материалов для восстановления утраченных элементов архитектурных памятников, но и специальных химических материалов, включая составы для антикоррозионной обработки загрязненных и поврежденных поверхностей. Важно обеспечить совместимость этих материалов с новыми строительными материалами и защиту от воздействия окружающей среды. При выборе материалов для восстановления, консервации и реставрации необходимо учитывать их химические характеристики и предвидеть возможные последствия вмешательства.

Материаловедческое исследование объекта реставрации должно быть завершено перед выбором материалов, чтобы оценить не только состав материалов и применяемые технологии, но и их одновременность или повторяемость, формирование различных компонентов памятника, возможность целенаправленного воздействие на материалы, из которых сделан памятник, которые частично разрушены или изменились. Проводится разработка плана восстановительных мероприятий на основе анализа материалов и технического состояния памятника.

Несомненно, наиболее эффективным методом является использование как можно большего количества подлинных материалов

без снижения качества и функциональности конструкций. В большинстве случаев это не полная замена поврежденных материалов, а санация и ремонт. Это связано с тем, что важность подлинности культурных объектов является основной [6].

Литература

1. О мерах по сохранению историко-культурного наследия народов Российской Федерации / А. М. Никульченков, Т. А. Федотовская, Т. В. Боргоякова [и др.] // Аналитический вестник № 5(372). 2009.

2. Фролова М. А. Основы охраны объектов культурного наследия: учебное пос / А. А. Шинкарук, Ю. В. Соколова; М. А. Фролова. – Архангельск : Северный (Арктический) федеральный университет им. М. В. Ломоносова, 2022 .– 129 с. : ил. – ISBN 978-5-261-01591-8 .– URL: https://lib.rucont.ru/efd/816887 (дата обращения: 22.03.2024) – 86 с.

3. Князева В. П. Экология. Основы реставрации / В. П. Князева. – М. : Архитектура-С, 2005. – 400 с.

4. Шанаев С. Я. Старые технологии и рецепты отделочных работ / С. Я. Шанаев А. В. Тихомиров. – М. : Спецпроектреставрация, 1993. – 39 с.

5. Черняк В. З. Уроки старых мастеров / В. З. Черняк В. – 2-е изд., перераб. и доп. – М. : Стройиздат, 1989. – 238 с.

6. Международная хартия по консервации и реставрации памятников и достопримечательных мест (Венецианская хартия) [Электронный ресурс]. URL: https://kgiop.gov.spb.ru/media/uploads/userfiles/2015/08/27/Венецианская_хартия.pdf (дата оборащения: 26.03.2024).

УДК 691.624.01

Николай Александрович Топильский,
студент
Максим Анатольевич Володин,
студент
(Санкт-Петербургский государственный
архитектурно-строительный университет)
E-mail: topilskyn@yandex.ru,
maks.volodin.2@mail.ru

Nikolay Alexandrovich Topilsky,
student
Maxim Anatolyevich Volodin,
student
(Saint Petersburg State University
of Architecture and Civil Engineering)
E-mail: topilskyn@yandex.ru,
maks.volodin.2@mail.ru

КРИТИЧЕСКИЙ ОБЗОР МЕТОДОВ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ВОДОНЕПРОНИЦАЕМОСТИ БЕТОНА

A CRITICAL REVIEW OF METHODS FOR DETERMINING THE WATER RESISTANCE OF CONCRETE

Рассматриваются различные способы определения водонепроницаемости бетона, их достоинства и недостатки, а так же кратко излагается их принцип действия. Большинство из них имеют ряд недостатков, которые пытается решить еще один метод, который основывается на подаче в бетон воды под давлением к стенкам предварительно выбуренного шпура в испытуемом бетоне и оценку скорости фильтрации.

Ключевые слова: гидроизоляция, понятие гидроизоляции, следы влаги, показатель проницаемости фильтра, способность пропускать воздух.

Different techniques for assessing the water resistance of concrete, along with their respective pros and cons, are discussed, and a brief overview of their operating principles is provided. While many of these methods have drawbacks, there is one alternative approach that aims to address these issues. This method involves injecting pressurized water into pre-drilled holes in the concrete walls and measuring the filtration rate.

Water resistance is a key factor in determining the ability of a material to repel water. The evaluation of water resistance involves assessing the presence of wet spots and calculating the filtration coefficient. Additionally, breathability is also an important characteristic to consider when evaluating the overall performance of a material.

Keywords: waterproofing, the concept of waterproofing, traces of moisture, as long as the permeability of the filter, the ability to pass air.

Бетон – один из наиболее популярных строительных материалов, применяемый в различных конструкциях, начиная от зданий

и дорог, и заканчивая мостами и тоннелями. Одним из важных качеств бетона является его способность не пропускать воду, что играет важную роль в обеспечении долговечности и надежности сооружений. Определение водонепроницаемости привлекает внимание как научных, так и практических исследователей [3] [4] [5]. Существует разнообразие методов для определения водонепроницаемости бетона, однако не все из них установлены стандартами. Согласно ГОСТ 12730.5–2018 существует несколько основных методов для определения водонепроницаемости, включая:

- по мокрому пятну;
- по коэффициенту фильтрации;
- по глубине проникновения воды под давлением;
- по воздухопроницаемости.

Давайте рассмотрим каждый из них более детально.

Определение водонепроницаемости бетона по мокрому пятну. Данный способ заключается в том, что образцы цилиндрической формы устанавливаются и запечатываются в специальных держателях, после чего вода подается под давлением на одну из концевых поверхностей образца, с увеличением давления на 0,2 МПа на каждом этапе. Давление поддерживается на каждом этапе в течение определенного времени до появления признаков фильтрации воды на противоположной концевой поверхности образца в виде капель или влажного пятна [1].

Существует ряд преимуществ при использовании данного метода.

1. Высокая точность измерений, которые можно применить для оценки качества водонепроницаемости.

2. Гарантированная воспроизводимость результатов является ключевым аспектом при проведении повторных испытаний на одном и том же материале или на различных образцах того же материала. Это крайне важно для обеспечения надежности и точности данных, получаемых при оценке водонепроницаемости материала.

Недостатки

1. Сложность получения точных результатов измерений из-за ненадлежащей герметизации образцов и как следствие проведение повторных испытаний.

2. Данный способ требует больших затрат времени из-за необходимости подвергать образец давлению в течение определенного периода, продолжительностью до 16 часов на каждом уровне нагрузки, что затрудняет подготовку эксперимента.

3. Более того, постепенное увеличение давления может привести к появлению дополнительных систематических ошибок.

Определение водонепроницаемости бетона по коэффициенту фильтрации. Этот метод представляет собой более точный и количественный подход, чем метод оценки по мокрому следу. Он основан на измерении скорости фильтрации воды через образец бетона при определенном давлении.

Для проведения испытания используются цилиндрические образец бетона, которые помещают в прибор. Начинается испытание под действием определенного. Каждый образец, который был испытан в течение определенного времени, можно вычислить коэффициент фильтрации материала. Для этого используется специальная формула, учитывающая различные параметры, такие как вязкость воды при разных температурах, площадь поперечного сечения образца, его толщину, время испытания, объем пропущенной воды и давление в установке. Полученные данные позволяют оценить эффективность фильтрации материала. для определения водонепроницаемости бетона используют коэффициент фильтрации, который определяется в соответствии с таблицей 6 ГОСТ 12730.5 – 2018. Чем ниже значение этого коэффициента, тем выше водонепроницаемость материала [1].

Достоинства

1. Точные измерения и количественные показатели: использование метода определения водонепроницаемости через коэффициент фильтрации позволяет получить точные данные о проницаемости водой бетона, что обеспечивает точную оценку его водонепроницаемости.

2. Данные испытания на проницаемость могут быть получены при помощи специализированного оборудования, что уменьшает возможные ошибки из-за субъективных факторов.

3. Информация в подробностях: данный подход предоставляет детальную информацию о проницаемости бетона для воды, что позволяет более глубоко изучить его характеристики и уровень качества.

Недостатки

1. Сложность выполнения: использование коэффициента фильтрации для определения водонепроницаемости требует специализированного оборудования и определенной подготовки, что может быть трудно для человека без квалификации в данной области.

2. Продолжительная трата времени: выполнение тестов на коэффициент фильтрации может занять значительное количество времени до 4 суток.

Данный способ точно и надежно определяет водонепроницаемость бетона, что делает его эффективным средством для проверки качества бетонных конструкций, подверженных воздействию влаги.

Определение водонепроницаемости бетона по глубине проникания воды под давлением. Данный метод представляет собой один из способов испытания, который позволяет оценить способность бетона противостоять проникновению воды под давлением. Он основан на измерении глубины, на которую вода проникает в образец бетона при определенном давлении.

Используются образцы, бетон и установка для испытаний аналогичные тем, которые используются при проведении испытания на «мокрое пятно». Образцы бетона загружается в специализированное оборудование, после чего подается вода при давлении 5 МПа. По прошествии 72 часов извлекают образец из установки, разделяют его на две части и проводят измерение глубины. проникания воды внутрь образца. По полученному времени, с помощью таблицы А.1 ГОСТ 12730.5-2018[1] определяется марка по водонепроницаемости бетона

Достоинства

1. Оценка величины. Процедура тестирования позволяет получить числовую информацию о проникновении воды, что дает возможность сравнивать различные образцы бетона и оценивать их устойчивость к воде.

