

**МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ  
РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ**

УЧРЕЖДЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ  
«БРЕСТСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ  
ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»  
Отраслевая лаборатория «Научно-  
исследовательский центр инноваций  
в строительстве» (ОЛ НИЦИС)  
Архитектурно-строительный факультет

**МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО  
ОБРАЗОВАНИЯ РОССИЙСКОЙ  
ФЕДЕРАЦИИ**

ФГБОУ ВО «НАЦИОНАЛЬНЫЙ  
ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ  
МОСКОВСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ  
СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»  
ФГАОУ ВО «СЕВЕРО-ВОСТОЧНЫЙ  
ФЕДЕРАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ ИМЕНИ  
М. К. АММОСОВА»  
ФГБОУ ВО «ВЛАДИМИРСКИЙ  
ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ  
ИМЕНИ АЛЕКСАНДРА ГРИГОРЬЕВИЧА  
И НИКОЛАЯ ГРИГОРЬЕВИЧА СТОЛЕТОВЫХ»

# **СОВРЕМЕННЫЕ СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ, МАТЕРИАЛЫ И ТЕХНОЛОГИИ**

Modern building structures, materials and technologies

**MBSM&T-2025**

*Сборник тезисов I Международной научной конференции  
г. Брест, 19–21 ноября 2025 года*

Брест 2025

УДК [69:69.07]+69.05(08)  
ББК 38.5+38.3+38.6Я43  
С 56

***Рецензент:***

**Деркач В. Н.** – д. т. н., директор Филиала РУП «Институт БелНИИС» – «Научно-технический центр»

***Редколлегия:***

**Тур В. В.** – д. т. н., профессор  
**Найчук А. Я.** – д. т. н., доцент  
**Шалобыта Н. Н.** – к. т. н., доцент, проректор по научной работе БрГТУ  
**Кривицкий П. В.** – к. т. н., доцент, заведующий ОЛ НИЦИС НИЧ  
**Акулова О. А.** – к. т. н., доцент, доцент кафедры ТБиСМ  
**Матвеевко Н. В.** – к. т. н., вед. научный сотр. ОЛ НИЦИС НИЧ  
**Невдах А. А.** – мл. науч. сотр. ОЛ НИЦИС НИЧ  
**Ткачук И. В.** – мл. науч. сотр. ОЛ НИЦИС НИЧ  
**Чернявский И. Д.** – мл. науч. сотр. ОЛ НИЦИС НИЧ  
**Шелест Е. В.** – мл. науч. сотр. ОЛ НИЦИС НИЧ  
**Винник Н. С.** – начальник ЦМиИД  
**Ковальчук Е. Н.** – специалист ЦМиИД

С 56 Современные строительные конструкции, материалы и технологии = Modern building structures, materials and technologies : сб. тезисов I Междунар. науч. конф., Брест, 19–21 ноября 2025 г. / Брест. гос. техн. ун-т, Нац. иссл. Моск. гос. строит. ун-т, Северо-Восточный федеральный ун-т им. М. К. Аммосова, Владимирский гос. ун-т им. Александра Григорьевича и Николая Григорьевича Столетовых ; редкол.: В. В. Тур [и др.]. – Брест : БрГТУ, 2025. – 212 с.

ISBN 978-985-493-676-5

В сборник вошли тезисы по итогам I Международной научно-практической конференции «Современные строительные конструкции, материалы и технологии» (Modern Building Structures, Materials and Technologies, 19–21 ноября 2025 года, БрГТУ, Брест), в котором представлены результаты исследований преподавателей, научных сотрудников, аспирантов и магистрантов высших учебных заведений и ведущих специалистов проектных, строительных и производственных предприятий Республики Беларусь, Российской Федерации и Республики Узбекистан.

УДК [69:69.07]+69.05(08)  
ББК 38.5+38.3+38.6Я43

ISBN 978-985-493-676-5

© Издательство БрГТУ, 2025

# PERFORMANCE-MIX CO-OPTIMIZATION IN SELF-COMPACTING FIBER-REINFORCED CONCRETE

*Zhang Chunhui<sup>1</sup>, Inessa Pavlova<sup>2</sup>*

<sup>1</sup> *Postgraduate, Brest State Technical University, Brest, Belarus,  
e-mail: zch17853496718@163.com*

<sup>2</sup> *PhD, Associate Professor, Dean of the Faculty of Architecture and Civil  
Engineering, Brest State Technical University, Brest, Belarus*

## **Abstract**

This review compiles quantitative evidence on self compacting fiber reinforced concrete, focusing on specification windows and fiber dosage effects. Practice targets are slump flow 650 to 800 millimetres, T500 about 2 to 5 seconds, V funnel about 8 to 14 seconds, L box H2 over H1 not less than 0,80 and J ring step not more than 10 millimetres. Steel fibers enhance tensile and flexural response but narrow the fresh property window, with slump flow decreases of 50 millimetres at 0,25 % and 220 millimetres at 0,50 %, and V funnel increases of 11 %, 38 %, 50 % and 63 % at 0,25, 0,50, 0,75 and 1,00 %; compliant mixes show T500 near 2,2 to 3,5 seconds. A compact table links dosage to changes in slump flow, T500, V funnel and passing checks, and a variable response map connects paste content, grading, admixture compatibility and fiber geometry to acceptance indices, supporting mix design and verification under dense reinforcement and long delivery.

**Keywords:** self compacting concrete, steel fiber, fresh properties, slump flow, V funnel, L box, passing ability, pumpability, mix design

## **Introduction**

Self compacting fiber reinforced concrete in congested members and long delivery must satisfy passing ability, stability and pumpability, while fibers that improve toughness also raise flow resistance and the risk of blockage or segregation [1]. Practice relies on slump flow with T500, V funnel and J ring or U box to control filling, viscosity and passing, yet many studies list mix tactics without converting these metrics into a site facing acceptance route that links laboratory windows to placement and pumping limits [2]. Here a performance window is defined that ties target ranges for these tests to paste volume, aggregate grading, admixture compatibility and fiber content and geometry, aligning mix adjustments and on site checks to verify passing and stability together with strength, cost and durability under realistic delivery conditions.

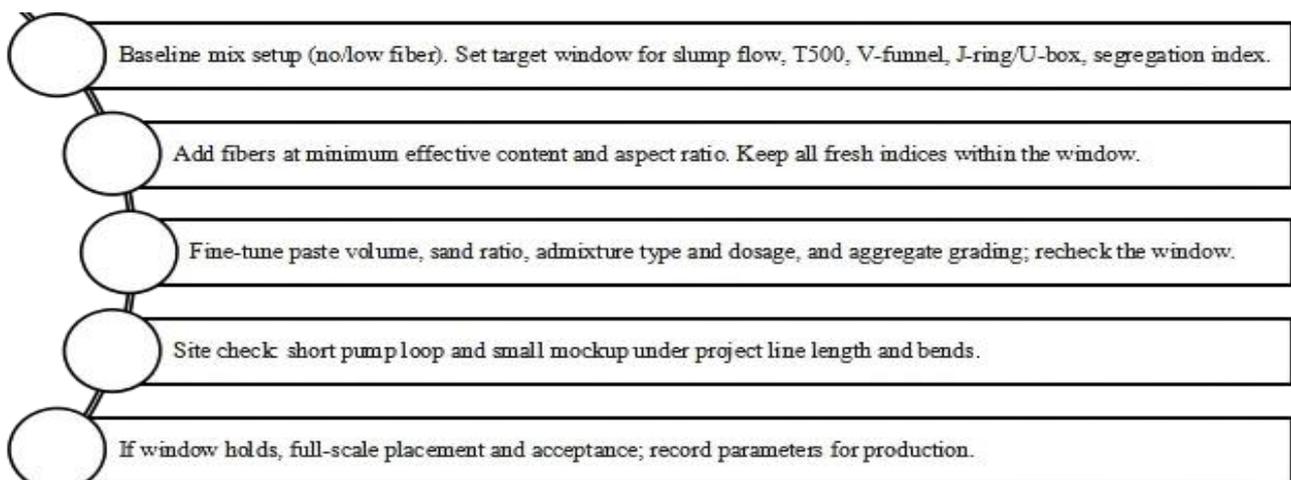
## **Literature review**

Field practice uses a common acceptance set for self compacting fiber reinforced concrete: slump flow with T500 for filling and cohesion, V funnel for stability, J ring or U box for passing, and sieve or visual indices for segregation, with performance governed by paste volume, continuous grading, admixture compatibility and fiber dosage and geometry [3]. These tests act as a window that narrows with reinforcement congestion and pumping length, so mixes require context specific tuning [3]. Fibers improve post cracking response but can reduce filling and passing when volume fraction or aspect ratio exceed workable ranges; guidance pairs a minimum effective fiber content with adjustments to paste, sand ratio and superplasticizer to keep segregation

low and V funnel and J ring within limits [4]. Pressure based analyses of pumped self consolidating concrete show rising apparent viscosity along the line, longer V funnel times and larger J ring differences, so stability and passing windows tighten with pressure and temperature and require tighter targets and small on site checks before full placement [5].

### Materials and methods

Searches of Scopus, Web of Science Core Collection and Google Scholar for 2010 to 2025 included peer reviewed articles and standards with numerical results for slump flow, T500, V funnel, L box, J ring and strength, excluded non SCC and no data items, and recorded binder system, water to binder ratio, maximum aggregate size, fiber descriptors, test method and outcomes, with fresh data harmonised to SCC classes SF1 to SF3, VS1 to VS2, VF1 to VF2, PA1 to PA2 and SR1 to SR2. The literature supports a window based approach that ensures compatibility with polycarboxylate superplasticizers, holds water to binder ratio constant with moisture correction, and varies paste volume, sand ratio, upper aggregate size, admixture dosage and fiber geometry [6]. Reported practice follows three steps that tune a baseline mix to meet acceptance limits, select the minimum effective fiber content and aspect ratio while keeping indices within the window, and refine one variable at a time, as summarised in Figure 1 [7].



*Figure 1 – Performance-window – based mix-design co-optimization and site-verification workflow for self-compacting fiber-reinforced concrete (SFRSCC)*

### Results

According to widely used standards for SCC, slump flow is classified as SF1 to SF3, T500 as VS1 to VS2, V funnel as VF1 to VF2, L box as PA1 to PA2, and sieve segregation as SR1 to SR2. Typical practice targets are slump flow 650 to 800 millimetres, T500 about 2 to 5 seconds, V funnel about 8 to 14 seconds, L box passing ratio H2 over H1 not less than 0,80, and J ring blocking step not more than 10 millimetres; the classification and acceptance windows follow the European Guidelines for SCC and EN 12350 parts 8, 9, 10 and 12 with segregation classes per EN 206, see Table 1 [8–12].

**Table 1** – Standard tests and specification windows for self compacting concrete and SFRSCC [8–12]

Property and test	Standard	Classification or acceptance window	Typical target for structural practice
Slump flow, diameter in millimetres	EN 12350-8	SF1 550 to 650; SF2 660 to 750; SF3 760 to 850	650 to 800
T500, time in seconds	EN 12350-8	VS1 2 or less; VS2 more than 2	about 2 to 5
V funnel, time in seconds	EN 12350-9	VF1 8 or less; VF2 9 to 25	about 8 to 14
L box, passing ratio H2 over H1	EN 12350-10	acceptance not less than 0,80	not less than 0,80
J ring, blocking step in millimetres	EN 12350-12	commonly used limit not more than 10	not more than 10
Sieve segregation, SR %	European Guidelines and EN 206	SR1 not more than 20; SR2 not more than 15	15 or less for tall vertical elements

Steel fibers reduce slump flow and passing with dosage, while T500 and V funnel times rise; compliant mixes are maintained by increasing paste volume, reducing the maximum aggregate size and adjusting high range water reducers and viscosity modifying admixtures. Quantitatively, V funnel time increases are about 11 %, 38 %, 50 % and 63 % at 0,25, 0,50, 0,75 and 1,00 % fiber volume, with slump flow losses near 50 mm at 0,25 % and 220 mm at 0,50 % for hooked end fibers, and compliant T500 about 2,2–3,5 s at slump flow about 600–700 mm. Compressive strength changes little, while splitting tensile and flexural strengths increase, for example flexural from about 6,2 MPa to 7,0 MPa at 1,05 % micro steel fibers; details are given in Table 2 [13–15].

**Table 2** – Numeric effects of steel fibers in self compacting concrete

Fiber set	Dose (% vol)	Slump flow $\Delta$ (mm)	T500 (s)	V-funnel $\Delta$ (%)	Passing limits	Mechanical
Hooked end SF [13,14]	0,25 to 1,00	-50 at 0,25; -220 at 0,50	2,2 to 3,5	+11 at 0,25; +38 at 0,50; +50 at 0,75; +63 at 1,00	H2/H1 min 0,80; J-ring max 10 mm	split, flexural +; compressive 0 to -7 %
Micro or short SF [15]	0,90 to 1,05	600 to 700	2,2 to 3,5	up with dosage	H2/H1 min 0,80	flexural +10 to +15 % (6,2 to 7,0 MPa at 1,05 %)
SF in M to H strength SCC [13]	0,50 to 2,00	down with dosage	up with dosage	up with dosage	passing loss in dense cages unless paste, grading adjusted	toughness +; compressive to -7,5 %

Note – H2 and H1 are the downstream and upstream heights in the L-box after flow stops; H2/H1 is the L-box passing ratio per EN 12350-10, acceptance not less than 0,80. J-ring step is the height difference measured in the J-ring test per EN 12350-12, acceptance not more than 10 mm. “Dose (% vol)” is fiber volume fraction of concrete. “ $\Delta$ ” means change relative to a SCC reference without fibers. “+” means increase, “-” means decrease. “M to H” means medium to high strength SCC. “SF” means steel fibers. Units: mm millimetres, s seconds, % %.

At constant water to binder ratio, more paste lowers yield stress, shortens time to target spread, and gives larger slump flow with smaller T500, while less paste or coarser sand slows flow, lengthens V funnel time, and increases the J ring or U box spread difference; continuous grading stabilises indices and limits segregation, and T500 with V funnel reveal hidden viscosity differences [16].

Higher fiber content or aspect ratio improves residual capacity but raises flow resistance near the paste packing limit, seen as lower spread, longer T500 and V funnel times, and greater passing loss in congested reinforcement; shorter or hybrid fibers reduce these penalties, and superplasticizer recovers spread only within the compatibility range, since overdose causes segregation even at large spread [17]. Under long line pumping, mixes stable in static tests can drift to higher viscosity, indicated by longer V funnel after circulation and a larger J ring difference, with line pressure confirming real rheology change; pressure based interpretation separates cases correctable by modest paste and admixture adjustment from those that require shorter fibers or lower fiber content [16–18]. Table 3 summarises the variable response map and field cues.

**Table 3** – Variable response map and field cues

Variable change	Fresh indices (slump flow, T500, V-funnel, J-ring or U-box)	Segregation index	Field cue
Paste volume increased	Larger spread, shorter T500, shorter V funnel time, passing improves	May rise if cohesion is insufficient	Suitable for dense reinforcement; confirm stability
Paste volume decreased or coarser sand	Smaller spread, longer T500, longer V funnel time, passing decreases	Often lower at first, blockage risk increases	Restore with modest paste increase or finer sand
Continuous grading	Indices stable at similar spread, passing improves	Lower and steadier	Prefer for long pumping distance
Superplasticizer dosage increased within compatibility	Spread and passing improve, T500 and V funnel time shorten	Stable when compatibility is good	Stop at the lowest effective dose
Fiber volume or aspect ratio increased	Spread decreases, T500 and V funnel time lengthen, passing decreases	Stable if dispersion is uniform	Limit to the minimum effective content
Shorter or hybrid fibers at the same content	Spread recovers, T500 and V funnel time shorten, passing improves	Little change	Useful compromise for congested reinforcement

## Conclusion

This review aligns self compacting fiber reinforced concrete with a clear acceptance window and a concise set of adjustment levers. For structural practice, mixes that target slump flow 650 to 800 millimetres, T500 about 2 to 5 seconds, V funnel about 8 to 14 seconds, L box H2 over H1 not less than 0,80 and J ring step not more than 10 millimetres provide a workable basis. Minimum effective fiber volume is preferred, with short or hybrid fibers used where passing is critical. Paste fraction, sand grading and high range water reducer selection are tuned one at a time to keep all fresh indices within the window. The numeric table in the results section gives direct cues for expected changes with dosage, while the variable response map supports diagnosis and correction during proportioning and placement. The approach offers a compact reporting template and facilitates comparison across studies.

## References

1. Ahmad, J. Steel Fiber Reinforced Self-Compacting Concrete: A Comprehensive Review / J. Ahmad, Z. Zhou, A. F. Deifalla // *International Journal of Concrete Structures and Materials*. – 2023. – Vol. 17, No. 1. – Art. 51.
2. Onyelowe, K. C. A Critical Review of Rheological Models in Self-Compacting Concrete for Sustainable Structures / K. C. Onyelowe, D. P. N. Kontoni // *Scientific Reports*. – 2023. – Vol. 13. – Art. 21296.
3. Pressure-Based Analysis of Rheological Equilibrium Distances of Pumped Self-Consolidating Concrete (SCC) / F. Li, W. Shen, Y. Ji [et al.] // *Construction and Building Materials*. – 2024. – Vol. 411. – Art. 134517.
4. A New Model to Predict the Optimal Mix Design of Self-Compacting Concrete Considering Powder Properties and Superplasticizer Type / J. Zhang, G. Han, D. Shen [et al.] // *Journal of Materials Research and Technology*. – 2022. – Vol. 19. – P. 3980–3993.
5. Assessment of High-Performance Self-Consolidating Concrete through an Experimental and Analytical Multi-Parameter Approach / G. H. Ahmed, H. Ahmed, B. Ali [et al.] // *Materials*. – 2021. – Vol. 14, No. 4. – Art. 985.
6. Fresh Properties and Flexural Strength of Self-Compacting Concrete Integrating Coal Bottom Ash / N. Jamaluddin, A. F. Hamzah, M. H. W. Ibrahim [et al.] // *MATEC Web of Conferences*. – 2016. – Vol. 47. – Art. 01010.
7. Kefelegn, A. Performance of Self-Compacting Concrete Used in Congested Reinforcement Structural Element / A. Kefelegn, A. Gebre // *Engineering Structures*. – 2020. – Vol. 214. – Art. 110665.
8. European Project Group. *European Guidelines for Self-Compacting Concrete : Specification, Production and Use*. Brussels: The European Project Group, 2005.
9. European Committee for Standardization (CEN) : EN 12350-8:2010. Testing fresh concrete. Self-compacting concrete. Slump-flow test. – Brussels : CEN, 2010. – Part 8.
10. European Committee for Standardization (CEN) : EN 12350-9:2010. Testing fresh concrete. Self-compacting concrete. V-funnel test. Brussels: CEN, 2010. – Part 9.
11. European Committee for Standardization (CEN) : EN 12350-10:2010. Testing fresh concrete. Self-compacting concrete. L-box test. Brussels: CEN, 2010. – Part 10.
12. European Committee for Standardization (CEN) : EN 12350-12:2010. Testing fresh concrete. Self-compacting concrete. J-ring test. Brussels: CEN, 2010. – Part 12.
13. Ahmad, J. Steel Fiber Reinforced Self-Compacting Concrete: A Comprehensive Review / J. Ahmad, Z. Zhou, A. F. Deifalla // *International Journal of Concrete Structures and Materials*. – 2023. – Vol. 17, No. 1. – Art. 51.
14. Strength and Flexural Behavior of Steel Fiber and Silica Fume Incorporated Self-Compacting Concrete / A. M. Saba, A. H. Khan, M. N. Akhtar [et al.] // *Journal of Materials Research and Technology*. – 2021. – Vol. 12. – P. 1380–1390.
15. Al Rifai, M. M. Effect of Micro Steel Fibers Volume Fraction on Behavior of High-Strength Self-Compacting Concrete / M. M. Al Rifai, K. S. Sikora, M. N. S. Hadi // *Construction and Building Materials*. – 2024. – Vol. 450. – Art. 138709.
16. Liu, D. Concrete Pumpability Assessment with Rheology-Based Analytical Model / D. Liu, Y. Zhan // *KSCE Journal of Civil Engineering*. – 2024.
17. Influence of Admixture Source on Fresh Properties of Self-Consolidating Concrete / N. Ghafoori, A. Gbadamosi, H. Diawara [et al.] // *Materials*. – 2024. – Vol. 17, No. 13. – Art. 3215.
18. Mastali, M. Fresh and Hardened Properties of Self-Compacting Concrete Reinforced with Hybrid Recycled Steel–Polypropylene Fiber / M. Mastali, A. Dalvand // *Journal of Materials in Civil Engineering*. – 2017. – Vol. 29, No. 6. – Art. 04017012.

# ON A PROMISING WAY TO SAVE ENERGY WHEN HEATING AND VENTILATING LIVESTOCK BUILDINGS USING SOLAR ENERGY

*Sh. Kh. Ergashev<sup>1</sup>, Zh. D. Sadykov<sup>2</sup>, S. M. Shamuratova<sup>3</sup>, B. T. Sherkulov<sup>4</sup>*

<sup>1</sup> *Candidate of technical sciences, professor, Department of thermal power engineering*

<sup>2</sup> *Senior lecturer, Department of thermal power engineering*

<sup>3</sup> *Lecturer, Department of thermal power engineering*

<sup>4</sup> *Lecturer, Department of thermal power engineering, Karshi state technical university, Karshi, Republic of Uzbekistan, e-mail: sadikovjd57@inbox.ru*

## **Annotation**

The design of a passive solar system for heating and ventilating livestock buildings is considered.

**Keywords:** Solar energy, passive solar system, ventilation, livestock building.

**Introduction.** Solar energy has practically unlimited resources, and installations based on it are more environmentally friendly than other energy sources. They are not related to environmental pollution problems.

Every year, the Earth's surface receives energy from the Sun. If we compare this energy with estimates of the energy contained in the explored reserves of natural gas, coal, oil, and uranium, it becomes clear that in one week, the Earth receives from the Sun such a quantity of energy that exceeds all known energy reserves on Earth by more than two times.

**Subject of research.** In many countries, increasing attention is being paid to the practical use of solar energy, primarily for hot water supply and building heating, and sufficient experience has been accumulated in the development and operation of heat supply systems, in which solar energy is effectively used throughout the year [2].

From an economic point of view, the solar heat supply system should be designed so that it provides only a portion of the annual heat load, and the missing amount of heat is added as needed through an additional energy source [1].

**Goals.** Currently, specialists' attention is drawn to "passive" solar heating systems, whose main advantages are cost-effectiveness and ease of operation. In buildings equipped with passive heating systems, the absorption, accumulation, and transportation of heat in such buildings occurs naturally using architectural-planning and structural solutions without the use of special expensive heliotechnical and engineering equipment. Along with cost-effectiveness, the implementation of passive systems is a highly effective means of combating environmental pollution. Buildings equipped with passive heating systems, the southern wall of which has one or two-layered glazing. Simplicity and relatively low cost are a solid basis for the widespread use of passive systems. It has been established that passive solar systems can surpass active solar systems in terms of cost-effectiveness and even compete with liquid fuel heating systems. The cost of a building with a passive solar radiation energy utilization system is approximately equal to the cost of an ordinary residential building of the same category.

**Materials and methods.** The introduction of passive solar energy systems into practice will make it possible to significantly reduce the consumption of thermal energy for heating residential, public buildings and agricultural structures based on widespread use. An agricultural facility using a passive solar heating and ventilation system allows [1]:

- reduce heat losses through transparent coating by reducing the temperature of the blackened surface while increasing heat transfer through the heat-accumulating walls;
- the possibility of supplying heated fresh air to the premises during the cold period of the year;
- to improve the ventilation of the premises by natural or forced means.

It should also be noted that the use of solar energy for heat supply has great prospects for widespread use in individual households, where the use of solar energy is already expedient. Widespread and targeted energy conservation will allow for the conservation of fuel and energy resources.

**Results.** Animal husbandry today acts as a powerful energy consumer. A significant portion of energy expenditure is attributed to maintaining optimal microclimate parameters on farms, which contributes to increased productivity. Optimal air parameters in livestock buildings, temperature +12...16° C, relative humidity 60...70 % [4]. The stability of the animal's body's thermal balance depends on the stability of the environment's temperature. When maintaining the required temperature in combination with other necessary room parameters, product yield can increase by 30 % [3]. Therefore, livestock buildings must be equipped with an effective ventilation and heating system.

The most common type of heating in animal husbandry is water heating. In some places according to climatic zones and taking into account the duration of the heating season in agricultural facilities, preference is given to air heating combined with inlet ventilation. Boiler houses are built for water and steam heaters, which is not always economically advantageous.

One of the main elements in creating the necessary microclimate in agricultural facilities is ventilation. The presence of an unorganized inflow of cold air into the heated room leads to the need for an additional consumption of 40...62 kJ of heat per 1m<sup>3</sup> of cold air [1, 4].

**Conclusions.** In the agriculture of the southern regions of the republic, there are opportunities for the introduction of solar technology (use of solar energy), it is possible to develop and improve construction in agricultural buildings – this will give:

- firstly, saving fuel for heating the premises;
- secondly, the cost of the produced products will be lower than that of natural heating;
- thirdly, the construction of such systems is not more expensive and simple than with heating systems.

To reduce energy consumption for heating and ventilation, it is necessary to purposefully expand the design and construction of agricultural structures not only with high-quality thermal insulation of building structures, but also with passive solar heating systems with a heat-accumulating wall.

In the future, the heating of agricultural facilities can be replaced by non-traditional renewable energy sources.

#### References

1. Андерсон, Б. Солнечная энергия (основы строительного проектирования) / Б. Андерсон. – М. : Стройиздат, 1982. – 376 с.
2. Даффи, Дж. А. Тепловые процессы с использованием солнечной энергии / Дж. А. Даффи, У.А. Бекман. – М. : Мир, 1977. – 420 с.
3. Сканави, А. Н. Отопление / А. Н. Сканави. – М. : Стройиздат, 1988. – 416 с.
4. Шпаков, Л. И. Водоснабжение, канализация и вентиляция на животноводческих фермах / Л. И. Шпаков, В. В. Юнаш. – М. : ВО Агропромиздат, 1987. – 146 с.

# USING MODERN SOLAR-ELECTRIC CHARGING STATIONS TO ENSURE THE ENERGY EFFICIENCY OF ELECTROMOBILES

*T. B. Esanov*

*Lecturer, Department of thermal power engineering, Karshi state technical university, Karshi, Republic of Uzbekistan, e-mail: sadikovjd57@inbox.ru*

## **Annotation**

The article examines the prospects of using modern solar-electric charging stations to ensure the energy efficiency of electric vehicles. The main components of such stations, including photovoltaic panels, batteries, and energy management systems, have been described.

**Keywords:** Solar-electric charging stations, solar energy, electrical grid, battery banks, energy management systems.

**Introduction.** Traditional fossil fuel vehicles have a significant impact on the environment, contributing to increased greenhouse gas emissions and air pollution.

In this regard, in recent years, there has been an active transition to the use of electric vehicles that demonstrate high energy efficiency and practically do not create direct emissions during operation.

**Subject of research.** One of the promising areas in this area is solar-electric charging stations, which combine the use of solar energy and energy from the electrical grid. Such stations are capable of providing a more stable and cost-effective solution for charging electric vehicles, especially in regions with high solar activity [1, 3].

**Goals.** The relevance of implementing solar-electric charging stations lies in their ability to increase the energy efficiency of the entire transport system. They not only ensure reliable energy supply for electric vehicles but also contribute to optimizing resource utilization by reducing dependence on fossil fuels. In addition, solar charging stations open up new opportunities for the development of smart energy systems, which allow for the integration of renewable energy sources into broader networks, improving the stability and sustainability of energy infrastructure.

**Materials and methods.** Solar-electric charging stations are a complex energy system that combines the use of solar energy and electrical energy from a centralized network. Their structure includes several key components that work in close integration:

- photoelectric panels (solar batteries) – they convert solar radiation into electricity using semiconductor materials;
- energy storage system (accumulator batteries) – ensures the accumulation of excess energy generated by solar panels during daytime for subsequent use during night hours or periods of increased energy consumption;
- inverters – convert the direct current generated by solar panels into alternating current, which is used to charge electric vehicles or supply them to the electrical grid;
- energy management system – an intelligent controller that optimizes the distribution of energy between solar panels, batteries, and the electrical grid, ensuring uninterrupted power supply and maximum energy efficiency [2, 3].

Solar-electric charging stations have several advantages, these advantages can be divided into ecological, technical, and economic aspects:

- reduction of CO<sub>2</sub> emissions, the use of solar energy allows to significantly reduce the carbon footprint, especially in regions with high solar activity;
- conservation of natural resources, reduction of the need for electricity produced using fossil fuels, which contributes to the sustainable use of natural resources;
- increasing the reliability of energy supply, thanks to the energy storage system and the use of two power sources, solar-electric charging stations ensure uninterrupted operation even during power outages;
- intelligent energy management, the control system allows for optimal load distribution, reducing peak load on the network and increasing overall energy efficiency;
- reduction of electricity costs, use of solar energy for charging allows owners of electric vehicles to significantly save on electricity costs;
- reduction of operating costs, solar-electric charging stations require minimal maintenance due to the high reliability of solar panels and modern battery systems.

**Results.** Modern solar-electric charging stations use advanced technologies to optimize the charging process of electric vehicles. The main task is to ensure fast, safe, and efficient charging with minimal energy losses and reduced load on the power grid.

Charging technologies:

- fast charging devices allow you to charge the battery of an electric car by 80 % in 30–40 minutes;
- an alternating current with a power of 7 to 22 kW is used. This method is suitable for charging at night or in places with low network load.

The application of modern charging technologies and energy storage systems allows for a significant increase in the efficiency of solar-electric charging stations [1–3].

**Conclusions.** Based on the conducted research, the following conclusions can be drawn:

- the integration of intelligent control systems into solar charging stations opens up new opportunities for optimizing energy consumption and increasing the stability of the entire energy system;
- intellectualization and environmental sustainability are key areas for the development of solar power charging stations.

Thanks to the application of modern energy management and storage technologies, solar power plants are capable of significantly reducing the carbon footprint and providing reliable energy supply, which corresponds to global trends in transitioning to environmentally friendly and sustainable energy.

#### References

1. Иванов, И. И. Энергоэффективные технологии в электроэнергетике / И. И. Иванов, П. П. Петров. – М. : Энергия, 2018. – 320 с.
2. Нуриев, Ш. А. Энергетика и экология / Ш. А. Нуриев, Ж. Н. Алимов. – Ташкент : Фан ва технологиялар, 2022. – 300 с.
3. Рахимов, И. Ж. Технологии повышения эффективности зарядных станций / И. Ж. Рахимов, Ф. Н. Исмоилов. – Ташкент : Университет, 2023. – 290 с.

# USING HEAT PUMPS FOR HEAT SUPPLY OF AGRICULTURAL BUILDINGS AND STRUCTURES

*A. S. Dusyarov<sup>1</sup>, Zh. D. Sadykov<sup>2</sup>, I. M. Fayzullayev<sup>3</sup>*

<sup>1</sup>*Candidate of technical sciences, professor, Department of thermal power engineering*

<sup>2</sup>*Senior lecturer, Department of thermal power engineering*

<sup>3</sup>*Senior lecturer, Department of thermal power engineering, Karshi state technical university, Karshi, Republic of Uzbekistan, e-mail: sadikovjd57@inbox.ru*

## **Annotation**

The paper considers the possibility of using heat pumps for heat supply of agricultural buildings.

**Keywords:** heat pump, heat energy, heat supply, agricultural building.

**Introduction.** The problem of heat supply of agricultural structures is one of the most acute in the energy sector. Currently, energy saving and rational use of energy resources in agriculture is an urgent problem for many industries.

The heat pump is a device for transferring thermal energy from the source to the consumer. According to forecasts of the World Energy Committee, until 2020 in advanced countries, heating and hot water supply using a heat pump will be 75 % [1, 2]. This forecast is successfully confirmed and at present there are about 30 million thermal pump of various unit power – from several kilowatts to hundreds of megawatt.

**Subject of research.** The source of low potential warmth can be warm both natural and artificial origin. Industrial discharges can act as artificial sources of low potential heat:

- tell technological processes;
- bead heat dissipation.

The ideal source of heat should give a stable temperature and have favorable thermophysical characteristics. In most cases, the existing heat source is a key factor determining the operational characteristics of the thermal pump.

**Goals.** With the help of thermal pumping installations, it is possible to reliably solve the levels of heat supply of agricultural facilities located away from thermal communications – farms. In general, the schemes with thermal pumps are universal and applicable both in civil, industrial, agriculture and in private construction. As the most important areas of the use of heat pumps in agriculture, we can specify the following: the ultimate heat, air conditioning and ventilation of the premises.

Therefore, there are large potential use of low potential heat and heat pump to implement this potential. The heat of increased potential obtained in thermal pumps has wider areas of use, it can also be used for heating and hot water supply.

In addition, thermal pumps have other advantages:

- ecology, i. e. no emission of harmful substances;
- operation of operation;
- reliability, practically no service required;

- comfort, heat pump is working silently;
- flexibility, thermal pump is compatible with any circulating heating system;
- universality in relation to the type of energy used (electrical or thermal).

**Materials and methods.** The main advantage of the heat pump is economy: for transmission to the heating system 1 kW • h thermal energy, it is necessary to spend only 0,2–0,35 kW • h of electricity. In addition, it is reduced to a minimum of CO<sub>2</sub> emissions into the environment.