2. Моделирование реальных условий использования. Проникновение влаги под давлением эмулирует воздействие влаги и давления, которые могут возникнуть при эксплуатации бетонных конструкций в реальных условиях.

Недостатки

1. Необходимо также использовать специальное оборудование для проведения испытаний на водонепроницаемость по глубине проникания воды под давлением, а соответственно требуется и квалификация.

2. Данный способ более прост в сравнении с определением по коэффициенту фильтрации, однако его точность может быть ниже.

3. Так же, как и два предыдущих способа, этот процесс требует значительного времени. Общее время испытаний составит не менее 72 часов.

В общем, определение водонепроницаемости путем измерения глубины проникновения воды под давлением представляет собой еще один способ оценки водонепроницаемости бетона, который может быть использован для оценки его качества. Как и любой другой метод, этот метод имеет свои ограничения и требования к проведению испытаний.

Определение водонепроницаемости бетона по воздухопроницаемости

Для проведения испытаний берется 6 образцов перед испытанием бетонной поверхности определенных размеров или узла конструкции необходимо исключить воздействие воды или других жидкостей на протяжении 48 часов. После этого герметизирующую мастику диаметром 8 мм укладывают на фланец камеры в паз по центру и соединяют концы таким образом, чтобы они перекрывали друг друга. Затем производится откачка воздуха из камеры до уровня 0,075–0,08 МПа и наблюдение за показаниями вакуумметра до снижения давления до установленного значения P_0. Давление в камере уменьшается до конечного разрежения Ptj = –0,054 МПа за определенное время, которое засекается. Этот процесс повторяется на различных образцах или участках конструкций. Путем вычисления среднего значения времени для двух средних образцов (третьего и четвертого) определяется параметр, характеризующий уровень воздухопроницаемости. примеры бетона подвергаются испытаниям на воздухопроницаемость в различных образцах. Для определения воздухопроницаемости бетонных конструкций используется

среднее арифметическое значение h, полученное из всех проверенных участков. Марка бетона по водонепроницаемости W определяется согласно градуировочной таблице Д.1 ГОСТ 12730.5-2018. [1]

Достоинства

1. Легкость проведения. Этот способ тестирования можно относительно легко провести как в лабораторных условиях, так и на строительной площадке.

2. Разностороннее применение. Испытание на проницаемость воздуха может быть полезным не только для оценки водонепроницаемости, но и для определения общего состояния структуры бетона. Повышенная проницаемость воздуха может указывать на наличие пор и трещин в бетоне, что говорит о возможной нужде в ремонте или усилении.

3. Быстрота получения результатов. Этот метод дает эффективные и оперативные результаты, что способствует в короткие сроки получить оценку качества бетона.

Недостатки

1. Водонепроницаемость бетона не зависит исключительно от его воздухопроницаемости, а также от других параметров, включая пористость, структуру и качество материалов. Для успешного проведения испытания необходимо, чтобы бетон был сухим, но это не всегда осуществимо на строительной площадке, в противном случае результаты могут значительно отличаться. Поэтому использование только воздухопроницаемости для определения водонепроницаемости может оказаться недостаточно точным.

2. Ограниченная информация. Проведение испытания на воздухопроницаемость не предоставляет всей необходимой информации о способности бетона удерживать воду под давлением или при капиллярном проникновении. Для более глубокого понимания водонепроницаемости бетона рекомендуется использовать различные методы испытаний в комбинации.

Иногда не соответствует реальности: Как и другие способы проверки водонепроницаемости через воздухопроницаемость проводятся в специально созданных условиях, которые не всегда соответствуют реальным условиям использования бетона на практике.

В общем, метод определения водонепроницаемости через воздухопроницаемость является одним из способов измерения данного свойства бетона, но для получения более всесторонней картины рекомендуется сочетать его с другими методами тестирования и анализа структуры бетона.

Инъекционный метод определения водонепроницаемости

Этот подход направлен на устранение общих недостатков, которые часто встречаются в данной статье. Данное устройство включает в себя резервуар с водой, насос для перекачки воды, специальную камеру для компенсации давления и манометр, а также оснащено гидравлическим шлангом с анкером на конце. [2]

Для проведения тестирования необходимо выполнить бурение в образце бетона или бетонной конструкции. Затем следует вставить специальный анкер и подать воду под давлением. В результате вода начнет проникать внутрь бетона, а следовательно, давление будет снижаться. Необходимо измерить временной интервал, за которое вода проходит через процесс фильтрации в бетоне, что приводит к следующему результату: давление упадет с 1,2 МПа до 1,1 МПа. По полученному времени возможно определение марки по водонепроницаемости с использованием таблицы соответствия, которая описывает зависимость скорости прохождения воды через стенки шпура от марки по водонепроницаемости [2].

Достоинства

1. Легкость в проведении. Этот метод тестирования можно легко осуществить как в условиях лаборатории, так и на строительном объекте.

2. Быстрота получения результатов. Для проведения одного тестирования потребуется менее 30 минут, в то время как для маркировки – значительно больше времени.

Недостатки

1. Показания по водонепроницаемости не более W10. Для оценки уровня водонепроницаемости марок начиная от W12 данный метод не подходит из-за его основополагающего принципа. Давление подается 1,2 МПа, а это означает, что образцы, выдерживающие данное и большее давление будут отображать одинаковый результат.

Изобретение обеспечивает возможность проведения испытаний как на образцах, так и на конструкциях прямо на строительном участке. Это позволяет сократить затраты на определение водонепроницаемости бетона за счет уменьшения времени проведения испытаний и повысить точность измерений путем исключения влияния поверхностного слоя материала [2].

В заключении можно сделать вывод, что способ определения водонепроницаемости бетона должен выбираться исходя из целей испытаний, требований к материалу и наличия необходимого оборудования и квалификации специалистов.

Литература

1. ГОСТ 12730.5 – 2018. Бетоны. Методы определения водонепроницаемости.

2. Патент № 2728727 C1 Российская Федерация, МПК G01N 15/08. Способ определения водонепроницаемости бетона и устройство для его осуществления : № 2019143458 : заявл. 19.12.2019 : опубл. 30.07.2020 / Ю. В. Пухаренко, М. П. Кострикин, Г. М. Хренов ; заявитель Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования «Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет». – EDN XPDSNE.

3. Чернильник А. А. Обзор способов повышения водонепроницаемости бетона / А. А. Чернильник, Н. А. Доценко, М. С. Скуч // РАЗВИТИЕ НАУКИ и ТЕХНИКИ: МЕХАНИЗМ ВЫБОРА и РЕАЛИЗАЦИИ ПРИОРИТЕТОВ : сборник статей по итогам Международной научно-практической конференции, Таганрог, 28 марта 2019 года. – Таганрог: Общество с ограниченной ответственностью «Агентство международных исследований», 2019. – С. 58–59. – EDN LBHCOL.

4. Михайлов Д. А. Водонепроницаемость бетона. Методы ускоренного определения водонепроницаемости / Д. А. Михайлов, Д. О. Дудов // Достижения вузовской науки 2019 : сборник статей IX Международного научно-исследовательского конкурса. В 2 ч., Пенза, 20 мая 2019 года. Том 1. – Пенза: «Наука и Просвещение» (ИП Гуляев Г.Ю.), 2019. – С. 34–37. – EDN WYTKPJ.

5. Хренов Г. М. Предпосылки к актуализации нормативной базы в области водонепроницаемости бетонов / Г. М. Хренов, М. П. Кострикин // Вестник гражданских инженеров. – 2016. – № 6(59). – С. 147–150. – EDN XGRJCR.

УДК 693.554

Иван Викторович Угольников,
студент
Артем Алексеевич Новиков,
студент
(Санкт-Петербургский государственный
архитектурно-строительный университет)
E-mail: arteman.spb.83@gmail.com,
Ivan.26m@mail.ru

Ivan Viktorovich Ugolnikov,
student
Artem Alekseevich Novikov,
student
(Saint Petersburg State University
of Architecture and Civil Engineering)
E-mail: arteman.spb.83@gmail.com,
Ivan.26m@mail.ru

ПРОЦЕССЫ ДЕФОРМИРОВАНИЯ ДИСПЕРСНО АРМИРОВАННЫХ БЕТОНОВ ПОД НАГРУЗКОЙ

DEFORMATION PROCESSES OF DISPERSED REINFORCED CONCRETE UNDER LOAD

В статье представлены результаты исследований, выполненных в плане развития методов физико-механического моделирования процессов деформирования и разрушения фиброармированных бетонов при нагружении. Авторами осуществлен анализ существующих стандартных и специальных методов оценки деформативных свойств и определения характеристик трещиностойкости фибробетонов.

Ключевые слова: дисперсно армированный бетон, композит, трещиностойкость, диаграммы деформирования.

The article presents the results of research carried out in terms of the development of methods of physico-mechanical modeling of deformation and destruction of fiber-reinforced concrete under loading. The authors carried out an analysis of existing standard and special methods for evaluating the deformative properties and determining the crack resistance characteristics of fiber-reinforced concrete.