Another advantage is universality: the heat pump can be switched from the heating mode to the air conditioning mode in the summer.

Currently, more than 18 million large thermal pumps are operated in the world in heat supply systems. In the US, about 30 % of residential buildings are equipped with thermal pumps [1]. More than 60 firms are engaged in research and production of heat pumps.

On the effectiveness of heat pumps, factors as small temperature differences between the source and the heat receiver are favorable, as well as the high degree of heat pump loading.

**Results.** The effectiveness of the heat pump is significantly dependent on the characteristics of the low potential heat source. The ideal source of heat should maintain a steady temperature during the heating season.

It is known that the effectiveness of the heat pump is estimated by the value of the heating coefficient, which is the ratio of the amount of heat of  $Q_1$ , reported by the heated volume, to the value of  $N$ , which was in the cycle

$$\varepsilon = Q / N, \quad (1)$$

where –  $Q$  heat selected from the cold source, and heat equivalent to the operation of  $N$ , from the outside to implement the reverse cycle.

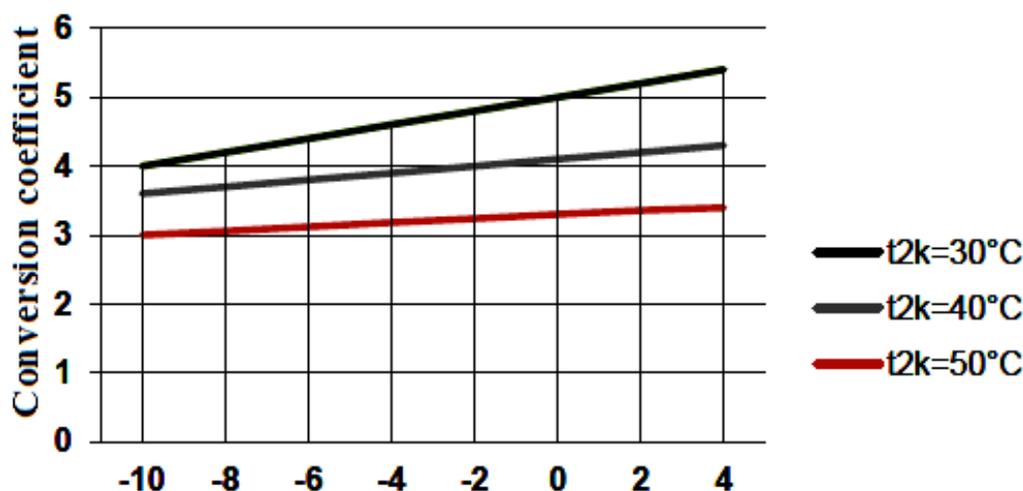
The greater the heating coefficient, the more efficient the thermal pump.

The value of  $\varepsilon$  depends on the temperatures of a low potential heat source and consumer of heat. In real conditions, the heating coefficient lies in the range of 3,5–5. The heat pump, working with the heating coefficient 3 and below, is considered ineffective, and such work, if there is a need for this, permissible only for a relatively short period of time, despite the fact that it is three times more heat obtained than the electric energy [3].

Figure 1 [4] shows a graph based on the analysis of the catalog characteristics of one of the serial models of the heat pump. The graph shows the dependence of the heating coefficient on the temperature of the coolants at the outlet of the evaporator and the condenser.

Thus, the effectiveness of the parocompressor thermal pump is output based on the heating coefficient. The greater the heating coefficient, the more efficient the thermal pump.

The coefficient itself, in turn, depends on the temperature of the coolant, i. e. The higher it is, the more effective will be a heat pump.



The temperature of the coolant at the exit of the evaporator

**Figure 1** – The dependence of the coefficient of conversion of the heat pump from the temperature at the outlet of the condenser and the evaporator

**Conclusions.** The use of the heat pump in the heat supply systems of agricultural structures is one of the most important intersections of low-temperature techniques with thermal power, which leads to savings and energy saving of fuel and energy resources. Therefore, the thermal pump has the prospect of heat supply of buildings and agricultural structures.

#### References

1. Овчаренко, С. В. Використання теплових насосів / С. В. Овчаренко, А. В. Овчаренко // Холод. – 2006. – № 2. – С. 34–36.
2. Бутузов В. А. Перспективы применения тепловых насосов / В. А. Бутузов // Промышленная энергетика. – 2005. – № 10. – С. 5–7.
3. Применение тепловых насосов в теплоснабжении / Г. Н. Петраков, В. Г. Стогней, А. В. Мартынов, О. Е. Работкина. – Воронеж : Воронежский гос. технич. ун-т, 2007. – 259 с.
4. Шуравина, Д. М. Парокомпрессорные тепловые насосы как энергоэффективные устройства преобразования теплоты / Д. М. Шуравина, Н. Б. Фокина, О. В. Аверьянова // Строительство уникальных зданий и сооружений. – 2013. – № 10 (15). – С. 62–76.

# HEAT SUPPLY OF AGRICULTURAL BUILDINGS AND INSTALLATIONS AND IMPROVEMENT OF ENERGY EFFICIENCY USING SOLAR ENERGY

*T. A. Fayziev<sup>1</sup>, Zh. D. Sadykov<sup>2</sup>, T. Ya. Khamraev<sup>3</sup>*

<sup>1</sup>*Candidate of technical sciences, professor, Department of thermal power engineering*

<sup>2</sup>*Senior lecturer, Department of thermal power engineering*

<sup>3</sup>*Senior lecturer, Department of thermal power engineering, Karshi state technical university, Karshi, Republic of Uzbekistan, e-mail: sadikovjd57@inbox.ru*

## **Annotation**

The paper considers the energy efficiency of the heating system of agricultural buildings and structures using solar energy.

**Keywords:** solar energy, passive solar heating system, agricultural building and construction.

**Introduction.** Currently, serious attention is being paid to the use of renewable and non-traditional energy sources. These energy sources should be considered as an essential means of energy conservation among other energy-saving measures. In addition to unlimited reserves, renewable and non-traditional types of energy also attract attention for their relatively high ecological purity compared to traditional ones.

**Subject of research.** The creation of an efficient heating system for agricultural buildings and structures is carried out taking into account the trends in the development of the country's fuel and energy complex and the possibility of saving fuel resources. Because agricultural buildings and structures are large consumers of thermal energy, the use of which significantly affects the cost of production. It is important to justify the choice of the most efficient heat supply system based on technical and economic indicators that affect the efficiency of an agricultural enterprise as a whole.

**Goals.** Solar energy is an almost inexhaustible, inexhaustible and environmentally friendly source of energy. The geographical location and climatic features of the area have a great influence on the efficiency of using solar energy. The conversion of solar energy into heat of low potential, sufficient for hot water supply and heating of residential, public, and industrial buildings, is achieved using relatively simple technical means and is therefore most widespread in many countries. In these countries, more and more attention is being paid to the practical use of solar energy, primarily for hot water supply and heating of buildings, and sufficient experience has been gained in the development and operation of heat supply systems in which solar energy is effectively used for a significant part of the year. A number of countries are developing particularly intensively in the field of using so-called passive solar heating systems with a heat storage wall (HSW) – this is the most advantageous distribution of energy input over time, reducing the possibility of overheating and associated additional heat losses. With the help of constructive solutions, it is possible to reduce heat loss from HSW and thereby increase the efficiency of the system.

**Materials and methods.** The effectiveness of passive systems is based on their relatively low cost, the ability to use both direct and scattered solar radiation, the influx of which in the winter months to the horizontal surface can be more than half of the total. It follows from this that it is convenient to determine the efficiency of a passive system by the ratio of the heat coming from the sun to the total amount of heat needed to create comfortable indoor conditions or to the heating load.

The calculation methodology and theoretical studies of passive systems are very complex, which makes it difficult to reasonably design buildings with such systems. In this regard, the task of creating simple approximation methods for calculating the integral characteristics of passive solar heating systems for buildings during the heating season as a whole is of practical interest, for example, such characteristics as the replacement coefficient of the heating load, which determines both the technical and economic performance of such systems.

In the countries of the Commonwealth of Independent States (CIS), the experience of creating and operating such systems is extremely limited. Abroad, both in the past and in the present, research, improvement and implementation of such systems are carried out very actively. In the United States, passive heating systems are used not only in residential buildings, but also in public buildings (banks, shops, schools, libraries, etc.) throughout the country, including Alaska. The same attitude towards the use of passive systems is observed in European countries, including the northern ones: England, Sweden, Denmark, etc. [1].

**Results.** The research and development of passive solar heating systems is a special task in the direction of saving thermal energy used for heat supply to buildings and structures. In buildings and structures equipped with passive solar heating systems, almost without additional capital investments during construction, it is possible to save more than 50 % of fuel or thermal energy in the southern regions compared to heating similar buildings with traditional heating. As studies show, the complete provision of the heating load by passive solar heating systems is not economically profitable and in any systems it is necessary to provide an additional low-inertia heat source – a stand-in.

It was established in [2] that the efficiency of the system depends:

- the complex of the relative monthly average temperature of the environment over this period and the temperature inside the facility;
- the average monthly average of the total solar radiation per horizontal surface during the heating period.

The program used for calculations was based on a number of developments by foreign authors and is most fully presented in [3].

Its main advantages are that:

- it is designed to use the average monthly average values of meteorological conditions published by the relevant services for various regions;
- it is universal;
- it can be used to calculate various passive systems;
- includes a direct or indirect connection, both with the design features of the system itself, and with architectural and construction changes of the entire structure.

In order to verify this proposal, calculations were carried out to determine the effectiveness of passive systems with a change in the thickness and thermal conductivity of the HSW material and the installation of night insulation. Nighttime isolation with an efficiency of 0,5 increases it by about 20–25 %. So, with an efficiency of 0,8, it increases in the presence of an insulating screen by only 10–15 %. For more northern regions, on the contrary, the relative efficiency increases by more than 50–60 %. From this we can conclude that in areas with a harsher climate, if we take into account the large relative load in these areas, it is possible to save a significant amount of thermal energy or fuel.

**Conclusions.** In conclusion, the following conclusions can be drawn:

– the use of reflection and shielding systems is effective, which in summer reduce the intake of solar radiation into the building; in winter, they increase the intake of solar radiation during the daytime, and at night they reduce heat loss.;

– it is most advisable to use indirect or isolated heating methods with massive heat accumulators. As the thickness of the HSW increases, the temperature of the inner wall surface will decrease. In this case, it may make sense to intensify the heat transfer from the inside of the HSW in some way (for example, by increasing the heat transfer surface-fins);

– determined by calculating the averaged long-term values of the total heat consumed by the facility, it turns out to be advantageous to use a more thermally conductive material for HSW. In this case, the external heat transfer coefficient and the average temperature of the outer wall surface decrease, which reduces losses to the environment.

The use of solar energy in heat supply systems of modern buildings and structures is a promising area in the thermal power industry. Today's solar systems are already cost-effective, reliable, and easy to operate. Their use is gaining popularity in developed countries. It becomes not only economical, but also prestigious.

#### References

1. Энергосберегающие технологии в современном строительстве / под ред. В. Б. Козлова. – М.: Стройиздат, 1990. – 296 с.
2. Тарнижевский, Б. В. Коэффициент замещения отопительной нагрузки пассивными системами солнечного отопления в различных районах СССР / Б. В. Тарнижевский, К. Н. Чакалев, Б. М. Левинский // Гелиотехника. – 1989. – № 4. – С. 54–58.
3. Промышленность строительных материалов. Серия 10. Промышленность отопительного и санитарно-технического оборудования. Солнечное теплоснабжение. – М.: ВНИИЭСМ, 1991. – Вып. 1. – С. 1–56.

# STRENGTH AND DEFORMATION OF EXPANSIVE CONCRETE WITH RECYCLED AGGREGATES: A CONCISE REVIEW OF FREE VS RESTRAINED CONDITIONS

*Hao Min*

*Postgraduate, Brest State Technical University, Brest, Belarus,  
e-mail: hao20min24@163.com, +375257236527*

## **Abstract**

Recycled concrete aggregates (RCA) introduce adhered mortar and higher porosity that typically lower elastic modulus and intensify strain capacity relative to natural-aggregate concrete. This short review collates axial compression evidence for expansive concretes proportioned with RCA and contrasts free versus restrained conditions in terms of compressive strength, peak strain, and initial elastic modulus. To improve cross-study comparability, a normalized stress-strain presentation is recommended:  $\sigma/\sigma_{\text{peak}}$  versus  $\varepsilon/\varepsilon_{\text{peak}}$ , with the initial slope reported as  $E$  (window specified). The synthesis shows that free expansion tends to increase  $\varepsilon_{\text{peak}}$  while reducing  $E$ , whereas mechanical restraint (e. g., cages or thin sleeves) generally elevates nominal stiffness and  $\sigma_{\text{peak}}$  and shifts  $\varepsilon_{\text{peak}}$  downward. The proposed reporting scheme supports clearer test documentation and design-oriented comparison across mixes, restraint types, and curing protocols.

**Keywords:** recycled aggregate, expansive concrete, restrained expansion, stress-strain curve, elastic modulus.

## **Introduction**

The reuse of construction and demolition waste as recycled concrete aggregates (RCA) has progressed from pilot applications to regular structural practice in many regions. Compared with natural aggregates, RCA carry old adhered mortar and microcracking, which typically weakens the interfacial transition zone (ITZ), reduces elastic modulus, and increases peak compressive strain under uniaxial loading. Stress-strain data from controlled tests consistently indicate a downward shift in stiffness and an upward shift in  $\varepsilon_{\text{peak}}$  as RCA replacement increases, with strength reductions varying by parent-concrete quality and mix design [1].

Expansive systems (e. g., MgO- or CSA-based) are routinely adopted to counteract shrinkage and to redistribute internal stress, but their action is strongly dependent on restraint during and after expansion. Design guides for shrinkage-compensating concretes emphasize that the development of beneficial precompression and crack control requires both adequate expansion potential and an appropriate level of structural or mechanical restraint; mixture proportioning, curing, and detailing are specified to balance these effects [2].

This concise review focuses on the material-level axial response of expansive concretes incorporating RCA. We synthesize representative studies that report full stress-strain curves or sufficient data to extract the initial elastic modulus, peak stress, and corresponding strains under free versus mechanically restrained conditions

(e. g., tie cages, thin steel/FRP sleeves, or low-stiffness jackets). Serviceability code checks (deflection/crack limits) are outside the present scope. Our contributions are threefold: (1) a succinct comparison of free versus restrained behavior for strength,  $\epsilon_{peak}$ , and initial modulus; (2) a normalized plotting convention,  $\sigma/\sigma_{peak} - \epsilon/\epsilon_{peak}$ , with a clearly stated modulus window to improve cross-study comparability; and (3) a set of minimal reporting items (specimen size, end friction treatment, loading rate, and curing) to reduce ambiguity in future publications. Together, these elements provide a practical baseline for laboratories and designers to align material tests and interpret restraint effects in expansive RCA systems.

## **Materials and methods**

### **1. Overview of Recycled Concrete Aggregates**

#### 1.1 Composition and provenance

RCA consist of natural aggregate particles partially enveloped by old cement mortar. The quality of the parent concrete (strength class, exposure history) governs the amount and integrity of adhered mortar and the extent of microcracking generated during demolition and crushing. Higher adhered-mortar content generally implies greater porosity and weaker local stiffness around the ITZ, which can alter composite behavior when RCA are introduced at moderate or high replacement levels [3].

#### 1.2 Geometry and physical indices

Key descriptors include grading, shape (e. g., flakiness/elongation), water absorption, bulk and oven-dry densities, and packed density. Relative to natural aggregates, RCA usually exhibit higher water absorption and lower apparent/bulk densities due to the porous adhered mortar. These attributes influence mixture water demand, entrapped air, and the effective paste-to-aggregate volume ratio, with downstream effects on fresh properties and stiffness development. Long-term datasets further show that while supplementary cementitious materials can mitigate permeability and partially recover stiffness, mixes with 100 % RCA typically retain lower modulus than controls even after extended curing, underscoring the persistent role of aggregate porosity and ITZ features [4].

#### 1.3 Basic mechanical indices and implications for E and $\epsilon_{peak}$

Crushing and Los Angeles abrasion indices tend to be less favorable for RCA than for natural aggregates; in concrete, this translates to a gentler initial slope in the stress-strain response and a shift of  $\epsilon_{peak}$  to larger values as replacement increases, particularly under uniaxial compression. The combined effects of higher porosity, weaker ITZ, and residual microcracks explain the typical pattern observed in expansive RCA concretes: free (unrestrained) specimens show higher strain capacity but lower initial modulus, whereas mechanically restrained configurations leverage confinement to raise nominal stiffness and strength at the expense of peak strain, motivating the free versus restrained comparison developed in the subsequent sections [1, 3, 4].

### **2. Mix Design for Expansive Systems and Testing Protocol (text-only)**

#### 2.1 Proportioning and expansive systems

Expansive concretes with RCA generally use either MgO-based expansive agents (MEA) or calcium-sulfoaluminate (CSA) components to offset shrinkage while redistributing internal stress. For MEA, the effective dosage depends on reactivity grade (calcination temperature and fineness) and curing; higher early humidity/temperature

accelerates periclase hydration and increases early expansion. For CSA systems, ye'elinite content and sulfate balance govern ettringite formation and the timing of expansion. In both cases, the mixture report should state: RCA replacement by mass of coarse aggregate, expansive component dosage by binder mass, water-to-binder ratio, and the curing temperature/humidity window. When curing and restraint are coordinated at design, controlled expansion can mitigate stiffness loss; poorly balanced curing or overdosing can reduce strength and elastic modulus [5].

## 2.2 Unified metrics and measurement windows

Compressive strength  $f_c$  must be tied to specimen geometry (cylinder or cube) and any conversion noted. The initial elastic modulus  $E_i$  is obtained from the early linear/chord portion of the axial stress–strain record; the chosen window should be stated explicitly (e. g., 0–40 % of ultimate stress) and derived using the instrumentation and calculation procedures of ASTM C469/C469M, including gage length, sensor type (LVDTs/extensometers), and data acquisition rate. The peak strain  $\epsilon_{peak}$  is the axial strain at maximum compressive stress; the crushing strain  $\epsilon_{cu}$  should be defined by a reproducible criterion (e. g., residual stress threshold or fixed post-peak offset). Free expansion  $\epsilon_{free}$  is measured on prisms or ring-free specimens under minimal restraint, with the measurement start age and environmental history recorded to enable comparison across studies [6].

## 2.3 Specimens and loading setups

Three canonical cylindrical configurations are recommended for axial compression: (i) free, with no deliberate lateral restraint; (ii) weak restraint, using a thin plastic or FRP sleeve that provides low lateral stiffness and permits hoop-strain pickup on the jacket; and (iii) medium–strong restraint, implemented either by a tie-cage with stated volumetric reinforcement and stirrup spacing or by a thin steel sleeve with thickness and  $D/t$  reported. For all configurations, document diameter and height (including  $H/D$ ), end preparation (ground or capped with low-friction sheets), platen friction mitigation, loading rate (MPa/s or strain-rate), and the placement of axial and, where applicable, hoop strain measurements [5–6].

# Results

## 3. Strength, deformation, stiffness comparison

### 3.1 Free condition

Under free (unrestrained) curing and testing, expansive RCA mixes typically develop a larger free expansion  $\epsilon_{free}$  and show a gentler initial slope in the axial stress–strain record. The peak strain  $\epsilon_{peak}$  shifts to higher values relative to non-expansive controls, reflecting microcrack accommodation and a larger inelastic domain; in parallel, the initial elastic modulus  $E$  commonly decreases because the adhered mortar and higher porosity in RCA dominate the early chord segment of the curve. This combination produces higher deformability but a lower nominal stiffness in the initial loading range.

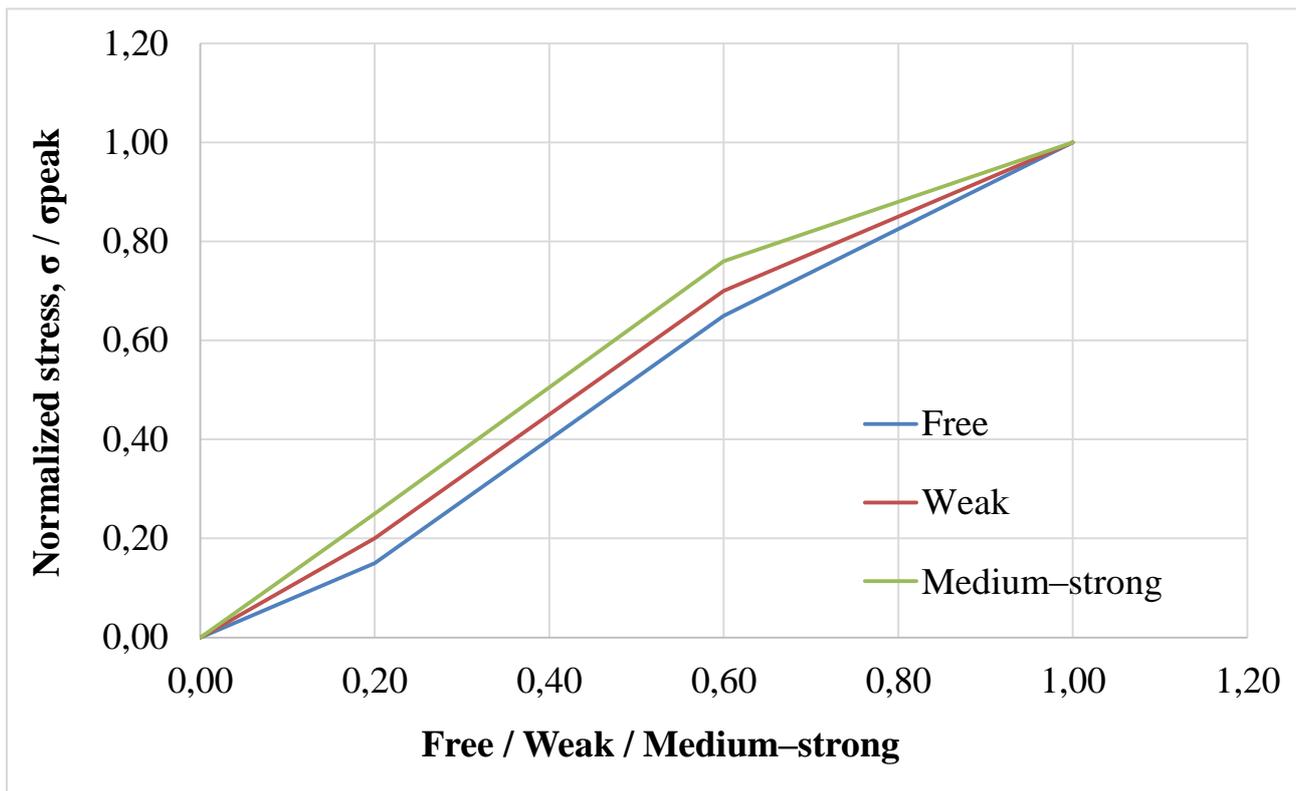
### 3.2 Restrained condition

When mechanical restraint is introduced, by a thin plastic/FRP sleeve (weak restraint) or by a tie cage/thin steel sleeve (medium–strong restraint), the lateral dilation is limited and part of the expansive tendency is converted into compressive stress.

As restraint increases, the nominal modulus  $E$  and the peak stress  $\sigma_{\text{peak}}$  tend to increase, while  $\varepsilon_{\text{peak}}$  shifts downward relative to the free case. Failure patterns evolve from crack-dominated responses toward crushing with confinement interaction as the restraint stiffens. The same trend underlies standard restrained-expansion practice for shrinkage-compensating concretes, where higher restraint systematically suppresses free expansion and modifies subsequent mechanical response [7]. For interpreting the confined curves and presenting comparable data across setups, it is useful to adopt the established confined-concrete curve organization that emphasizes normalized stress, normalized strain, and the identification of the initial modulus segment [8].

### 3.3 Unified presentation

To make cross-study overlays unambiguous, plot normalized stress–strain with ordinate  $\sigma/\sigma_{\text{peak}}$  and abscissa  $\varepsilon/\varepsilon_{\text{peak}}$ . Mark the initial modulus window explicitly (e. g., 0–40 % of ultimate stress), and report specimen geometry, loading rate, end treatment/friction mitigation, and curing history alongside each curve. In the same figure, overlay three representative curves, free, weak restraint, and medium–strong restraint, so that the increase in initial slope and  $\sigma_{\text{peak}}$ , and the downward shift of  $\varepsilon_{\text{peak}}$  with restraint, are visible at a glance [7, 8].



**Figure 1** – Normalized axial stress–strain for expansive RCA under free, weak restraint, and medium-strong restraint. The  $E$  evaluation window (0–40 % of  $\sigma_u$ ) is indicated

Data note – Schematic normalized overlays ( $\sigma/\sigma_{\text{peak}}$  vs.  $\varepsilon/\varepsilon_{\text{peak}}$ );  $E$  taken in the 0–40 %  $\sigma_u$  window per ASTM C469/C469M; trends with restraint reflect the literature [6–8].

## Conclusion

This concise review clarifies the axial response of expansive recycled-aggregate concrete under free and mechanically restrained conditions. In the free case, mixes develop larger  $\varepsilon_{\text{free}}$ , a gentler initial slope, and an upward shift of  $\varepsilon_{\text{peak}}$ ; the initial elastic modulus  $E$  commonly decreases, yielding greater deformability at lower nominal stiffness. Introducing restraint, ranging from thin plastic/FRP sleeves (weak) to tie cages or thin steel sleeves (medium–strong), suppresses lateral dilation, raises  $E$  and  $\sigma_{\text{peak}}$ , and shifts  $\varepsilon_{\text{peak}}$  downward; failure evolves from crack-dominated patterns toward crushing with confinement interaction. A normalized presentation  $\sigma/\sigma_{\text{peak}} - \varepsilon/\varepsilon_{\text{peak}}$  with an explicit  $E$  evaluation window (0–40 % of  $\sigma_u$ ) provides like-for-like overlays and reduces ambiguity across studies. For reproducibility, reports should state specimen geometry ( $D \times H$ ,  $H/D$ ), end preparation and friction mitigation, loading or strain rate, instrumentation and gage length, and curing history; where restraint is applied, disclose jacket thickness or volumetric reinforcement and include hoop-strain measurements. Together, these conventions offer a practical baseline for laboratories and design-oriented studies of expansive RCA under controlled free and restrained conditions.

## References

1. Xiao, J. Mechanical properties of recycled aggregate concrete under uniaxial loading / J. Xiao, J. Li, C. Zhang // *Cement and Concrete Research*. – 2005. – Vol. 35, no. 6. – P. 1187–1194. – DOI: 10.1016/j.cemconres.2004.09.020.
2. ACI PRC-223-21. Shrinkage-Compensating Concrete Guide. – Farmington Hills : American Concrete Institute, 2021.
3. Silva, R. V. Establishing a relationship between modulus of elasticity and compressive strength of recycled aggregate concrete / R. V. Silva, J. De Brito, R. K. Dhir // *Journal of Cleaner Production*. – 2016. – Vol. 112. – P. 2171–2186.
4. Kou, S. C. Long-term mechanical and durability properties of recycled aggregate concrete prepared with the incorporation of fly ash / S. C. Kou, C. S. Poon // *Cement and Concrete Composites*. – 2013. – Vol. 37. – P. 12–19. – DOI: 10.1016/j.cemconcomp.2012.12.011.
5. Zhang, J. Recent advance of MgO expansive agent in cement and concrete / J. Zhang // *Journal of Building Engineering*. – 2022. – Vol. 45. – Art. 103633.
6. ASTM C469/C469M-22. Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression. – West Conshohocken, PA: ASTM International, 2022.
7. ASTM C878/C878M-20. Standard Test Method for Restrained Expansion of Shrinkage-Compensating Concrete. – West Conshohocken, PA: ASTM International, 2020.
8. Mander, J. B. Theoretical stress–strain model for confined concrete / J. B. Mander, M. J. N. Priestley, R. Park // *Journal of Structural Engineering*. – 1988. – Vol. 114, no. 8. – P. 1804–1826. – DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1988)114:8(1804).

# ESTIMATING CHEMICAL PRE-COMPRESSION IN TUBE-ENCASED EXPANSIVE RAC: DATA-ANCHORED SHORT REVIEW

*Liu Min*

*Postgraduate, Brest State Technical University, Brest, Belarus,  
e-mail: liumin930406@163.com, +375257602931*

## **Abstract**

This paper presents a compact estimation and reporting framework for early chemical precompression in tube-encased recycled aggregate concrete. A single normalized descriptor, the Chemically Precompressed Index, converts measurable inputs into a common lateral-pressure scale using thin walled cylinder relations, with a short reporting note that preserves traceability from measurement to estimate. The mechanics are kept minimal and paired with a first order uncertainty propagation so that modulus choice, laminate thickness scatter, hoop strain readout, and diameter tolerance remain visible as an interval rather than a point value. Two data anchors give practical magnitude: about 5 MPa for concrete filled steel tubes that report core self stress, and about 0,9 to 3,4 MPa for fibre reinforced polymer shells at realistic initial hoop strains. The framework enables cross study comparability, specimen planning, and early selection of tube system and laminate schedule without case specific curve fitting.

**Keywords:** recycled aggregate concrete, chemical precompression, self stress, fibre reinforced polymer shells, concrete filled steel tubes.

## **Introduction**

The compressive response of recycled aggregate concrete remains highly variable because porous recycled particles and weaker interfacial zones promote microcracking and reduce stiffness and strength. Chemical expansion offers a complementary pathway to regain compressive margin when the matrix is restrained by a tube, since early dilation is redirected into beneficial self-stress that improves load capacity and deformation control. Recent progress on magnesium-oxide expansive systems has clarified reaction kinetics, effective dosage windows, and durability considerations for structural concretes, which supports the deliberate use of chemical precompression in members that must stabilize early age behavior [1]. At the same time, research on FRP-confined RAC has advanced from feasibility to specimen-scale evidence, showing that properly selected shell stiffness and rupture strain can raise strength and stabilize postpeak deformation while improving consistency across replacement levels and casting routes [2]. What is still missing is a compact and transferable way to read and report results from different encasing systems on a common lateral-pressure scale that engineers can apply in early decision making. This paper addresses that gap by introducing a normalized index, CPI, that maps measurable inputs to an equivalent lateral pressure, along with a minimal reporting checklist and an uncertainty treatment suitable for short papers and for planning new tests. A small set of well documented cases serves as data anchors so that the method remains transparent, reproducible, and immediately useful.

## Materials and methods

### 1. Reporting Protocol and Normalized Descriptors

This section sets a compact protocol that makes datasets comparable across tube materials, laminate schedules, and specimen sizes. Reports should state the tube system, the diameter  $D$  and thickness  $t$ , the hoop modulus  $E_\theta$  or its derivation route, the measured input in the form of internal pressure, hoop strain, or core self-stress together with the age at reading, the recycled aggregate replacement level, the expansive system and dosage, and the exact conversion and units. The Chemically Precompressed Index is defined so that a single dimensionless quantity captures the intensity of precompression independent of geometry and stiffness, and it reads

$$\text{CPI} \equiv \frac{p_0}{E_\theta t/D} \quad [2] \text{ Eq.} \quad (1)$$

Where  $p_0$  is the notional lateral pressure that represents the effect of chemical expansion under restraint. For circular fibre reinforced polymer shells the thin walled cylinder relation links the measured initial hoop strain to the same pressure scale as

$$p_0 = \frac{2E_\theta t \varepsilon_{\theta, \text{ini}}}{D} \quad [1] \text{ Eq.} \quad (2)$$

And combining these expressions gives a strain based normalisation that is convenient for quick reconstruction and cross study checks

$$\text{CPI} = 2\varepsilon_{\theta, \text{ini}} \quad [3] \text{ Eq.} \quad (3)$$

The normalisation removes geometry and stiffness at first order, so CPI can be compared across thin walled steel tubes and composite shells as long as the input variable is traceable. In practice it is recommended to report both the raw input and the derived pair  $(p_0, \text{CPI})$  together with the conversion used, which keeps the path from measurement to estimate auditable and allows later model updates without new testing.