Keywords: dispersed reinforced concrete, composite, crack resistance, deformation diagrams.

Интерес к применению фибробетонов в современной практике возведения зданий и сооружений различного назначения неуклонно возрастает, однако массовое применение дисперсно армированных бетонов ограничивается недостаточной изученностью их поведения под нагрузками.

Недостаточно глубокое понимание происходящих процессов порой приводит к ошибкам в выборе армирующих волокон и их использовании, как следствие, к получению отрицательного результата и формированию негативного отношения к фибре как инструменту комплексного улучшения свойств бетона.

Хорошо известно, что дисперсно армированный бетон, как композиционный материал, отличается высокой трещиностойкостью, т. е. способностью сопротивляться образованию и развитию трещин, что можно численно выразить через силовые и энергетические характеристики [1–3]. Для этого следует произвести испытания образцов и построить диаграммы их деформирования при изгибе в соответствии с ГОСТ 29167–2021 «Бетоны. Методы определения характеристик трещиностойкости (вязкости разрушения) при статическом нагружении». Данный нормативный документ содержит описание оборудования, которое рекомендуется применять при проведении испытаний, однако оно не учитывает всех особенностей дисперсно армированных бетонов, таких как сложный характер взаимодействия армирующих волокон с бетонной матрицей, а также особенностей поведения таких бетонов под нагрузкой.

Построение диаграмм деформирования неармированного бетона можно производить в соответствии с положениями ГОСТ 29167–2021, поскольку его разрушение происходит хрупко, а максимальный прогиб образцов, как правило, не превышает 1,5 мм. Поведение дисперсно армированных бетонов под нагрузкой кардинально отличается. После образования в образце трещины, разделения на отдельные части, не происходит, он продолжает воспринимать значительную нагрузку, в результате чего прогибы образца могут достигать 20–30 мм. Такие большие значения прогибов образцов и необходимость записи диаграмм деформирования образцов под нагрузкой делают невозможным применение оборудования, рекомендуемого к использованию положениями ГОСТ 29167–2021.

Для проведения описываемых испытаний на кафедре ТСМиМ СПбГАСУ было разработано устройство, которое позволяет

с высокой точностью (5×10^{-4} мм) контролировать прогибы фибробетонного образца на стадии упругого деформирования и не ограничивать его максимальные прогибы вплоть до момента разрушения (рис. 1).

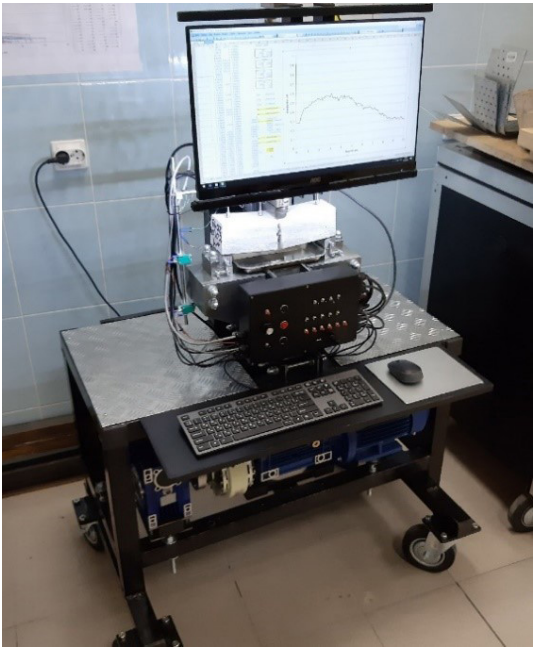


Рис. 1. Общий вид разработанного устройства

Разработанное устройство позволяет определять численные значения силовых и энергетических характеристик трещиностойкости, модуля упругости и прочности на растяжение при изгибе по результатам испытаний одного образца. [4–7]

О преимуществах предложенной методики свидетельствует рис. 2, на котором приведена диаграмма деформирования фибробетона, армированного 2 % стальной фиброй по объему, построенная с применением разработанного устройства. Одновременно

были проведены испытания образцов аналогичного состава, но уже при помощи лабораторной разрывной машины.

При рассмотрении рис. 2, видно, что обе диаграммы вначале имеют восходящие участки, вплоть до верхней точки, и плавно нисходящие участки. Важное отличие между диаграммами заключается в виде восходящих участков. Для более детального рассмотрения этого отличия эти же диаграммы представлены на рис. 3, на котором горизонтальная ось диаграмм выполнена логарифмической.

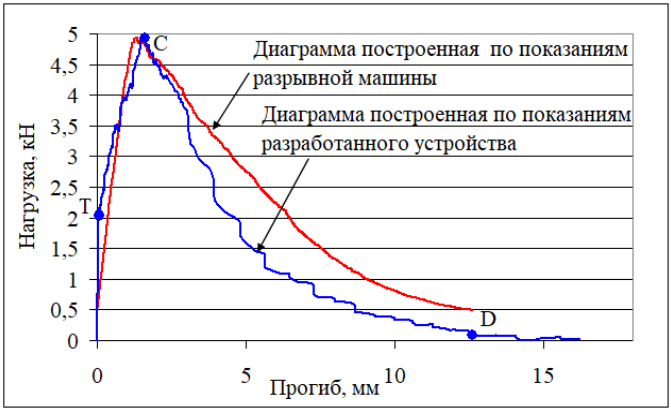


Рис. 2. Полные диаграммы зависимости прогибов фибробетонных образцов от прилагаемых нагрузок

По рис. 3 видно, что при использовании разработанного устройства удается более точно контролировать поведение образца под нагрузкой, в результате чего получаются точные координаты точки окончания действия упругих деформаций (точка *T*), а при использовании разрывной машины это оказывается невозможным.

По нагрузке и деформации образца, соответствующим точке *T*, можно определить его модуль упругости. Этот результат особенно важен, поскольку справочные данные о модуле упругости фибробетона немногочисленны и довольно часто вызывают сомнения.

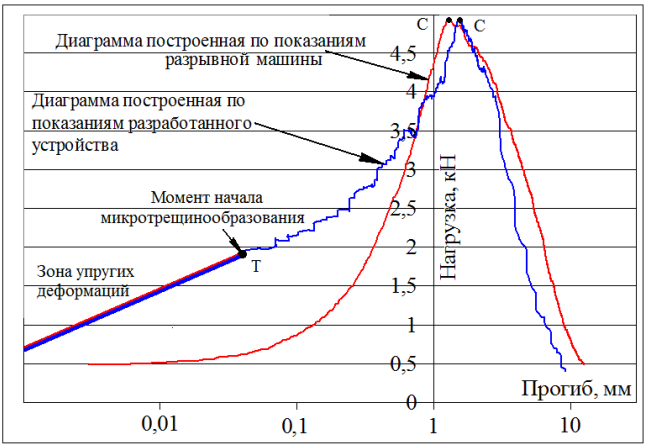


Рис. 3. Диаграммы деформирования фибробетонных образцов (шкала оси прогибов логарифмическая)

Таким образом можно сделать вывод о том, что использование, разработанного на кафедре ТСМиМ, устройства, приводит к повышению точности результатов исследования процесса деформирования и определения механизма разрушения дисперсно армированных бетонов. Также разработанное устройство позволяет определить численные значения характеристик трещиностойкости и прочности сталефибробетона.

Литература

1. Коротких Д. Н. Закономерности разрушения структуры высокопрочных цементных бетонов на основе анализа полных равновесных диаграмм их деформирования (часть 1) // Вестник ВолгГАСУ. Серия: Строительство и архитектура. Вып. 26. 2012. – С. 56–67.

2. Коротких Д. Н. Закономерности разрушения структуры высокопрочных цементных бетонов на основе анализа полных равновесных диаграмм их деформирования (часть 2) // Вестник ВолгГАСУ. Серия: Строительство и архитектура. Вып. 27. 2012. – С. 54–62.

3. Миненко Е. Ю., Грачева Ю. В., Шлапакова О. И. Оценка энергетических характеристик дисперсно-армированного бетона в дорожном строительстве //

Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета. Серия: Строительство и архитектура. 2013. № 32 (51). – С. 66–70.

4. Травуш В. И., Карпенко Н. И., Ерофеев В. Т., Ерофеева И. В., Тараканов О. В., Кондращенко В. И., Кесарийский А. Г. Исследование трещиностойкости бетонов нового поколения // Строительные материалы. 2019. № 10. – С. 3–11.

5. Пухаренко Ю. В., Пантелеев Д. А., Жаворонков М.И. Влияние вида фибры и состава матрицы на их сцепление в фибробетоне // Вестник СибАДИ. 2022, Т. 19, № 3(85). – С. 436–445.

6. Пухаренко Ю. В., Морозов В. И., Пантелеев Д. А., Жаворонков М. И. Диаграммы разрушения цементных композитов, армированных аморфнометаллической фиброй // Эксперт: теория и практика. 2020. № 3(6). – С. 50–55.