### 2. Minimal Mechanics with Uncertainty Bands

The mechanics needed to place early chemical action on a comparable pressure scale are intentionally simple and rest on a thin walled cylinder view of the jacket. For a circular shell carrying hoop tension, the notional lateral pressure corresponding to a measured circumferential strain follows

$$p_0 \approx \frac{E_\theta t}{r} \varepsilon_\theta \quad \text{Eq.} \quad (4)$$

Where  $E_\theta$  is the hoop modulus of the encasing tube,  $t$  is wall thickness,  $r$  is the mid-surface radius, and  $\varepsilon_\theta$  is the circumferential strain at the readout of interest. When the input is the initial hoop strain of an FRP shell, the index defined in Section 2 is obtained directly as

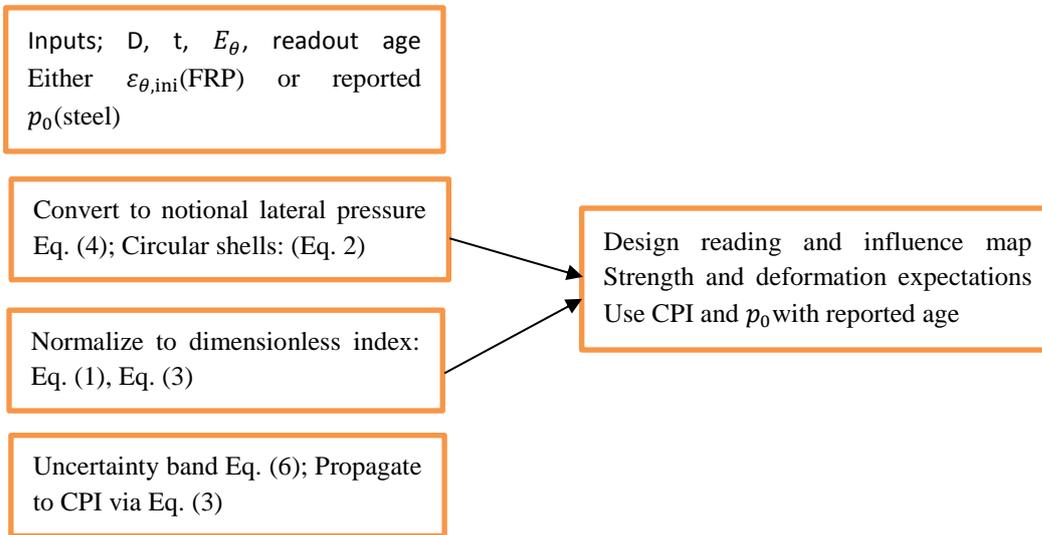
$$\text{CPI} = \frac{p_0}{E_\theta t/D} = 2\varepsilon_{\theta, \text{ini}} \quad \text{Eq.} \quad (5)$$

So that a single strain measurement provides a geometry free descriptor. This linear mapping is adequate for the low strain window used to characterise chemical precompression before significant dilation of the core, and it mirrors the analysis oriented treatments that translate jacket stiffness into an equivalent pressure scale for confinement models [4]. Applicability requires a thin wall so that membrane action governs, a circular planform or an equivalent diameter defined from perimeter for mildly noncircular cases, and a consistent choice of  $E_\theta$ . For laminated FRP tubes,  $E_\theta$  should follow classical laminate theory using the fibre angle with respect to the hoop direction or be taken from coupon tests in the circumferential direction when a unidirectional wrap is used. Small deviations of the fibre angle from the hoop direction reduce the effective hoop modulus and can be treated as a source of model uncertainty, which justifies reporting both the nominal angle and a tolerance range for  $E_\theta$  [5].

Uncertainty bands follow from first order propagation applied to equation (4). With  $p_0 = 2E_\theta t \varepsilon_\theta / D$  and independent errors, the relative uncertainty reads

$$\frac{\delta p_0}{p_0} \approx \sqrt{\left(\frac{\delta E_\theta}{E_\theta}\right)^2 + \left(\frac{\delta t}{t}\right)^2 + \left(\frac{\delta \varepsilon_\theta}{\varepsilon_\theta}\right)^2 + \left(\frac{\delta D}{D}\right)^2} \quad \text{Eq. (6) [6, 7].}$$

Which converts directly into a band for CPI through equation (5). In practice,  $\delta E_\theta$  reflects fibre-angle tolerance and laminate variability,  $\delta t$  captures ply count and resin content scatter,  $\delta \varepsilon_\theta$  combines gauge resolution with early age relaxation during the readout window, and  $\delta D$  is usually small but nonzero when liners or wraps change the effective diameter. When reported alongside the readout age, these components produce a transparent interval that can be propagated into any strength or deformability estimate that uses  $p_0$  as an input. Probabilistic views of model error for FRP confinement further support this interval approach, since database calibrations show nontrivial distributional spreads for both strength and ultimate strain enhancement ratios, typically well fitted by Gumbel or Lognormal laws [1]. Figure 1 in the full paper summarises the flow from inputs to  $p_0$ , to CPI, and then to the target response so that uncertainty components remain visible at each stage.



**Figure 1** – Workflow from measurement input to conceptual side pressure

Note:  $p_0$ , normalization to CPI using Eqs. (1)–(3), and propagation of measurement and model scatter to an uncertainty band using Eq. (6) [1, 2, 3, 6, 7].

## Results

### 3. Data-Anchored Conversions and Design Reading

Each dataset is first converted to the notional lateral pressure  $p_0$  using the thin wall relation and then normalized to CPI using Eqs. (1) to (3). Concrete filled steel tubes that report core self stress provide a repeatable anchor near 5 MPa on the pressure axis, which sets the upper practical magnitude of chemical precompression observed in early age tests. Fibre reinforced polymer shells use the initial hoop strain in Eq. (2) to obtain  $p_0$  and Eq. (1) to obtain CPI, which places realistic laminate schedules in a working window of about 0,9 to 3,3 MPa. Design reading reduces to a single placement on this common axis: locate a specimen by its CPI, compare it with the thin wall recycled aggregate baseline, and check whether the target recovery margin is met. The uncertainty from Eq. (6) should be carried as a band, since readout age, relaxation within the window, fibre angle tolerance, and ply thickness scatter can shift the point. Figure 1 shows the workflow from input to  $p_0$ , to CPI, and then to design reading.

**Table 1** – Minimal data anchors and worked conversions to  $p_0$  and CPI

System	D (mm)	t (mm)	$E_\theta$ (MPa)	Measured input	Value	Conversion	$p_0$ (MPa)	CPI (dimensionless)	Note
CFST anchor	–	–	–	core self stress	5,00	direct $p_0$ from test	5,00	not reported	Early age self stress anchor on pressure axis
CFRP jacket example	150	1,00	165000	initial hoop strain $\varepsilon_{\theta,ini}$	0,00150	Eq. (2)	3,30	0,00300	Realistic two ply carbon wrap
GFRP jacket example	200	1,00	40000	initial hoop strain $\varepsilon_{\theta,ini}$	0,00225	Eq. (2)	0,90	0,00450	Glass wrap with lower hoop modulus

Notes: Row 2 maps its geometry, modulus, and initial hoop strain to a notional lateral pressure of 3,30 MPa with a CPI of 0,00300. Row 3, processed the same way, yields 0,90 MPa and a CPI of 0,00450.

## Conclusion

This paper turns early chemical action in tube-encased recycled aggregate concrete into a usable design quantity. By defining the Chemically Precompressed Index and pairing it with a compact reporting note, measurable inputs such as initial hoop strain or directly reported core self-stress are mapped to a notional lateral pressure through a thin walled cylinder relation and then normalized for geometry and stiffness. The framework is anchored by two practical magnitudes, about five megapascals for concrete filled steel tubes and about zero point nine to three point four megapascals for fibre reinforced polymer shells, which allows quick placement of any new specimen on a common axis and a direct reading of the expected recovery relative to a thin wall recycled aggregate baseline. Uncertainty is treated explicitly with a first order propagation so that age at reading, relaxation, fibre angle tolerance, and ply thickness scatter remain visible in the final estimate. The combined result is a transparent path from measurement to pressure, to CPI, and then to design reading that supports early selection of tube system and laminate schedule without case specific curve fitting.

## References

1. Lin, G. Advanced stress–strain model for FRP-confined concrete in square columns / G. Lin, J. G. Teng // *Composites Part B: Engineering*. – 2020. – Vol. 197. – Art. 108149.
2. Li, Z. Analysis-oriented model for FRP tube-confined concrete: 3D interpretation of biaxial tube behaviour / Z. Li, P. Feng, J. Q. Yang // *Engineering Structures*. – 2022. – Vol. 272. – Art. 114987.
3. Wu, M. Research on stress–strain model of FRP-confined concrete based on compressive fracture energy / M. Wu, X. Fan, H. Qian // *Buildings*. – 2025. – Vol. 15, No. 15. – Art. 2716.
4. Reliability analysis of FRP-confined concrete at ultimate using conjugate search direction method / B. Keshtegar, A. Gholampour, T. Ozbakkaloglu [et al.] // *Polymers*. – 2020. – Vol. 12, No. 3. – Art. 707.
5. Effects of small deviations in fiber orientation on compressive characteristics of plain concrete cylinders confined with FRP laminates / A. Banaeipour, M. Tavakkolizadeh, M. Akbar [et al.] // *Materials*. – 2022. – Vol. 16, No. 1. – Art. 261.
6. JCGM 100:2008. Evaluation of measurement data — Guide to the expression of uncertainty in measurement (GUM). Joint Committee for Guides in Metrology, 2008.
7. Taylor, J. R. *An Introduction to Error Analysis* / J. R. Taylor. – 2nd ed. – Sausalito : University Science Books, 1997.

# RESEARCH ON AN INTELLIGENT PREDICTION METHOD FOR THE STRESS FIELD IN PERFORATED CONCRETE SLABS BASED ON CONVOLUTIONAL NEURAL NETWORKS

*Nan Mou<sup>1</sup>, Andrei Zheltkovich<sup>2</sup>*

<sup>1</sup> *Postgraduate, Brest State Technical University, Brest, Belarus, mounan1234@yeah.net, +375255268967*

<sup>2</sup> *PhD, Associate Professor, Brest State Technical University*

## **Abstract**

Finite-element (FE) analysis is the standard for stress evaluation in perforated concrete slabs, yet its run-time grows rapidly with geometric complexity. This study develops a convolutional neural-network (CNN) surrogate that predicts slab stress fields directly from geometry. Training targets are generated from a parametric FE model that enumerates hole layouts, including symmetric and asymmetric patterns, under shrinkage and service load combinations. To broaden geometric coverage, the dataset is expanded via generative augmentation (DCGAN) and procedural perturbations of hole geometry and spacing. On held-out geometries, the CNN reproduces FE stress with a Pearson correlation of 0,908 and an RMSE of 0,058 MPa for symmetric layouts, while delivering more than 50× faster inference than FE. Case studies on multi-hole slabs indicate that the surrogate remains accurate near re-entrant corners and narrow ligaments where stress gradients are steep, enabling rapid “what-if” exploration and efficient crack-resistance sizing. The proposed FE-supervised learning framework provides a direct and consistent comparison between the FE baseline and the neural surrogate, offering a practical path to real-time design support for large slabs with complex perforations.

**Keywords:** perforated concrete slabs, finite-element benchmark, convolutional neural networks, stress-field prediction, generative geometry augmentation.

## **Introduction**

Large perforated concrete slabs used in industrial floors and equipment foundations exhibit pronounced stress concentrations under shrinkage and service actions. Empirical equivalent-stiffness reductions, though common in practice, can cause errors of 25–35 % [1]. Finite-element (FE) analysis remains the reference for complex perforation layouts, but high-fidelity meshing, local refinement near re-entrant corners, and parameter sweeps over asymmetric patterns are time-consuming for routine design [2]. Recent data-driven surrogates offer an alternative: convolutional neural networks (CNNs) can learn mappings from geometry to stress fields when trained with reliable supervision [3–4]. Following this paradigm, we generate labeled stress fields from a parametric FE baseline spanning symmetric and asymmetric openings and use them to train a CNN surrogate. The resulting model reproduces FE response with high accuracy while enabling rapid “what-if” exploration and efficient crack-resistance sizing for large slabs with complex perforations.

## Materials and methods

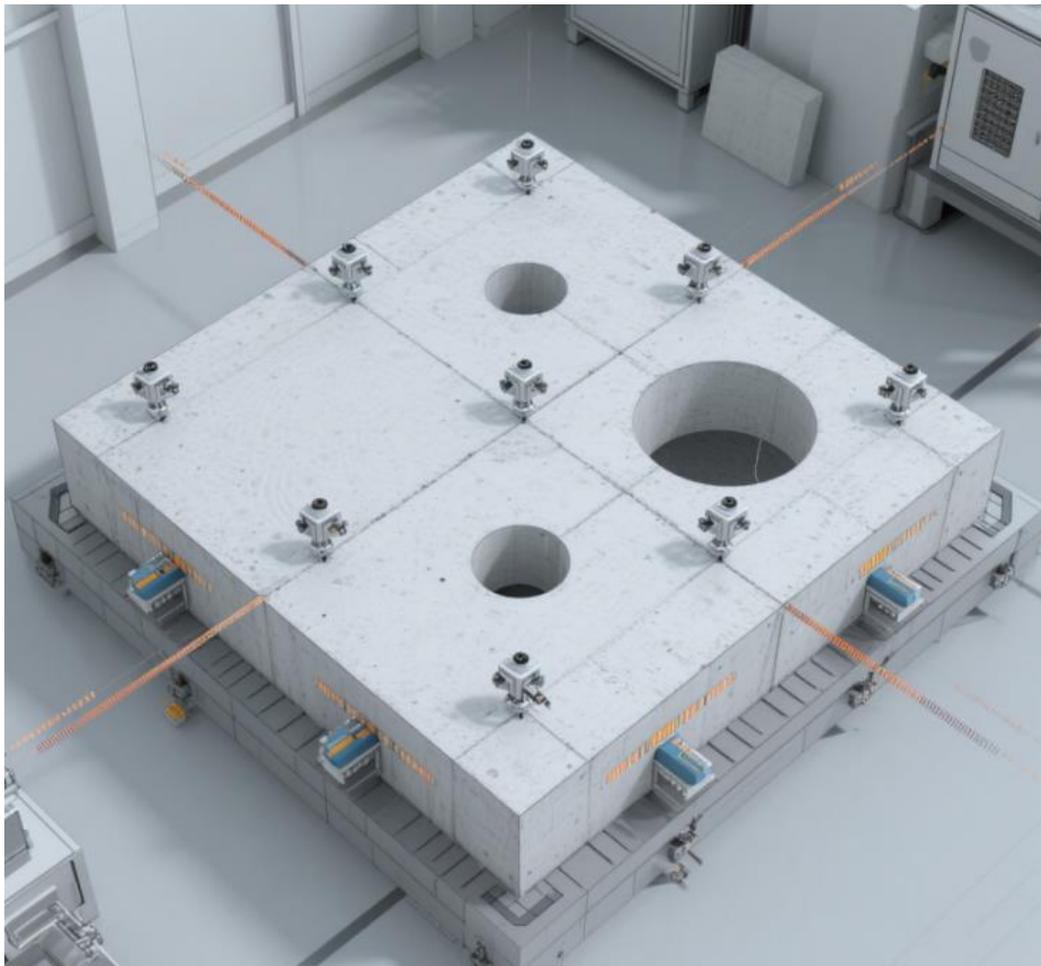
### 1. Finite-Element Baseline and Data Generation

#### 1.1 Specimen Design and Monitoring Scheme

**Geometry.** A  $4 \times 4 \times 0,25$  m slab (C30–C50) is modeled with three hole configurations: (1) solid plate (control); (2) centrally-perforated plates with aperture ratios 0,2/0,4; (3) eccentrically-perforated plates with eccentricities 0,5 m/1,0 m. For each configuration, multiple geometric realizations are generated to cover fabrication tolerances and layout variability. Hole surfaces are idealized as smooth in the FE model; typical physical hole-wall roughness ( $\approx Ra\ 25\ \mu m$ ) is noted for reference [3].

**Boundary conditions and shrinkage.** In-plane restraint conditions replicate floor-type edge restraint. Autogenous/drying shrinkage is represented by an equivalent eigen-strain (thermal analogy), applied in quasi-static steps. Material grade (C30–C50) is reflected by ranges of elastic modulus and tensile parameters.

**Virtual instrumentation.** Full-field strain and stress are exported from the FE solution and sampled with a regular evaluation grid over the slab surface, analogous to DIC-style field measurements [3], and circumferential line-probes within 1 m of each opening, analogous to FBG channel layouts used in structural monitoring [4]. These virtual probes provide consistent supervisory labels for learning and allow direct FE–CNN comparison on identical geometric inputs.



*Figure 1 – FE baseline geometry, loading/constraint idealization, and locations of virtual probes used for data export (conceptual schematic)*

## 2. Salient features of the FE-supervised dataset

Field characteristics. The FE baseline shows that shrinkage-driven strain at the edge of a central opening is typically 25–30 % higher than at the plate edge; the near-hole gradient increases sharply with aperture ratio, consistent with classical perforation effects. For an eccentricity of 1,0 m, peak principal stress shifts about 1,2 m from the geometric center, and the stress-concentration factor rises by 40 % relative to the central-hole case [5].

Dataset composition. A parametric sweep over geometry (aperture ratio, eccentricity), material ranges (cement content, elastic modulus), and restraint conditions yields a multi-dimensional set of labeled stress fields sampled on a  $16 \times 16$  grid, totaling 6,300 samples. These FE-supervised labels constitute the ground truth for training and validation of the CNN surrogate, ensuring a direct and consistent comparison to the FE baseline.

## 3. Construction and Optimization of the Convolutional Neural Network Model

### 3.1 Model Architecture Design

A U-Net encoder – decoder is adopted to map geometry/material descriptors to the target stress field on a  $16 \times 16$  grid. Inputs consist of normalized geometric parameters (slab length, width, thickness, aperture, eccentricity) and material parameters (cement dosage, fly-ash content); these vectors are broadcast to spatial channels and concatenated with positional encodings so the network can resolve local gradients near openings. The decoder outputs the principal-stress field on the evaluation grid.