7. Хегай А. О., Кирилин Н. М., Хегай Т. С., Хегай О. Н. Экспериментальные исследования деформативных свойств сталефибробетона повышенных классов // Вестник гражданских инженеров. 2020. № 6(83). – С. 77–82.

УДК 691.587

Иван Владимирович Щетников,
студент
(Санкт-Петербургский государственный
архитектурно-строительный университет)
E-mail: shetvanya1@mail.ru

Ivan Vladimirovich Shchetnikov,
student
(Saint Petersburg State University
of Architecture and Civil Engineering)
E-mail: shetvanya1@mail.ru

ПРОБЛЕМЫ МЕТРОЛОГИЧЕСКОЙ ОЦЕНКИ СМЕСЕЙ ДЛЯ КОНСТРУКЦИОННОГО РЕМОНТА БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

PROBLEMS OF METROLOGIKAL ASSESSMENT OF MIXTURES FOR STRUCTURAL REPAIR OF CONCRETE AND REINFORCED CONCRETE STRUCTURES

Цель данной статьи заключается в повышении соответствия метрологической оценки составов, используемых при конструкционном ремонте бетонных и железобетонных конструкций, условиям их применения и работы. Стабильное и надежное функционирование инфраструктуры, особенно в городских средах, является чрезвычайно важным для обеспечения безопасности и устойчивости сооружений. Конструкционный ремонт бетонных и железобетонных элементов играет ключевую роль в поддержании и восстановлении инфраструктуры. Однако для успешного ремонта необходимы точные и надежные методы оценки составов, используемых для выполнения указанных работ. В статье рассмотрен метод определения параметров совместимости ремонтной цементной смеси с бетонным основанием в условиях ударных воздействий.

Ключевые слова: ремонт конструкций, ремонтный состав, ударная нагрузка, методы оценки составов, испытание бетонных образцов.

The purpose of this article is to improve the compliance of the metrological assessment of compositions used in structural repairs of concrete and reinforced concrete structures with the conditions of their use and operation. Stable and reliable functioning of infrastructure, especially in urban environments, is extremely important to ensure the safety and sustainability of structures. Structural repair of concrete and reinforced concrete elements plays a key role in maintaining and restoring infrastructure. However, successful repairs require accurate and reliable

methods for assessing the compounds used to perform these jobs. The article discusses a method for determining the compatibility parameters of a repair cement mixture with a concrete base under impact conditions.

Keywords: construction repair, repair composition, impact load, methods of composition evaluation, testing of concrete samples.

Введение

Ремонт бетонных и железобетонных конструкций требует применения не просто качественных материалов, а подходящих по техническим критериям в конкретных условиях применения. В практике проектирования и выполнения ремонтно-восстановительных работ предпочтения отдаются составам, характеризующимся наибольшими значениями функциональных свойств – прочностью, плотностью, морозостойкостью и т. д. Но опыт применения подобных материалов свидетельствует о низкой надежности результатов работ, когда указанные материалы используются для ремонта бетона, имеющего более низкие значения свойств. Поэтому особое внимание должно уделяться методам оценки ремонтных смесей с учетом характеристик материалов существующих конструкций для осуществления объективного выбора составов, свойства которых обеспечат восстановление несущей способности на максимально длительный период эксплуатации. В первую очередь, подобная оценка связана с установлением параметров, обусловливающих надежную совместную работу ремонтного и ремонтируемого материалов, а также разработкой методик их количественного определения. Несмотря на значительные достижения в области методологии испытаний строительных материалов и технологий, указанный аспект метрологического обеспечения исследован недостаточно.

Существующая нормативная документация не предоставляет методов испытаний, достаточных для полной оценки всего диапазона совместимости физико-механических характеристик ремонтных материалов с основанием. В основном, методы испытаний, которые рассматривают совместную работу ремонтного и ремонтируемого материала, направлены на определение прочности сцепления без учета характеристик материала основания.

В работе [1] выполнен обзор существующих в настоящее время методов количественной оценки совместности работы материалов (рис. 1).

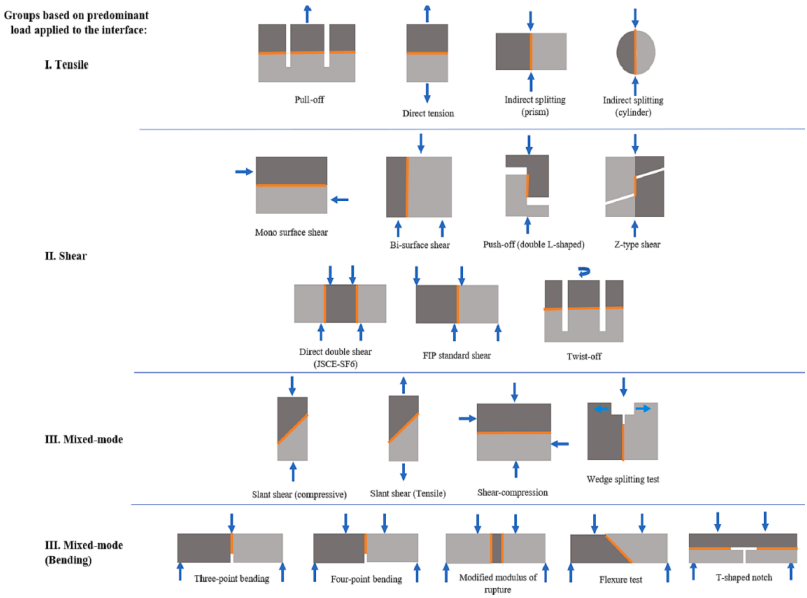


Рис. 1. Методы количественной оценки совместной работы материалов [1]

Наиболее эффективным для оценки механической совместимости материалов, на наш взгляд, является приложение ударных нагрузок. В таких ситуациях становится очевидным значительное воздействие неоднородности образцов, проходящих испытания.

Кроме этого, в работе [2] показано, что оценку совместности работы материалов при динамических нагрузках можно производить путем испытания образцов на наклонный сдвиг.

Исходя из вышесказанного, в настоящей работе в качестве метода оценки совместимости физико-механических свойств материалов рассматривался метод наклонного сдвига при воздействии

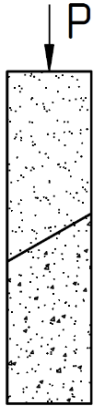


Рис. 2. Схема испытания для оценки совместности работы

ударной нагрузки на вертикальном копре [3] по представленной на рис. 2 схеме.

Для испытаний изготавливались составные образцы-призмы 4×4×16 см с наклонным и продольным соединением составов разной жесткости. Различия по жесткости достигались путём изготовления цементно-песчаных растворов с разным В/Ц.

Для исключения влияния качества поверхности на степень адгезии между растворами разной жесткости, производилось одновременное формование двух частей образцов с использованием металлической перегородки, которая затем извлекалась и производилось смыкание слоев за счет кратковременного вибрирования формы.

Всего было изготовлено 4 составов с разным В/Ц. Три образца из каждого состава были отобраны на лабораторный пресс для определения прочности на сжатие по стандартной методике [4]. Другие три образца каждого состава испытывались на вертикальном копре. Для равномерного распределения удара от груза, была использована металлическая пластинка размерами 60×60×4,5 мм. Определялось количество ударов до полного разрушения, высота сбрасывания бойка массой 5 кг составляла 50 см.

Результаты испытаний на статическую и ударную прочность представлены в таблице.

№ п/п	В/Ц составных частей образцов	Предел прочности при сжатии составных образцов, МПа	Максимальное количество ударов для разрушения
1	0,4 / 0,5	25,38	11
2	0,4 / 0,6	15,94	10
3	0,5 / 0,5	24,06	9
4	0,5 / 0,6	20,94	16

При проведении испытаний разрушение образцов происходило по смешанному и адгезионному типу. Преимущественно наблюдался адгезионный тип разрушения (рис. 3, 4).

Рис. 3. Разрушенный образец
с наклонным соединением

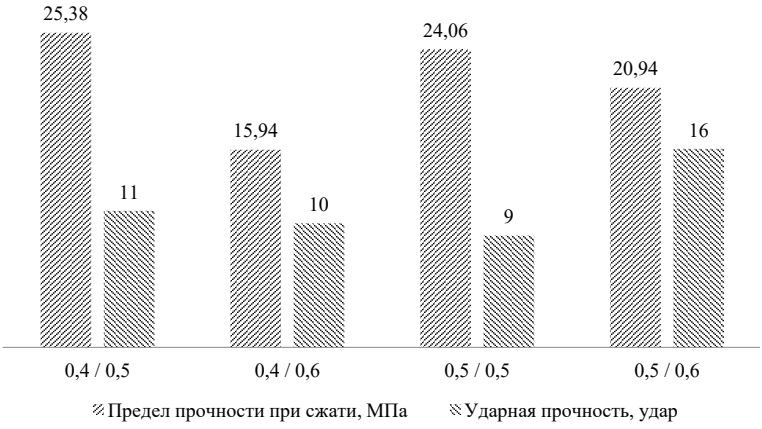


Рис. 4. Результаты прочности на сжатие образцов

Результаты проведенных испытаний прочности на сжатие образцов представлены на рис. 4. Исходя из гистограммы, состав с В/Ц 0,4/0,6 имеет наименьшую прочность на сжатие среди остальных. Среди всех образцов именно у этого разница В/Ц и, соответственно, прочностей, наибольшая, что свидетельствует о том, что при выборе ремонтных составов важно обеспечить соответствие их прочности с основанием (бетоном ремонтируемой конструкции).