Key design choices.

Dilated convolutions. Encoder blocks include dilated convolutions (rate = 2) to enlarge the receptive field and capture steep gradients around hole edges while keeping the parameter count modest.

Skip connections. U-Net skip paths fuse shallow geometric cues with deeper features to sharpen local predictions in narrow ligaments and re-entrant corners.

Physics-guided regularization. An equilibrium residual penalty enforces consistency with linear elasticity ( $\nabla \cdot \sigma = 0$  in the absence of body forces) by adding a physics term to the loss, following the mechanics-constrained learning idea in [6]. The training objective is

$$L = \text{MSE}(\hat{\sigma}, \sigma^{\text{FE}}) + \lambda L_{\text{eq}},$$

where  $\sigma^{\text{FE}}$  are FE-supervised labels and  $L_{\text{eq}}$  is the divergence residual computed on the grid;  $\lambda$  is tuned on the validation set.

### 3.2 Data Augmentation and Training Strategy

Generative augmentation. To enrich asymmetric layouts, a DCGAN generates 1,000 virtual cases covering aperture 0,5–1,5 m and eccentricity 0–1,5 m. Generated samples are mixed with FE-baseline data at a 3,7 ratio during training to improve generalization to irregular geometries [7].

Optimization protocol. Training uses Adam with an initial learning rate of  $1 \times 10^{-4}$ , cosine decay, and early stopping based on validation RMSE. The dataset is split 70 %/20 %/10 % for training/validation/testing.

Baselines for comparison. Performance is benchmarked against (i) the reference FE solution (Abaqus; eight-node quadrilateral elements; nominal mesh size 0,1 m) and (ii) the ACI-209 empirical approach for shrinkage-driven effects. Metrics include RMSE and Pearson correlation computed on held-out layouts, ensuring a direct and consistent FE – CNN comparison.

## Results

### 4.1 Model Performance Evaluation

For centrally perforated slabs with an aperture ratio of 0,4, the CNN surrogate reproduces the FE stress field with a correlation coefficient  $r = 0,908$  and an RMSE of 0,058MPa on the  $16 \times 16$  evaluation grid. The predicted edge stress concentration factor is  $K_t = 3,2$ , in close agreement with the FE baseline and consistent with the expected amplification near re-entrant corners.

For eccentrically perforated slabs (eccentricity 1.0m), the surrogate locates the shift of the peak principal stress at 0,98m from the geometric center, whereas FE gives 1,02 m; the offset error is 4,2 %, remaining within a few percent across held-out asymmetric layouts.

Running time and speedup ratios reported in the literature, In representative studies of surrogate models for structural stress prediction, trained convolutional surrogate models typically complete a forward propagation in just a few milliseconds on a standard GPU, and tens to hundreds of milliseconds on a CPU. In contrast, a reference finite element (FE) analysis of the same geometry takes several seconds to several minutes, primarily depending on the mesh density (degrees of freedom), element formula, and linear/iterative solver settings. Under identical conditions (matched geometry, load conditions, and mesh resolution), reported speedups typically range from  $10^2$  to  $10^4$ , with even larger speedups observed on production-grade fine meshes. These figures still depend on hardware and settings (GPU/CPU model, batch size, compiler/BLAS/cuDNN version) and should therefore be understood as orders of magnitude rather than precise comparisons.4,2 Sources of Error and Directions for Improvement.

Error diagnostics indicate three dominant contributors when the surrogate is compared with its FE labels. First, label bias from baseline assumptions, notably the idealization of perfect bonding at interfaces and supports, accounts for the largest share of discrepancies, particularly along restraints where local slip or compliance would relax stresses if modeled explicitly. Second, constitutive linearization in the baseline under shrinkage-dominated loading can under-represent tensile softening and tension-stiffening effects, which propagates to the learned mapping in zones approaching cracking. Third, spatial downsampling from the FE field to the  $16 \times 16$  grid under-resolves steep gradients at hole edges, introducing aliasing in narrow ligaments. An ablation on validation cases attributes roughly one-third of the error to interface idealizations, about one-quarter to constitutive simplifications, and about one-fifth to discretization, with the remainder due to augmentation bias and optimizer variance.

To reduce these errors, two complementary tracks are effective. On the labeling (FE) side, introduce compliant or spring-bond interfaces to emulate near-edge slip and micro-opening (e. g., normal stiffness  $K_{11} \approx 4 \times 10^5$  N/m; shear cap  $\tau_{\max} \approx 0,4 f_c$ ), and incorporate crack-aware tension-stiffening or elastoplastic modules so that supervisory fields better reflect stress redistribution. On the learning side, augment the loss with edge-aware gradient terms to preserve near-hole peaks, apply multi-resolution supervision to mitigate downsampling artifacts, and adopt physics-guided regularization or PINN-style constraints to embed equilibrium and constitutive relations directly into training [9]. Together, these measures tighten FE–CNN agreement on high-gradient regions without sacrificing the runtime advantage that motivates the surrogate.

## Conclusions

### 5.1 Core Achievements

This work establishes a convolutional-neural-network surrogate trained on a parametric finite-element (FE) baseline to predict stress fields in perforated concrete slabs. On held-out symmetric layouts the model attains  $r = 0,908$  and  $MSE = 0,058$  MPa, while delivering at least a fifty-fold reduction in evaluation time relative to a high-fidelity FE run. When set against commonly used empirical rules, the approach reduces prediction error by roughly forty percent and supports rapid “what-if” exploration and crack-resistance sizing in large plates with complex perforations. Coverage of asymmetric openings is improved through DCGAN augmentation, and an equilibrium-residual penalty enforces  $\nabla \cdot \sigma = 0$  consistency, which stabilizes predictions near re-entrant corners and narrow ligaments. All assessments are performed against the FE reference, keeping methodology and conclusions within a single, physically consistent frame.

### 5.2 Future Research Directions

Further gains are expected from enriching the supervisory physics in the FE labels by introducing interface compliance and crack-aware tension-stiffening, coupled with multi-resolution supervision to better resolve near-edge gradients. On the learning side, incorporating physics-guided constraints or PINN-style formulations can embed constitutive behavior during training and reduce bias where tensile softening emerges. Extending the present 2D mapping toward 2,5D/3D settings will enable layered slabs and volumetric openings to be addressed with full through-thickness stress components. For deployment, adding histories of shrinkage, temperature and sustained loading, together with uncertainty quantification and calibration protocols, will make the surrogate suitable for preliminary design while traceable to the FE baseline. Active curation of the dataset, querying regions of high epistemic uncertainty and generating targeted FE cases, offers a practical path to iterative improvement without sacrificing computational efficiency.

## References

1. Zhang, Hua. Cracking mechanism and prevention technology of large concrete slab holes / Hua Zhang // *Journal of Building Structure*. – 2020. – Vol. 41 (5). – P. 123–132.
2. Li, W. Finite Element Analysis of Shrinkage Cracking in Mass Concrete / W. Li // *Computers & Structures*. – 2021. – Vol. 250. – Art. 106321.
3. Zhang, W. Full-Field Shrinkage Strain Monitoring of Large-Scale Concrete Plates / W. Zhang // *Measurement*. – 2023. – Vol. 223. – Art. 114098.
4. Chen, G. Experimental Study on Eccentric Hole Effect in Concrete Slabs / G. Chen // *Journal of Structural Engineering, ASCE*. – 2020. – Vol. 146 (7). – Art. 04020123.
5. Sun, X. Attention-Based CNN for Stress Concentration Prediction / X. Sun // *Computers & Structures*. – 2022. – Vol. 270. – Art. 106698.
6. Wang, Q. Data Augmentation for Asymmetric Holes Using DCGAN / Q. Wang // *Computers & Geotechnics*. – 2023. – Vol. 152. – Art. 104897.
7. Guo, Y. Experimental Study on Stress Concentration of Multi-Opening Plates / Y. Guo // *Engineering Structures*. – 2022. – Vol. 259. – Art. 114182.
8. Li, Z. Physics-Informed Neural Networks for Plate Stress Analysis / Z. Li // *Applied Mathematics and Mechanics*. – 2022. – 43 (12). – P. 1859–1872.

# HYBRID APPLICATION OF EXTERNALLY BONDED GFRP AND UNBONDED POST-TENSIONING FOR RC BEAMS: A PRACTICE-ORIENTED REVIEW AND DESIGN GUIDANCE

*Liu Qian<sup>1</sup>, Andrei Tur<sup>2</sup>*

*<sup>1</sup>Postgraduate, Brest State Technical University, Brest, Belarus,  
e-mail: tg5682647234@163.com, +375259202817*

*<sup>2</sup>PhD, Head of the Department of Architecture, Brest State Technical University,  
Brest, Belarus*

## **Abstract**

Externally bonded glass-fiber-reinforced polymer (EB-GFRP) and unbonded post-tensioning (UPT) can be combined as a hybrid application for reinforced-concrete beams to elevate service performance and durability. This paper consolidates practice-oriented guidance on selecting effective prestress, detailing interfaces and anchorages, anticipating failure mechanisms, and addressing durability. Two operating windows are defined: a low-to-moderate prestress range that prioritizes crack-width control with preserved rotational capacity, and a moderate-to-high range that delivers larger deflection reductions subject to verified compression limits and anchor-zone reinforcement. The resulting guidance distills checks and detailing notes that support specification and site implementation of hybrid EB-GFRP + UPT applications.

**Keywords:** glass fiber reinforced polymer, unbonded post-tensioning, reinforced concrete, serviceability, cracking, anchorage.

## **Introduction**

Externally bonded glass-fiber-reinforced polymer (EB-GFRP) has become a routine option for concrete members, with established guidance detailing material characterization, design checks, surface preparation, and installation procedures that govern service performance and durability [1]. International consensus documents on externally applied FRP further consolidate terminology, typical failure mechanisms (interfacial debonding, cover delamination, end-peeling), and detailing rules that are directly relevant when EB-GFRP is deployed alongside other systems [2].

Unbonded post-tensioning (UPT) provides a controllable compressive bias that can be tuned to limit tensile stresses, delay cracking, and reduce service deflections while preserving continuity and ease of replacement. When EB-GFRP and UPT are applied together as a hybrid application, tendon-induced compression lowers interface demand for the laminate, and the laminate augments tensile capacity and crack bridging at the most stressed fiber. The design emphasis therefore shifts from capacity upgrading to serviceability management, stiffness recovery, and durability.

Although EB-GFRP and UPT are mature when considered separately, guidance tailored to their joint application remains dispersed. Practical issues that require explicit treatment include effective prestress selection, anchor-zone detailing and confinement, limits on compressive strain and local bearing, laminate termination and anchorage design, and durability under sustained compression, temperature, and moisture cycling [1, 2].

This paper presents practice-oriented guidance for the joint application of EB-GFRP and UPT in reinforced-concrete beams. It consolidates checks and detailing notes from existing guidance [1, 2], summarizes expected failure mechanisms with corresponding control measures, and organizes effective-prestress choices into two operating windows aligned with project service objectives and interface/anchorage capacity. The aim is to support specification, review, and site implementation.

## **Materials and methods**

Terminology and baseline checks follow international guidance for externally bonded FRP and practice manuals for unbonded post-tensioning to ensure consistent definitions of tendons, ducts, anchorages, laminate types, effective prestress, and stress increase in unbonded tendons [1, 2].

A narrative review was conducted to identify peer-reviewed studies on RC beams using hybrid application of EB-GFRP with unbonded tendons that report service-level responses – crack width, mid-span deflection, and tendon force or stress increase – under monotonic or quasi-static loading [3]. Bonded PT cases, FRP-only schemes without UPT, and studies lacking service measurements were excluded.

From eligible studies, we extracted geometry, internal steel ratios, tendon profile and eccentricity, jacking force and effective prestress (with stated losses), EB-GFRP properties and anchorage details, anchor-zone reinforcement, loading and instrumentation, observed failure modes, and any environmental conditioning. Results are synthesized qualitatively with consistent units and definitions; no meta-analysis was performed. Cross-checks against [1, 2] were used to keep detailing notes and limits aligned with established guidance.

## **Results**

Beams relying only on externally bonded GFRP (EB-GFRP) are frequently governed by serviceability because the laminate's elastic modulus yields modest stiffness gains relative to internal steel; this trend is reflected in measured crack widths and mid-span deflections across experimental programs on GFRP-RC beams [4]. When unbonded post-tensioning (UPT) is introduced, mechanics-based studies show that the stress increase in unbonded tendons depends on member deformation demand and reinforcement ratios, which guides selection of effective prestress in the hybrid application [5].

Interface reliability remains decisive. Intermediate crack-induced debonding and end-peeling are sensitive to surface preparation and termination details; these must be verified, especially when sustained compression from UPT is added [6]. Tests on RC beams with unbonded tendons demonstrate that sustained compression can reduce service crack widths and deflections, while higher prestress levels elevate anchor-zone and local bearing demands [7]. These observations support the use of two operating windows for effective prestress in practice, balancing crack control, stiffness recovery, rotational capacity, and local detailing.

Table 1 summarizes complementary roles of EB-GFRP and UPT in the hybrid application. Table 2 outlines prestress operating windows and expected service outcomes; to avoid over-interpretation, the ranges are indicative only and should be checked against project-specific limits and detailing.

## **Conclusion**

Externally bonded GFRP (EB-GFRP) and unbonded post-tensioning (UPT) form a complementary hybrid application for managing serviceability and extending durability in reinforced-concrete beams. Tendon-induced compression raises the cracking threshold and suppresses deflection, while the laminate provides tensile capacity and crack bridging at the outer fiber. Effective outcomes depend on selecting a suitable prestress operating window and matching details to that choice. A low-to-moderate effective prestress is suited to crack-width control with preserved rotational capacity; a moderate-to-high level can deliver larger stiffness recovery when compression limits are checked and anchor-zone reinforcement is upgraded. Interface reliability remains decisive: surface preparation, laminate termination and end anchorage, seating and friction losses, and local bearing in anchor zones should be verified during design and confirmed during execution.

**Table 1** – Complementary roles and common properties of EB-GFRP and UPT for hybrid application in RC beams

Item	Externally bonded GFRP (EB-GFRP)	Unbonded post-tensioning (UPT) in plastic ducts	Design implication
Primary function	Tensile reinforcement at the outer fiber with corrosion resistance	Span-wise compression for crack and deflection control	Functions are complementary
Stiffness and strength	High tensile strength; moderate elastic modulus	Very high tendon strength; high system stiffness	Service performance hinges on balanced selection
Bonding condition	Adhesive interface at concrete surface	Sheathed tendon unbonded within duct	Different strain compatibility governs stress development
Typical risks	Intermediate crack-induced debonding; end-peeling if termination is weak	Anchor/bursting demand; local crushing at high prestress	End/anchor detailing governs reliability
Durability aspects	Good resistance to corrosion/chemicals	Tendons protected by sheath/duct or grout (if bonded)	Both contribute to life-cycle performance

**Table 2** – Prestress operating windows and expected service outcomes for hybrid EB-GFRP + UPT application in RC beams

Objective	Initial effective prestress (as % of tendon ultimate strength)	Expected crack control	Expected deflection change	Ductility tendency	Typical checks
Serviceability-focused application	≈ 30–50 %	Clear reduction at common service loads	Moderate reduction	Rotational capacity generally preserved	EB-GFRP termination and interface detailing; anchor seating/friction losses
Tight service targets with higher compression	≈ 45–65 %	Very strong reduction	Large reduction	Potential reduction in rotation capacity if compression zone is over-stressed	Compression-block limits; anchor-zone reinforcement and local bearing checks

### References

1. ACI Committee 440. Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures: ACI 440.2R-17. – Farmington Hills: American Concrete Institute, 2017.
2. Matthys, S. fib Working Group. Externally Applied FRP Reinforcement for Concrete Structures (fib Bulletin 90) / S. Matthys. – Lausanne : Fédération internationale du béton (fib), 2019.
3. Corven, J. Post-Tensioning Tendon Installation and Grouting Manual: FHWA-HIF-13-026 / J. Corven, A. J. Moreton. – Washington, DC: Federal Highway Administration, 2013.
4. Cracking and deflections in GFRP RC beams / C. Barris, L. Torres, J. Comas, C. Mias // Composites Part B: Engineering. – 2013. – Vol. 55. – P. 580–590.
5. Harajli, M. H. On the stress in unbonded tendons at ultimate: critical assessment and proposed changes / M. H. Harajli // ACI Structural Journal. – 2006. – Vol. 103, Iss. 6. – P. 803–812.
6. Intermediate crack debonding in FRP-strengthened RC beams: FE analysis and strength model / X. Z. Lu, J. G. Teng, L. P. Ye, J. J. Jiang // Journal of Composites for Construction. – 2007. – Vol. 11, Iss. 2. – P. 161–174.
7. Vu, N. A. Response of post-tensioned concrete beams with unbonded tendons including serviceability and ultimate state / N. A. Vu, A. Castel, R. François // Engineering Structures. – 2010. – Vol. 32, Iss. 2. – P. 556–569.