При действии ударной нагрузки данный состав показал наименьшую прочность, а состав с соотношением В/Ц 0,5/0,6 – наибольшую. Исходя из этого, следует, что минимальное различие прочностей не является определяющим, при влиянии ударной нагрузки. Вероятно, что при низких значениях статической прочности (высокие уровни В/Ц) сопротивление составных образцов ударным нагрузкам более высокое. Необходимо дополнительно изучить обнаруженные тенденции для получения более точных данных.

Литература

1. Daneshvar D., Behnood A., Robisson A. Interfacial bond in concrete-to-concrete composites: A review //Construction and Building Materials. – 2022. – Т. 359. – С. 129195.

2. Momayez A. et al. Comparison of methods for evaluating bond strength between concrete substrate and repair materials //Cement and concrete research. – 2005. – Т. 35. – №. 4. – С. 748–757.

3. ГОСТ 10708-82 Копры маятниковые. Технические условия.

4. ГОСТ 10180-2012 Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам, п. 7.2.

СЕКЦИЯ ГЕОТЕХНИКИ

УДК 624.1

Илья Дмитриевич Куляшов,
студент
Александра Викторовна Вагурина,
магистрант
(Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет)
E-mail: teleshpak@mail.ru, alexandra.vagurina@yandex.ru

Ilya Dmitrievich Kulyashov,
student
Alexandra Viktorovna Vagurina,
Masters' degree student
(Saint Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering)
E-mail: teleshpak@mail.ru, alexandra.vagurina@yandex.ru

ИССЛЕДОВАНИЕ ФИЛЬТРАЦИОННЫХ СВОЙСТВ КРУПНЫХ ПЕСКОВ ПРИ ЗАГРЯЗНЕНИИ БЕНЗИНОМ

STUDY OF FILTRATION PROPERTIES OF COARSE SANDS WHEN CONTAMINATED WITH GASOLINE

В статье представлены результаты лабораторных исследований характера и степени изменения коэффициента фильтрации в зависимости от различных концентраций бензина для крупного песка с учетом различных плотностей сложения в сухом и водонасыщенном состояниях. Представлены графики зависимости изменения коэффициента фильтрации крупных песков в сухом и водонасыщенном состояниях в предельно плотном и рыхлом сложениях от концентрации нефтепродукта (бензина). Лабораторные испытания проводились в стационарном режиме при $i = 1$ в соответствии с ГОСТ 25584–2016 «Грунты. Методы лабораторного определения коэффициента фильтрации».

Ключевые слова: песчаные грунты, бензин, коэффициент фильтрации, концентрация, пористость, нефтезагрязненный грунт.

Annotation: The article presents the results of laboratory researches of the nature and degree of change in the filtration factor depending on different concentrations of gasoline for coarse sands with regard to different density of formation in dry and water-saturated states. Graphs of dependence of change of filtration coefficient of coarse sands in dry and water-saturated states in extremely dense and loose compositions on the concentration of petroleum product (gasoline) are presented. Laboratory tests were conducted in stationary mode $i = 1$ in accordance with GOST 25584–2016 «Soils. Methods of laboratory determination of filtration factor».

Keywords: sandy soils, gasoline, filtration coefficient, concentration, porosity, petroleum contaminated soil.

Введение

Авторы [1] сообщают, что 3 млрд. т. нефти, нефтепродуктов и прочих загрязняющих веществ с нефтеперерабатывающих и нефтедобывающих предприятий попадают в грунтовую толщу и в подземные воды вследствие аварий, а также утечек при их хранении и транспортировании. Конкретнее, суммарные потери нефтепродуктов составляют 1–2 % от общего объема реализации [2, 3].

Проливы нефтепродуктов на земную поверхность, приводят к изменениям в напряженно-деформированном состоянии грунтов основания из-за изменения физико-механических свойств грунта [4–8]. Для прогнозирования возможного снижения несущей способности основания и развития осадок во времени необходимо иметь представление о характере и скорости изменения характеристик грунтов. Особое внимание следует уделить исследованию коэффициента фильтрации, так как этот параметр необходим для прогнозирования осадки во времени (задача фильтрационной консолидации грунтов) [9–12].

Методы исследований

Методика проведения эксперимента заключалась в последовательности ряда действий: на первом этапе требовалось отделить крупную фракцию из полифракционного песка; затем следовало создание модельного грунта путём затворения монофракционного песка в различных концентрациях бензина; после проводилось испытание песчаного грунта на приборе КФ-1 в соответствии с ГОСТ 25584–2016 «Грунты. Методы лабораторного определения коэффициента фильтрации» в стационарном режиме. Максимальная концентрация проведения эксперимента подбиралась опытным путём до тех пор, пока снижение коэффициента фильтрации не составило приблизительно 5 %.

Результаты и их обсуждение

Исследования, проведенные в данной работе, были выполнены с целью оценки количественного изменения коэффициента фильтрации монофракционного крупного песка, загрязненного бензином в различных концентрациях по массе. На рис. 1, 2 отражены нелинейные монотонно убывающие функции асимптотического вида. Стоит отметить, что снижение коэффициента

фильтрации уменьшается при последовательном повышении концентрации на 2 % и после достижения некоторой концентрации (6 %) нефтепродукта в грунте практически не изменяется.

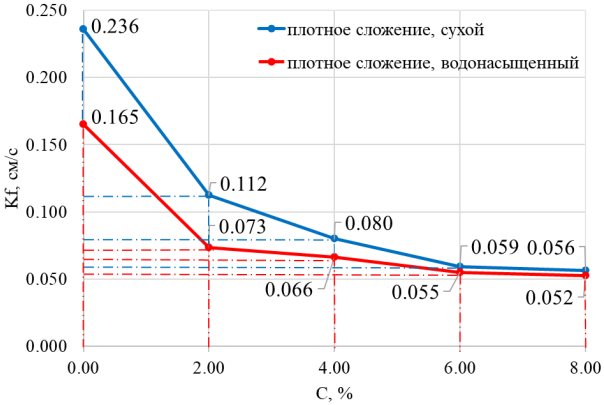


Рис. 1. Экспериментальный график зависимости коэффициента фильтрации от концентрации (0; 2; 4; 6; 8) бензина в крупном песке предельно плотного сложения

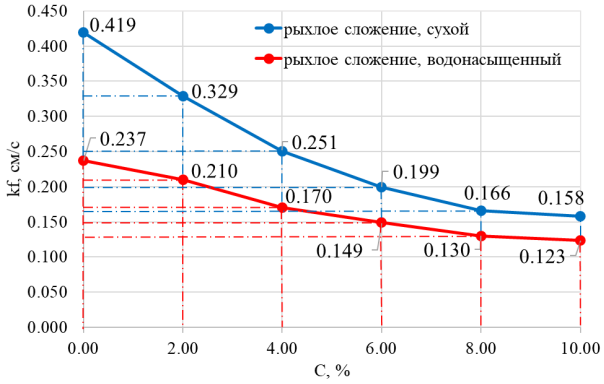


Рис. 2. Экспериментальный график зависимости коэффициента фильтрации от концентрации (0; 2; 4; 6; 8; 10) бензина в крупном песке предельно рыхлого сложения

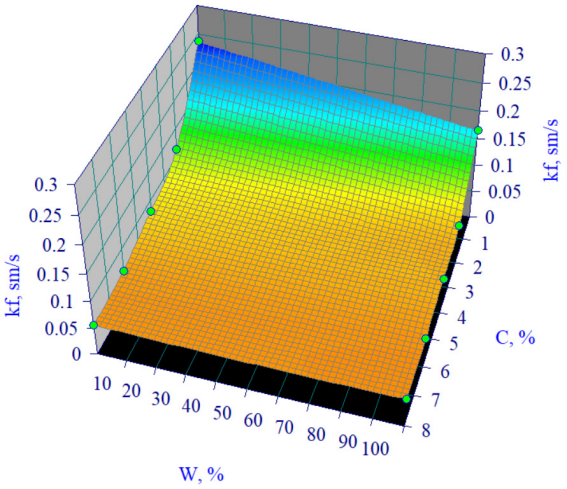


Рис. 3. Экспериментальная поверхность зависимости коэффициента фильтрации от концентрации бензина и водонасыщения в крупном песке предельно плотного сложения

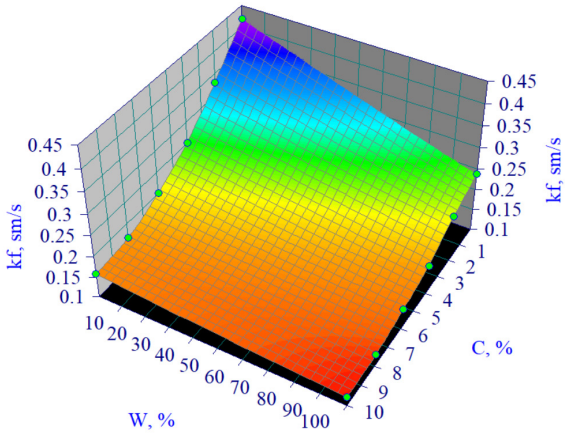


Рис. 4. Экспериментальная поверхность зависимости коэффициента фильтрации от концентрации бензина и водонасыщения в крупном песке предельно рыхлого сложения

Для наглядности результаты (рис. 1–4) сведены в таблице, где обозначены численные значения коэффициента фильтрации и степень снижения коэффициента фильтрации, выраженная в процентах по отношению к коэффициенту фильтрации в чистом песке.