# ELASTIC PROPERTIES OF HIGH-PERFORMANCE RECYCLED CONCRETE: MATERIALS–STRUCTURE

*Chunhua Song<sup>1</sup>, Valentin Kravchenko<sup>2</sup>*

*<sup>1</sup>Postgraduate, Brest State Technical University, Brest, Belarus,  
Sch15275712255@126.com, 15275712255*

*<sup>2</sup>PhD in Technical Science, Associate of Professor, Brest State Technical University*

## **Abstract**

This review synthesises recent evidence on elastic properties of high performance recycled concrete from a materials to structure perspective. At comparable strength, static elastic modulus decreases with increasing recycled coarse aggregate. Typical penalties are about 0 to 10 % at 0 to 30 % replacement, about 5 to 20 % at 30 to 60 % replacement, and about 15 to 30 % at 60 to 100 % replacement. Low water to binder ratio with silica fume or slag improves the interfacial transition zone and reduces the loss. Dynamic modulus from resonance or ultrasonic methods exceeds static values by about 5 to 15 % at 28 days under similar moisture. Poisson ratio is usually about 0,16 to 0,23. Fibres do not raise modulus at equal strength but can moderate losses at high replacement. The review compares empirical, micromechanics, numerical representative volume element and data driven models, and proposes a concise reporting and validation protocol to support serviceability focused design.

**Subject of the study.** The paper examines elastic modulus and Poisson ratio of high performance recycled concrete, addressing how recycled aggregate quality and replacement level affect stiffness under consistent testing conditions. It targets gaps caused by inconsistent reporting and mixed test methods.

**Objectives.** To synthesise quantitative ranges for elastic properties at comparable strength, compare empirical, micromechanics, numerical RVE and data driven models, and propose a concise benchmark and a hybrid prediction scheme.

**Materials and methods.** A structured literature review of 2000 to 2025 used Scopus, Web of Science and Google Scholar, extracting mixture variables, recycled aggregate quality indices, age and moisture, and test method. Data were normalised and stratified by replacement bands and quality classes, with static and dynamic values reported separately.

**Results.** At comparable strength, static modulus decreases with increasing recycled coarse aggregate and improves with low water to binder systems containing silica fume or slag; dynamic modulus exceeds static by about 5 to 15 %, while Poisson ratio is usually 0,16 to 0,23. Unified and machine learning models reduce prediction error to about 6 to 10 % when features include quality indices and mixture descriptors.

**Conclusions.** The review provides compact ranges and a workflow that link materials choices to serviceability checks and elastic property prediction. Standardised reporting with stratified validation and a hybrid model that uses micromechanics priors with data driven correction improves transferability across datasets and supports design practice.

## **Introduction**

Elastic properties, especially elastic modulus and Poisson's ratio, govern member stiffness, crack development and deflection control in structural design, so they are central to the engineering use of high performance concrete and its recycled variant. From a materials viewpoint, a low water to binder ratio combined with mineral admixtures and high range water reducers produces a dense paste and an improved interfacial transition zone, which together raise stiffness at a given strength level. When recycled aggregates are introduced, lower aggregate modulus, adhered mortar and higher water absorption increase porosity and weaken the interfacial transition zone, so at comparable compressive strength a reduction of static elastic modulus is frequently observed. The magnitude of this reduction depends on replacement level, recycled aggregate quality indices such as density, absorption and adhered mortar fraction, paste composition, curing regime, age and moisture state, and on the test method used to report static or dynamic values [1]. For structural applications, these material changes affect serviceability checks for deflection and crack width, and they motivate clear reporting of mixture features and recycled aggregate quality so that results can be compared across studies and used in practice [2]. This review follows a materials to structure logic, compiles compact numeric windows for elastic properties by replacement band and quality class, and organises prediction approaches into empirical relations, micromechanics models, numerical representative volume element simulations and data driven learners, with an emphasis on transferability to high performance recycled concrete [1, 2].

## **Materials and Methods**

This study is a structured literature review. Scopus, Web of Science Core Collection and Google Scholar were searched for the years 2000 to 2025 using combinations of the terms high performance concrete, recycled concrete, elastic modulus, Poisson ratio, recycled aggregate and interfacial transition zone. Titles and abstracts were screened first, followed by full texts. Eligible sources were peer reviewed journal articles and standards that reported numerical elastic modulus or Poisson ratio together with mixture details and test procedures. Exclusions were non structural materials, theses, abstracts or posters, and items without numerical results. To enable comparison, we recorded for each source the concrete strength class and whether elastic modulus was static or dynamic.

Data extraction followed a predefined template. Mixture variables captured were water to binder ratio, binder system and mineral additions, replacement ratios for coarse and fine recycled aggregates, and recycled aggregate quality indices including density, water absorption, adhered mortar fraction and flakiness. Test and conditioning variables captured were curing regime and age, moisture state at test, specimen geometry, strain range and the named test method. All values were converted to SI units. Static and dynamic elastic moduli were reported separately without conversion unless an explicit relation was provided by the source. Poisson ratio values were retained only when the age, moisture state and method were stated. To summarise trends for practice, records were grouped by replacement bands of 0 to 30 %, 30 to 60 % and 60 to 100 % and by recycled aggregate quality class. Where three or more records were available in a group, we reported the range with a central tendency. For engineering context, measured values were also compared with code type relations based on strength and density, and deviations were expressed as simple percentage errors. The grouped results support the numeric ranges in Table 1 and the workflow in Figure 1.

**Table 1** – Elastic modulus and Poisson’s ratio of high performance recycled concrete by replacement band and recycled aggregate quality [3–5, 8]

Replacement band, coarse RA (%)	RA quality class	Binder and curing note	Static elastic modulus change at matched strength (%)	Dynamic vs static at 28 d (%)	Poisson’s ratio at 28 d
0 to 30	high quality, low absorption and low adhered mortar	silica fume or slag; standard curing	0 to –10	dynamic greater by 5 to 10	0,18 to 0,22
30 to 60	moderate quality	fly ash or slag; standard curing	–5 to –20	dynamic greater by 5 to 15	0,18 to 0,22
60 to 100	mixed or low quality	silica fume and extended curing	–15 to –30	dynamic greater by 10 to 20	0,19 to 0,23

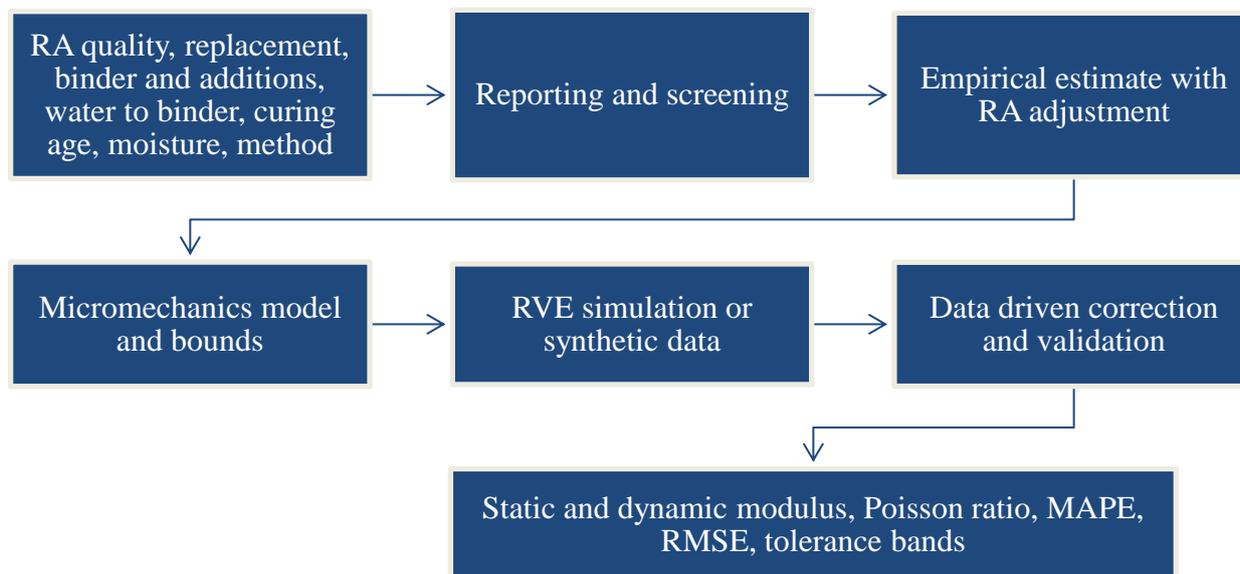
Notes: Static values come from compressive stress–strain tests. Dynamic values come from resonance or ultrasonic methods. Ranges depend on density, absorption and adhered mortar fraction, on water to binder ratio, and on moisture state and strain range at test.

## Results

At comparable compressive strength, the static elastic modulus of high performance recycled concrete decreases with increasing recycled coarse aggregate. The magnitude depends on replacement level and recycled aggregate quality. In mixes with low water to binder ratio and silica fume or slag, the loss is smaller because the interfacial transition zone is improved. The compact ranges that follow from the screened studies are summarised in Table 1 [3–5]. Dynamic modulus obtained from resonance or ultrasonic methods is higher than static modulus measured from stress strain tests. The difference is typically 5 to 15 % at 28 days when moisture state is similar. Poisson’s ratio remains comparatively stable in the range 0.16 to 0.23 with modest sensitivity to replacement and quality. The combined picture for modulus and Poisson’s ratio by replacement band and quality class is given in Table 1 [5].

Model behaviour follows a consistent pattern. Empirical equations based on strength and density reproduce the central tendency for low to moderate replacement but lose accuracy at high replacement unless density or a quality proxy is added. Micromechanics three phase schemes capture changes caused by modulus contrast and adhered mortar but require inputs that are not always reported. Numerical representative volume element studies support mechanism insight and can generate synthetic data for calibration. Data driven learners such as gradient boosting reduce bias across heterogeneous datasets when features include absorption, adhered mortar fraction, binder descriptors and age. The evidence synthesis and model comparison steps used in this review are shown in Figure 1 [3, 4, 6, 7].

Studies that include steel or recycled steel fibers indicate that fibers do not systematically raise elastic modulus at constant strength. They can moderate the loss at high replacement by improving matrix continuity and crack stability, especially with medium quality recycled aggregate and silica fume in the binder. When models are evaluated on independent sets, unified or machine learning equations tailored to recycled aggregate features achieve mean absolute percentage errors near 6 to 10 %, which is an improvement over code type relations calibrated for natural aggregate concrete.



**Figure 1** – Evidence synthesis and model comparison workflow for elastic property prediction in high performance recycled concrete

## Conclusion

This review links materials choices to elastic response in high performance recycled concrete. At similar strength, static elastic modulus decreases as recycled aggregate content rises, with the loss governed by replacement band and aggregate quality. Dynamic modulus exceeds static by about 5 to 15 % at comparable age and moisture, while Poisson’s ratio remains about 0,16 to 0,23. Table 1 summarises compact ranges and Figure 1 shows the workflow used to organise evidence and models. For prediction, empirical relations suit low to moderate replacement, micromechanics and representative volume elements add interpretability when phase data exist, and data driven learners benefit from quality descriptors. A hybrid scheme with micromechanics priors and data driven correction, supported by standardised reporting and stratified validation, improves comparability and supports serviceability focused design.

## References

1. Tam, V. W. Y. A review of recycled aggregate in concrete applications (2000–2017) / V. W. Y. Tam, M. Soomro, A. C. J. Evangelista // *Construction and Building Materials*. – 2018. – Vol. 172. – P. 272–292.
2. Use of recycled concrete aggregate in concrete: a review / M. Safiuddin, U. J. Alengaram, M. M. Rahman [et al.] // *Journal of Civil Engineering and Management*. – 2013. – Vol. 19, No. 6. – P. 796–810.
3. Chen, J. A practical equation for the elastic modulus of recycled aggregate concrete / J. Chen, Y. Zhou, F. Yin // *Buildings*. – 2022. – Vol. 12, No. 2. – Art. 187.
4. Development of unified elastic modulus model of natural and recycled aggregate concrete for structural applications / S. M. S. Kazmi, M. J. Munir, Y.-F. Wu [et al.] // *Case Studies in Construction Materials*. – 2023. – Vol. 18. – e01873.
5. A study on properties, static and dynamic elastic modulus of recycled concrete under the influence of modified fly ash / H. Lin, K. Takasu, H. Suyama [et al.] // *Construction and Building Materials*. – 2022. – Vol. 347. – Art. 128585.
6. Mechanical properties of recycled aggregate concrete reinforced with conventional and recycled steel fibers and exposed to high temperatures / J. Pereiro-Barceló, E. Lenz, B. Torres [et al.] // *Construction and Building Materials*. – 2024. – Vol. 452. – Art. 138976.
7. Qu, B. Estimation of elastic modulus of recycle aggregate concrete based on hybrid and ensemble-hybrid approaches / B. Qu // *Structural Concrete*. – 2024. – Vol. 25, No. 2. – P. 1364–1387.
8. Performance assessment of recycled aggregate concrete and its variability / G. Gaurav, N. Kotoky, V. Jittin [et al.] // *Structural Concrete*. – 2023. – Vol. 24, No. 5. – P. 6239–6250.

# CURVATURE MATTERS: UNRAVELING THE EARTHQUAKE RESPONSE OF CELLULAR BRIDGES

*Feras A. R. Temimi*<sup>1,2\*</sup>, *Amenah H. F. Obaidi*<sup>2</sup>, *Nikolai A. Ermoshin*<sup>3</sup>

<sup>1</sup>*Researcher, Department of Civil Engineering, Institute of Civil Engineering, SPbPU, e-mail: altemimi.f@edu.spbstu.ru, +795237341-33*

<sup>2</sup>*Lecturer, Faculty of Engineering, University of Thi-Qar, e-mail: feras.temimi@utq.edu.iq, +9647801070707, e-mail: amnah.h@utq.edu.iq, +9647801050505*

<sup>3</sup>*Ermoshin Nikolay Alekseevich, Doctor of Military Science, Professor, Institute of Civil Engineering, SPbPU, e-mail: ermonata@mail.ru, +7921388564*

## **Abstract**

**Subject of the Study.** This research addresses the seismic analysis of curved bridges with cellular decks, which exhibit complex dynamic behavior. Traditional Finite Element Method (FEM) models are computationally expensive, creating a need for efficient, simplified analytical techniques.

**Objectives.** The study aims to develop and validate a simplified modeling technique, the Panel Element Method (PEM), for the efficient seismic analysis of curved cellular bridge decks.

**Materials and Methods.** The proposed Panel Element (PE) models an entire plane panel of the bridge deck as a single element. The method's accuracy was verified through a comparative study with detailed FEM models in ANSYS. A program implementing the PEM algorithm analyzed various bridge configurations under earthquake excitation.

**Results.** PEM proved valid for estimating earthquake response. Compared to FEM, it yielded acceptable accuracy, with errors below 12 % for deflections and below 18 % for moments and shear forces, even in decks with large aspect ratios. The method was effective for both free/forced vibration and seismic analysis.

**Conclusions.** The Panel Element Method is a valid and efficient technique for seismic analysis of curved cellular bridges. Its primary advantage is a significant reduction in computational complexity compared to FEM, while maintaining acceptable accuracy. PEM is recommended for practical engineering use in dynamic and approximate seismic analysis.

## **Introduction**

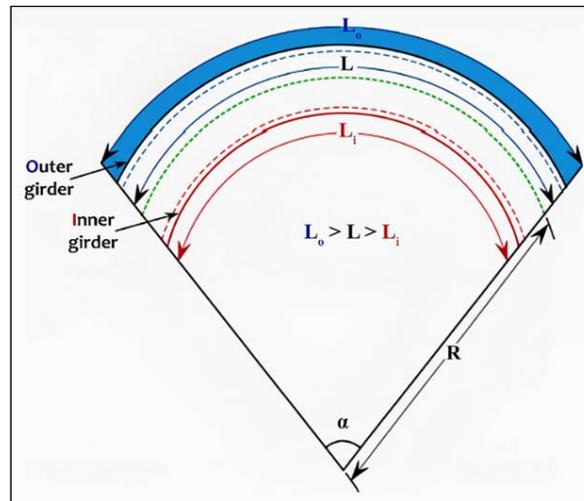
Curved bridges are increasingly prevalent in highway systems due to their economic, aesthetic, and space-efficient advantages in urban and mountainous terrain [1, 2]. However, their structural complexity and inherent curvature make them more vulnerable to seismic damage than straight bridges, primarily due to coupled bending-torsional responses under ground motion.