Результаты определения коэффициента фильтрации и степень снижения

№ п/п	Состояние испытуемых образцов	Коэффициент фильтрации k_f, см/с (степень снижения коэффициента фильтрации относительно «чистого» песка, %)					
Песок крупный							
Концентрация нефтепродукта (бензин) *C*, %		0	2	4	6	8	10
1	Предельно рыхлое сухое	0.419	0.329 (22)	0.251 (40)	0.199 (52)	0.166 (60)	0.158 (62)
2	Предельно рыхлое водонасыщенное	0.237	0.210 (11)	0.170 (28)	0.149 (37)	0.130 (45)	0.123 (48)
3	Предельно плотное сухое	0.236	0.112 (52)	0.080 (66)	0.059 (75)	0.056 (76)	–
4	Предельно плотное водонасыщенное	0.165	0.073 (56)	0.066 (60)	0.055 (67)	0.052 (68)	–

Выводы

1. По мере увеличения концентрации нефтепродукта (бензина) в песке крупном коэффициент фильтрации снижается вне зависимости от плотности сложения и водонасыщения.

2. В рыхлых и плотных песках при одинаковых значениях концентрации нефтепродукта (бензина) фильтрация происходит быстрее при отсутствии воды в порах грунта.

3. При равных значениях влажности и концентрации нефтепродукта (бензина) в песке крупном процесс инфильтрации в рыхлом сложении происходит быстрее, чем в плотном.

Работа выполнена в рамках темы НИР № 23С24 при финансовой поддержке гранта СПбГАСУ.

Литература

1. О состоянии и об охране окружающей среды Российской Федерации в 2014 году: гос. докл. М. : Минприроды России, 2015. С. 27.

2. Дашко Р. Э., Ланге И. Ю. Негативные последствия контаминации подземной среды нефтяными углеводородами: преобразование грунтов и конструкционных материалов // Жилищное строительство. 2014. С. 56–59.

3. Дашко Р. Э., Ланге И. Ю. Влияние загрязнения нефтепродуктами и их деградации в подземной среде на геотехнические параметры песчано-глинистых грунтов // International Journal Geotechnics № 5–6. 2013. С. 50–63.

4. Шибалова Г. В., Шкаредо В. А. Оценка возможности использования глинистых грунтов, загрязненных углеводородами, в строительных целях // Природообустройство. 2017. № 5. С. 50–57. URL: https://cyberleninka.ru/article/n/otsenka-vozmozhnosti-ispolzovaniya-glinistyh-gruntov-zagryaznennyh-uglevodorodami-v-stroitelnyh-tselyah (дата обращения: 20.03.2024).

5. Каченов В. И., Середин В. В., Карманов С. В. К вопросу о влиянии нефтяных загрязнений на свойства грунтов // Геология и полезные ископаемые Западного Урала. 2011. № 11. С. 164–165.

6. Вагурина А. В. Исследование характеристик нефтезагрязненных песков // Перспективы современного строительства: Сборник статей участников Национальной (Всероссийской) научно-технической конференции, Санкт-Петербург, 10–13 апреля 2023 года. – Санкт-Петербург: Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет, 2023. С. 42–57.

7. Дашко Р. Э., Ланге И. Ю. Геотехнический анализ длительной устойчивости нефтяных резервуаров на водонасыщенных песчано-глинистых грунтах // Промышленное и гражданское строительство. 2016. № 3. С. 48–54.

8. Белов Г. П., Галлямов Э. Э., Хазиев А. Ф., Шутов Н. В. Вопросы комплексной безопасности при длительной эксплуатации нефтяных резервуаров на водонасыщенных песчано-глинистых грунтах // Электронный научный журнал Нефтегазовое дело. 2017. № 1. С. 192–201.

9. Шевченко Л. В., Ширшова И. В. Прочностные свойства мерзлых глинистых грунтов, загрязненных нефтью // Геоэкология. Инженерная геология, гидрогеология, геокриология. 2008. № 1. С. 78–84.

10. Савенок В. Е., Шаматульская Е. В. Определение нефтепроницаемости почв и грунтов расчетным методом // Веснік Віцебскага дзяржаўнага універсітэта. 2014. № 1(79). С. 44–49.

УДК 624.139

Данил Александрович Майоров,
магистрант
(Санкт-Петербургский государственный
архитектурно-строительный университет)
E-mail: danil0211@mail.ru

Danil Aleksandrovich Maiorov,
Master's degree student
(Saint Petersburg State University
of Architecture and Civil Engineering)
E-mail: danil0211@mail.ru

АЭРОДИНАМИКА ПОДПОЛЬЯ ЗДАНИЯ, РАСПОЛОЖЕННОГО НА МНОГОЛЕТНЕМЕРЗЛОМ ГРУНТЕ

AERODYNAMICS OF THE UNDERGROUND OF A BUILDING LOCATED ON PERMAFROST SOIL

В данной статье рассматриваются аэродинамические параметры вентилируемого подполья здания, получаемые с помощью численного расчета в лицензированном программном комплексе Simcenter STAR CCM+, а также учитывается влияние аэродинамических параметров на температурный режим подполья. В работе указаны конструктивные параметры здания и его подполья, представлены характерные рисунки с полями скоростей, а также графиком скоростей из программного комплекса. Все полученные данные скоростей сведены в таблицу для последующего построения графиков зависимости отношения площади продухов к площади цоколя и значений коэффициентов вентилирования подполья. В конце статьи приводится вывод.

Ключевые слова: многолетнемерзлая порода, мерзлота, аэродинамика, подполье, криолитозона.

This article discusses the aerodynamic parameters of a ventilated underground building, obtained using numerical calculations in the licensed software package Simcenter STAR CCM+, and also takes into account the influence of aerodynamic parameters on the temperature regime of the underground. The work indicates the design parameters of the building and its underground, presents characteristic drawings with velocity fields, as well as a velocity graph from the software package. All obtained speed data are summarized in a table for the subsequent construction of graphs of the relationship between the area of the vents and the area of the base and the values of the ventilation coefficients of the underground. At the end of the article there is a conclusion.

Keywords: permafrost, permafrost, aerodynamics, underground, cryolithozone.

Введение

Вечная мерзлота охватывает значительную часть Земли и составляет 22 % суши Северного полушария [1]. Для местности с мерзлым грунтом предусматриваются подполья с различной конструкцией: полностью открытые или с различными по величине продухами.

В работе [2] пришли к выводу, что здания с высотой подполья меньше 0,5 метра над землёй оказывают согревающее воздействие на многолетнюю мерзлоту из-за плохого обдува ветра, что может привести к оттаиванию мерзлоты, поэтому в данной работе принимается высота подполья 1,8 м. Ветер необходимо учитывать при расчете вентилируемого подполья, к примеру, по расчету ветра по методу Г. В. Порхаева [3, с. 16–24] или в программном комплексе *Frost 3D*.

В работе [4] приводятся данные, что в здании с открытым подпольем максимальная скорость ветра V_{max} в 1,5 раза превышает начальную скорость потока v, что приводит к более эффективному охлаждению поверхности грунта при решении двумерной задачи. Зависимость V_{max} от высоты подполья s имеет нелинейный характер, где максимум достигается при высоте подполья s = 2 м, а минимум – при s = 1,6 м.

Также по результатам *3D* расчета в *ANSYS CFX* для здания с большими размерами максимальная и средняя скорость ветра в подполье получаются выше в среднем на 15 %. Также при увеличении площади здания в 2 раза наблюдается повышение температуры на поверхности грунта. Наибольшая разница температур наблюдается в условиях естественной конвекции и равна 9,4 [5].

Главная часть

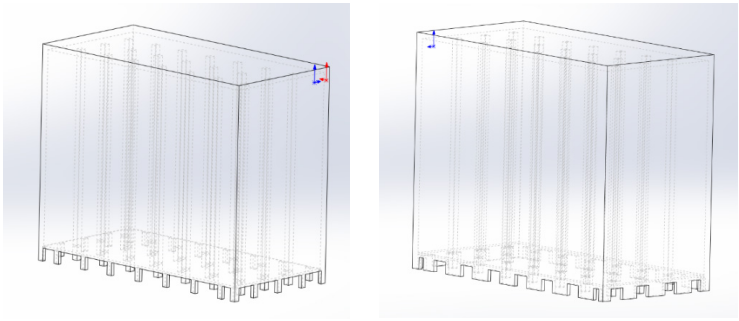
Необходимо узнать, есть ли разница в аэродинамике подполья с разным типом ограждения и если да, то какая, поскольку ветер влияет на глубину промерзания и оттаивания грунта.

Был проведен расчет аэродинамики жилого дома в лицензированном программном комплексе *Simcenter STAR CCM+*. Модель здания была разработана и импортирована из лицензированного

программного комплекса *SOLIDWORKS*. Здание имеет высоту 30 метров и ширину 18 метров, что соответствует 9-ти этажному дому, стоящему на основании на сваях.

Модель здания создавалась в двух вариациях: с полностью открытым подпольем и с небольшими продухами по всем четырем сторонам здания. Высота подполья принимается 1,8 метра.

а) *б*)



в)

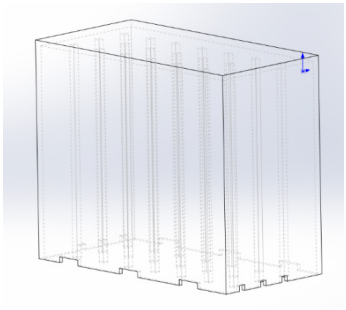


Рис. 1. 3D-модель здания с различными параметрами подполья:
а – открытое; *б* – с небольшими продухами; *в* – с небольшими продухами различного размера

Были поставлены 2 перпендикулярных сечения по зданию, проходящих через продухи для определения средних скоростей

у поверхности основания в 7 точках: 3 точки в коротком сечении и 4 точки в длинном сечении.

На рис. 2–4 представлены характерные графики и изображения полученных скоростей.

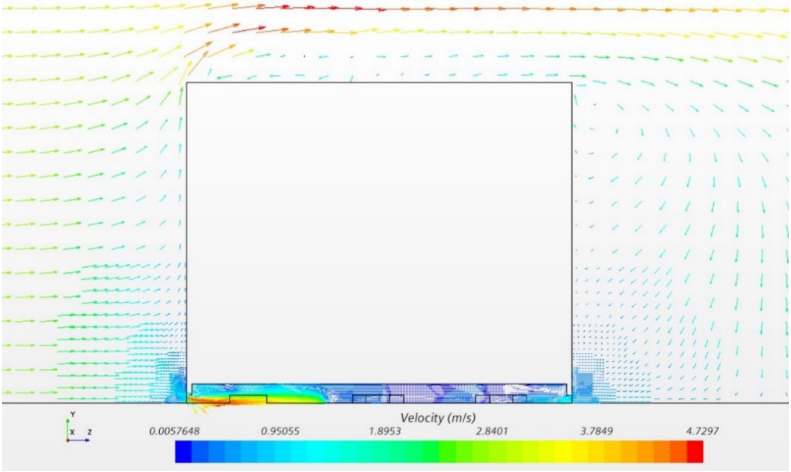


Рис. 2. Значения скоростей при скорости ветра 3 м/с
на короткую сторону здания

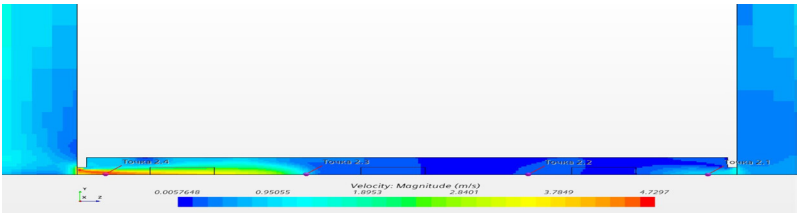


Рис. 3. Значения скоростей в зоне подполья
при скорости ветра 3 м/с на короткую сторону здания

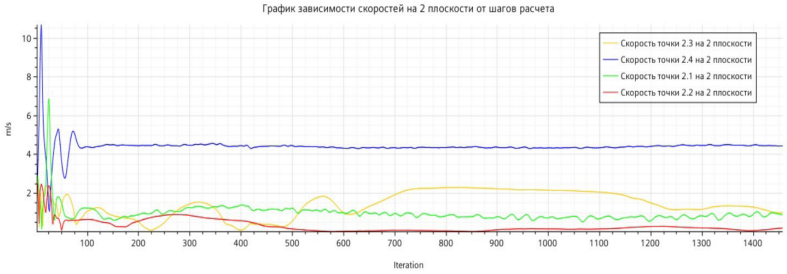


Рис. 4. График скоростей при скорости ветра 3 м/с
на короткую сторону здания

Проанализируем в таблице полученные графические данные скоростей 7 точек на двух сечениях в направлении короткой, длинной стороны здания, а также под углом 45° к обеим сторонам. В случаях, когда скорость колеблется по графику и нет стабильного значения, берем среднюю скорость от максимума и минимума диапазона варьирования. Коэффициоент вентилирования подполья вычисляется отношением полученной средней скорости в подполье на начальную скорость, которая подавалась на здание снаружи.

	Общая средняя скорость $V_{ср}$, м/с	Коэффициент вентилирования подполья, k_a
Ветер на короткую сторону здания		
Открытое подполье	3,35	**1,12**
Подполье с небольшими продухами	1,19	**0,40**
Подполье с большими продухами	2,11	**0,70**

Окончание таблицы

	Общая средняя скорость $V_{ср}$, м/с	Коэффициент вентилирования подполья, k_a
Ветер на длинную сторону здания		
Открытое подполье	3,50	**1,17**
Подполье с небольшими продухами	1,48	**0,50**
Подполье с большими продухами	2,50	**0,83**
Ветер под углом 45° к обеим сторонам		
Открытое подполье	3,05	**1,02**
Подполье с небольшими продухами	1,00	**0,33**
Подполье с большими продухами	2,11	**0,70**

Необходимо определить отношение площади продухов от площади цоколя, $A_{пр}/A_{ц}$, чтобы построить графики зависимости от коэффициента вентилирования подполья.

$$A_{ц} = A_{отк.подп.} = 182,88\ м^2;$$

$$A_{небол.прод.} = 21,6\ м^2; \frac{A_{небол.прод.}}{A_{ц}} = 0,12;$$

$$A_{бол.прод.} = 66,9\ м^2; \frac{A_{бол.прод.}}{A_{ц}} = 0,37;$$

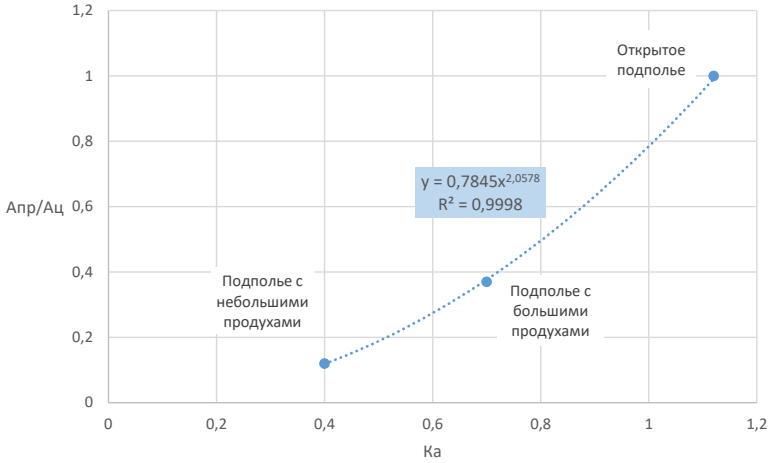


Рис. 5. График зависимости k_a от $A_{пр}/A_ц$ при ветре на короткую сторону здания

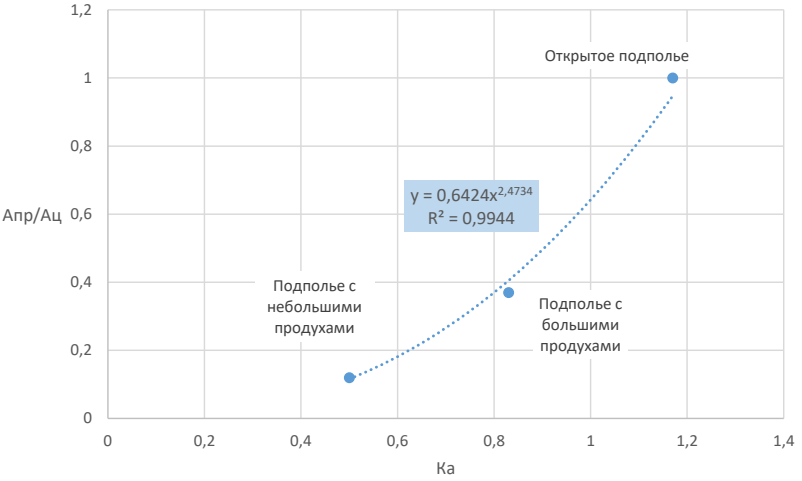


Рис. 6. График зависимости k_a от $A_{пр}/A_ц$ при ветре на длинную сторону здания

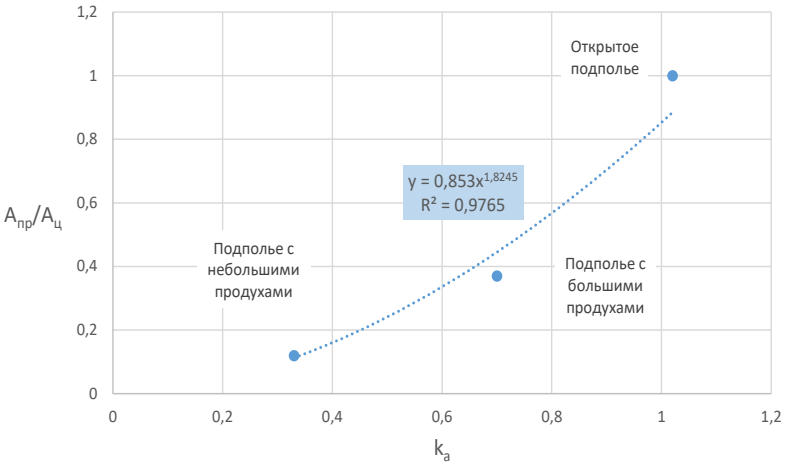


Рис. 7. График зависимости k_a от $A_{пр}/A_{ц}$ при ветре на длинную сторону здания

Смотря на результаты, необходимо отметить, что график зависимости во всех трёх случаях является степенной, для каждого графика выведено уравнение зависимости. График при ветре на короткую сторону здания более пологий, чем другие два.

По данным графикам и их уравнениям можно определять коэффициенты вентилирования подполья для различного отношения площади продухов к площади цоколя прямоугольного в плане здания при ветре на его любую сторону.

Вывод

Важно подвести итог, что необходимо в каждом частном случае здания и вида ограждающей конструкции рассчитывать аэродинамический коэффициент в программных комплексах для более точного определения глубины сезонного оттаивания грунта и температуры на его поверхности с помощью тепловых программных комплексов, к примеру, *Frost 3D*.

Литература

1. Hu Guojie & Zhao, Lin & Wu, Tonghua & Wu, Xiaodong & Park, Hotaek & Li, Ren & Zhu, Xiaofan & Ni, Jie & Zou, Defu & Hao, Junming & Li, Wangping. (2022). Continued Warming of the Permafrost Regions Over the Northern Hemisphere Under Future Climate Change. Earth's Future. 10. 10.1029/2022EF002835.

2. Younis Muna & Kahsay Meseret & Bitsuamlak G. (2023). BIM-CFD-based Thermal Analysis for Northern Buildings on Permafrost. Journal of Cold Regions Engineering. Volume 37. 10.1061/JCRGEI.CRENG-644.

3. Калачева Л. Т., Кан Т. М. Пособие по проектированию оснований и фундаментов зданий и сооружений на вечномерзлых грунтах, 1969. 129 с.

4. Рожкова К. В. Расчёт аэродинамики здания с открытым подпольем и оценка его теплового воздействия на поверхность грунта / К. В. Рожкова, Г. В. Грибовский // Мониторинг в криолитозоне : Сборник докладов Шестой конференции геокриологов России с участием российских и зарубежных ученых, инженеров и специалистов, Москва, 14–17 июня 2022 года / Под редакцией Р.Г. Мотенко. – М.: "КДУ", "Добросвет", 2022. – С. 834-841. – EDN FFKRXI.

5. Рожкова К. В. Численное моделирование аэродинамики и теплового влияния на грунт здания с открытым подпольем при варьировании его размеров / К. В. Рожкова // Технологии обустройства нефтяных, газовых и газоконденсатных месторождений : Сборник тезисов V научно-технической конференции, Томск, 21–22 сентября 2022 года / Отв. редактор А. Г. Чернов. – Томск: Акционерное общество "Томский научно-исследовательский и проектный институт нефти и газа", 2022. – С. 113-118. – EDN AQVWLX.

Содержание

СЕКЦИЯ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ И ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Ван Цзэн
Анализ напряженно-деформированного состояния стальных узлов «балка – колонна» при постоянной нагрузке 3

Васина А. А.
Экспериментальные исследования релаксации напряжений в гнутых слоях древесины....16

Гончарова Е. А.
Особенности вероятностно-статистического расчета опор воздушных линий электропередачи 33

Григорьева Е. А.
Плиты перекрытия из нержавеющей стали. Определение несущей способности....45

Давидюк Э. В.
Конструкции сверхскоростной арктической транспортно-энергетической магистрали....56

Джебби Малек
Усадка древесины в бревенчатых домах и последствия радиальной усадки....70

Закарлюкина В. М.
Оптимизация конструктивных решений транспортно-пересадочного узла «Гатчина»....86

Казанцева К. А.
Исследование влияния характера распределения нагрузок по структурной плите на НДС элементов и узлов ПСПК....98

Котова Е. В.
Экспериментальное определение длительного модуля упругости и долговечности материала из LVL при изгибе вдоль волокон....125

Лю Цзычи
Численное исследование НДС материалов на основе древесины при двухосном сжатии.....135

Ню Лоюань, Лю Цзычи
Исследование панелей CLT и деревянных конструкционных систем CLT.....145

Сенников А. Е.
Методика комплексной оценки несущей способности перекрестно-стержневых пространственных конструкций типа МАРХИ при прогрессирующем обрушении.....155

Йесид Сентельас Алманси
Оптимизация стальных ферм на основе генетического алгоритма 178

Йесид Сентельас Алманси
Оптимизация фермы по результатам расчета МКЭ с угловыми профилями.....189

Сюй Кайсюань
Влияние угла наклона волокон на прочность бруса многослойного из клееного шпона.....205

Труфанов А. С.
Влияние топологии напряженно-связанных структур тенсегрити на НДС их элементов.....215

Цао Юпэн, Никандров Л. Д.
Несущая способность и деформативность структурных плит на основе ДПК и LVL 229

Цзян Бо
Исследование механических свойств бамбука при длительном нагружении.....237

Чжянь Сиян
Обзор нагельных соединений в строительстве.....250

Ши Яньфэн
Сравнительный анализ методов расчета устойчивости холоднодеформированных тонкостенных стальных компрессионных элементов в Китае и России 257

Юрченкова А. В.
Анализ влияния размеров элементов базы колонны на ее вращательную жесткость 273

СЕКЦИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ И КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Гусейнов Алиджан Гадир оглы, Кузнецова Ю. В.
Усиление железобетонных балок по наклонным сечениям системами внешнего армирования 288

Михайлова Е. А.
Выявление причин деформаций несущих конструкций объекта культурного наследия Морского Никольского собора в г. Кронштадте 301

Новокрещенова Д. Д.
Особенности работы кирпичной стены с пилястрой при местной нагрузке 313

Новокрещенова Д. Д.
Особенности работы кирпичной стены с пилястрой, усиленной железобетонным наращиванием, при местной нагрузке 319

Смирнов А. Г.
Исследование влияния объемной доли углеродной фибры на свойства тяжелого бетона 333

Чикаева А. С.
Исследование напряженно-деформированного состояния сталежелезобетонной балки 340

СЕКЦИЯ ТЕХНОЛОГИИ СТРОИТЕЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ И МЕТРОЛОГИИ

Бачурина Е. О.
Значение квалификации сотрудников в организации 349

Бойчук Б. И.
Самоуплотняющийся бетон: свойства, преимущества, применение и лабораторные исследования 356

Володин М. А., *Топильский Н. А.*
Влияние наноцеллюлозы на свойства строительных материалов 364

Карманщиков И. Ю.
Механизм взаимодействия высокопрочной арматуры и сталефибробетона 373

Копров Д. А.
Создание верхнего слоя дорожной одежды из асфальтоцементобетона 379

Маньков А. А.
Виды ремонта: термины, критерии, исторический опыт 386

Мнацаканьян А.
Применение самоуплотняющегося бетона в гражданском строительстве 393

Новиков А. А., *Угольников И. В.*
Оценка эффективности фибры в дисперсно армированных бетонах 400

Панова В. К.
Особенности выбора строительных материалов для реставрации объектов историко-культурного наследия 405

Топильский Н. А., *Володин М. А.*
Критический обзор методов определения водонепроницаемости бетона 410

Угольников И. В., *Новиков А. А.*
Процессы деформирования дисперсно армированных бетонов
под нагрузкой.....418

Щетников И. В.
Проблемы метрологической оценки смесей
для конструкционного ремонта бетонных
и железобетонных конструкций 424

СЕКЦИЯ ГЕОТЕХНИКИ

Куляшов И. Д., *Вагурина А. В.*
Исследование фильтрационных свойств крупных песков
при загрязнении бензином 430

Майоров Д. А.
Аэродинамика подполья здания, расположенного
на многолетнемерзлом грунте 436

Научное издание

СБОРНИК СТАТЕЙ МАГИСТРАНТОВ И АСПИРАНТОВ СТРОИТЕЛЬНОГО ФАКУЛЬТЕТА

Том 1

Компьютерная верстка *М. В. Смирновой*

Подписано к печати 27.06.2024. Формат 60×84 $^{1}/_{16}$. Бумага офсетная.
Усл. печ. л. 26,16. Тираж 300 экз. Заказ 79. «С» 59.
Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет.
190005, Санкт-Петербург, 2-я Красноармейская ул., д. 4.
Отпечатано на МФУ. 198095, Санкт-Петербург, ул. Розенштейна, д. 32, лит. А.