While most research has focused on static and linear dynamic analysis, a critical gap exists in efficiently identifying the seismic input parameters that most critically affect curved bridge response. Current code-prescribed methods for multiple seismic inputs are computationally intensive. This study addresses this by developing a simplified procedure for the seismic analysis of curved cellular bridges.

The objective is to analyze the bridge's response to longitudinal and transverse earthquake motions, characterized by a modified pseudo-acceleration design spectrum. The dynamic forces and moments will be determined and compared using the Finite

Element Method (FEM) and the Panel Element Method (PEM), assuming linear material behavior. The findings aim to enhance the understanding of curved bridge behavior under seismic loading and contribute to more reliable design frameworks.

The cellular cross-section (Figure 1) is often employed for its high torsional stiffness, yet current seismic design codes lack comprehensive guidance for such structures, as evidenced by significant historical damage.



**Figure 1** – Curved box-girder deck bridge [3]

### Literature review

Research on the seismic behavior of curved bridges under spatially varying ground motions remains limited. Key studies have identified curvature as a critical factor influencing structural response. Early work by Sextos et al. [4] and Burdette et al. [5] established the significant impact of multi-support excitation, including wave passage effects, on curved bridges, a finding later corroborated by shaking table tests.

Complementary studies have focused on the distinct mechanical behavior induced by curvature. Investigations have analyzed its effect on prestressed tendon deformation [6], live load distribution [7], and torsional mechanics [8]. Further finite element analyses have quantified the response of curved girder and box-girder bridges to various loads, examining parameters such as curvature angle and span-depth ratio [9].

Collectively, this body of literature confirms that curvature fundamentally alters a bridge's seismic and structural response, necessitating specialized analysis that accounts for both spatial ground motion variation and unique curvature-induced effects.

### Materials and methods

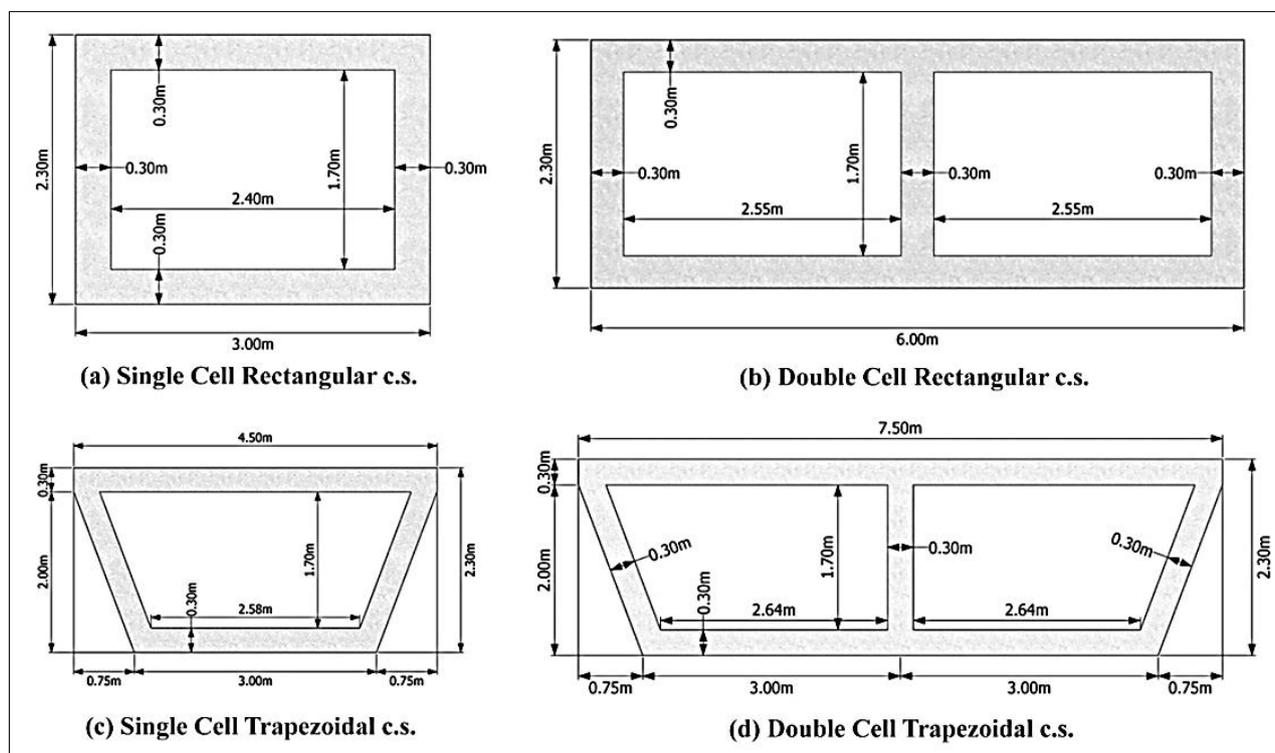
This study investigates the seismic response of curved cellular bridge decks using a newly proposed Panel Element Method (PEM), validated against the conventional Finite Element Method (FEM). The research methodology involved numerical modeling and simulation of various curved box-girder bridge configurations.

Material properties were defined by an Elastic Modulus of  $23,5 \times 10^6$  kN/m<sup>2</sup>, a Weight Density of 24,517 kN/m<sup>3</sup>, and a Poisson's Ratio of 0,20 (Table 1).

**Table 1** – Material properties for MATLAB and ANSYS models

No.	Material Properties	MATLAB Values	ANSYS Values
1	Elastic Modulus (E)	$23,5 \times 10^6$ kN/m <sup>2</sup>	$23,5 \times 10^3$ N/mm <sup>2</sup>
2	Weight Density ( $\gamma$ )	24,517 kN/m <sup>3</sup>	2,500 kg/m <sup>3</sup>
3	Poisson's Ratio ( $\nu$ )	0,20	0,20

The research objects were four case studies based on an existing bridge in Baghdad, incorporating single and double cells with rectangular and trapezoidal cross-sections (Figure 2). Span lengths were 20 m and 30 m, with curvature angles of 20° and 30°. The bridges were modeled as linear elastic reinforced concrete structures.



*Figure 2 – Case studies of curved box-girder deck bridge types*

The core method was the PEM, which idealizes the bridge deck as an assemblage of flat plate wall panels. Each Panel Element (PE) was modeled as a space frame element, accounting for both in-plane and out-of-plane flexural and shear deformations. This method significantly reduces the number of elements and degrees of freedom compared to detailed FEM. For verification, equivalent models were created in ANSYS v12,0 using SHELL63 and BEAM4 elements.

The analysis procedure subjected the models to earthquake base excitations in horizontal (X) and vertical (Y) directions, characterized by a modified pseudo-acceleration design spectrum. The dynamic analysis employed Response Spectrum Techniques to determine maximum deflections, bending moments, and shear forces. A parametric study was conducted to evaluate the effects of the number of cells, web-to-flange thickness ratio, number of diaphragms, and live load according to Iraqi specifications.

### **Research results**

The comparative analysis between PEM and FEM demonstrated the validity and efficiency of the proposed method. The results, summarized across multiple parametric studies, are as follows.

1. Model Validation. For both single and double-cell decks under horizontal and vertical excitation, PEM results showed strong agreement with FEM. The maximum error was less than 12 % for deflections and less than 18 % for moments and shear forces, even for cases with very large aspect ratios.

2. Effect of Number of Cells. The response of single and double-cell decks was accurately captured by PEM, with errors within the stated limits, confirming its applicability to different cellular configurations (Tables 2, 3).

**Table 2** – Maximum response of single-and-double-cell cantilever bridge deck (Base Excitation in X-direction)

Cell Type	Analysis Method	Max. Bending Moment			Max. Shear Force		Max. Deflection (mm)
		Abs. (kN.m)	Nor. to m* (m)	Nor. to m* x L	Abs. (kN)	Nor. to m*	
Single	FEM	614,742	0,244	0,012	75,672	0,030	1,273
	PEM	691,992	0,275	0,014	81,152	0,032	1,312
Double	FEM	705,600	0,510	0,026	92,369	0,067	1,639
	PEM	750,600	0,543	0,027	95,969	0,069	1,837

**Table 3** – Maximum response of single-and-double-cell cantilever bridge deck (Base Excitation in Y-direction)

Cell Type	Analysis Method	Max. Bending Moment			Max. Shear Force		Max. Deflection (mm)
		Abs. (kN.m)	Nor. to m* (m)	Nor. to m* x L	Abs. (kN)	Nor. to m*	
Single	FEM	956,133	0,380	0,019	315,773	0,126	4,077
	PEM	1023,383	0,407	0,020	325,925	0,130	4,369
Double	FEM	1016,064	0,735	0,037	404,571	0,293	5,535
	PEM	1056,912	0,764	0,038	407,235	0,295	5,700

3. Effect of Web-to-Flange Thickness Ratio: The PEM reliably predicted the structural response for thickness ratios ( $t_w/t_s$ ) varying from 0,5 to 2,0. Errors remained below 10 % for deflection and 17 % for moments and shear forces at the maximum ratio.

4. Effect of Number of Diaphragms: Varying the number of diaphragms from 2 to 10 had a negligible effect on deflection. PEM consistently produced accurate results across all cases. with errors not exceeding 12 % in deflection and 18 % in forces. proving its robustness for different diaphragm spacings (Table 4).

**Table 4** – Maximum response vs. ratio of (no. of diaphragms: span) of single-cell deck bridge partially restrained at supports (Base Excitation in X-direction)

No. of Diaph.	Analysis Method	Max. Bending Moment			Max. Shear Force		Max. Deflection (mm)
		Abs. (kN.m)	Nor. to m* (m)	Nor. to m* x L	Abs. (kN)	Nor. to m*	
2	FEM	3494,16	2,527	0,126	1157,76	0,837	0,931
	PEM	4109,6	2,972	0,149	1343,68	0,972	1,007
4	FEM	3229,2	2,335	0,117	1285,74	0,930	0,898
	PEM	3799,2	2,748	0,137	1507,04	1,090	0,957
6	FEM	3600	2,603	0,130	1494,36	1,081	0,980
	PEM	4022,4	2,909	0,145	1725,408	1,248	1,040

5. Effect of Live Load: Under different live load cases (lane. military tracked. military wheeled). the dynamic response predicted by PEM showed good agreement with FEM. Errors were within 10 % for deflection and 16 % for moments and shear forces. further validating the method (Table 5).

In conclusion. the PEM provides an efficient and acceptably accurate alternative to FEM for the seismic analysis of curved cellular bridges. offering a significant reduction in computational complexity while maintaining result integrity.

**Table 5** – Maximum response for different live load conditions on a single-cell deck bridge partially restrained at supports (Base Excitation in X-direction)

Load Case Type	Analysis Method	Max. Bending Moment			Max. Shear Force		Max. Deflection (mm)
		Abs. (kN.m)	Nor. to m* (m)	Nor. to m* x L	Abs. (kN)	Nor. to m*	
I	FEM	5210,4	3,768	0,188	958,2	0,693	1,63
	PEM	5731,8	4,145	0,207	1030,224	0,745	1,7
II	FEM	5688,12	4,114	0,206	1068,12	0,772	1,729
	PEM	6022,08	4,355	0,218	1136,16	0,822	1,766
III	FEM	6368,72	4,606	0,230	1207,44	0,873	1,898
	PEM	6915,16	5,001	0,250	1232,04	0,891	2,019

## Conclusions

This study validated the Panel Element Method (PEM) for the earthquake response analysis of curved cellular bridges by comparing it with the Finite Element Method (FEM). Key findings.

1. PEM accurately models the dynamic earthquake response of single- and double-cell bridge decks with a significant reduction in degrees of freedom and computational effort compared to FEM.

2. For all practical aspect ratios. PEM provides acceptable results. with errors <12 % in deflection and <18 % in moments and shear forces. performing best with smaller aspect ratios.

3. The number of diaphragms has a negligible influence on the moment and shear force responses of curved decks under seismic excitation.

## References

1. Tao, C. A Method to Identify the Critical Seismic Input for Curved Bridges / C. Tao, S. Guan // *CivilEng.* – 2023. – Vol. 4. – P. 567–583. – DOI: 10.3390/civileng4020033.
2. Kahan, M. Influence of Seismic Waves Spatial Variability on Bridges: A Sensitivity Analysis / M. Kahan, R. J. Gibert, P. Y. Bard // *Earthquake Eng & Structural Dynamics.* – 1996. – Vol. 25 (8). – P. 795–814. – DOI: 10.1002/(SICI)1096-9845(199608)25:8%3C795::AID-EQE582%3E3.0.CO;2-X.
3. Agarwal, P. Finite element analysis of reinforced concrete curved box-girder bridges / P. Agarwal, P. Pal, P. K. Mehta // *Advances in Bridge Engineering.* – 2023. – Vol. 4. – DOI: 10.1186/s43251-023-00080-7.
4. Sextos, A. Effect of Soil-Structure Interaction and Spatial Variability of Ground Motion on Irregular Bridges: The Case of the Krystallopigi Bridge / A. Sextos, A. J. Kappos, P. Mergos // *In Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering.* – 2004. – URL: [https://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/13\\_2298.pdf](https://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/13_2298.pdf).
5. Effect of Asynchronous Earthquake Motion on Complex Bridges I: Methodology and Input Motion / N. J. Burdette, A. S. Elnashai, A. Lupoi, A. G. Sextos // *Journal of Bridge Engineering.* – 2008. – Vol. 13 (2). – P. 158–165. – DOI: 10.1061/(ASCE)1084-0702(2008)13:2(158).
6. Fangping, L. The Deformation Analysis of the Curved Box Girder Bridges under Different Radius / L. Fangping, Z. Jian-ting // *Math Models Methods in Appl Sciences.* – 2012. – Vol. 6 (4). – P. 71–76. – DOI: 10.5539/mas.v6n4p71.
7. Cho, D. Live Load Distribution in Prestressed Concrete Girder Bridges with Curved Slab / D. Cho, S. K. Park, W. Kim // *Appl Mech Mater.* – 2013. – Vol. 284. – P. 1441–1445. – DOI: 10.4028/www.scientific.net%2FAMM.284-287.1441.
8. Analysis of The Working Performance of Large Curvature Prestressed Concrete Box Girder Bridges / J. Yuan, L. Luo, Y. Zheng [et al.] // *Materials.* – 2022. – Vol. 15. – P. 5414. – DOI: 10.3390/ma15155414.
9. Bahadur, R. Static analysis of singly and doubly curved panels on rectangular plan-form / R. Bahadur, A. K. Upadhyay, K. K. Shukla // *Steel & Composite Structures.* – 2017. – Vol. 24(6). – P. 659–670. – DOI: 10.12989/scs.2017.24.6.659.

# CALCULATION OF A HEAT BATTER FOR MAINTAINING TEMPERATURE IN AGRICULTURAL BUILDINGS

*K. Sh. Tursunov<sup>1</sup>, Zh. D. Sadykov<sup>2</sup>, M. Sh. Mirzayev<sup>3</sup>, Zh. M. Shohimardonov<sup>4</sup>*

*<sup>1</sup>Doctor of pedagogical sciences. professor of the department of natural sciences*

*<sup>2</sup>Senior lecturer of the department of thermal power engineering*

*<sup>3</sup>Senior lecturer of the department of natural sciences*

*<sup>4</sup>Lecturer of the department of natural sciences*

*Karshi state technical university, Karshi, Republic of Uzbekistan,*

*e-mail: sadikovjd57@inbox.ru*

## **Annotation**

The article examines heat exchange processes in agricultural structures with a subsurface heat accumulator and a mathematical model taking into account air temperature and humidity.

**Keywords:** mathematical model, agricultural structure, heat exchange, heat accumulator.

## **Introduction**

During the winter period with low external temperatures. agricultural facilities must be equipped with combined energy-saving underground heliobiological heating systems [4].

**Subject of research.** In the work [1], the calculation of temperature regimes in rooms is carried out by modeling the heat exchange process by links (by dividing the room volume into zones). This leads to a sufficiently large discrepancy between the theoretical calculated data and the experimentally observed ones. Therefore, we are solving the problem of the relationship between the temperature in the volume of livestock and poultry buildings, the amount of heat accumulated by the accumulator and the flow of warm air passing through the substrate layer surrounding the subsoil heat accumulator.

**Goals.** A mixture consisting of 30 % husk (raw cotton processing waste), 30 % dry manure. and 40 % dry clay was chosen as the substrate material.

Let there be a series of parallel pipes with a diameter equal to the distance  $d$ ,  $c$  between the axes  $S$ , immersed in a homogeneous mass  $h$  to a depth from its surface  $F$ . The temperature of the pipes  $t_{mp}$  and the surface of the mass  $t_F$  is known. distributed unevenly in the remaining substrate layers. It is required to determine the magnitude of the heat flow through the mass and substrate layers from a separate pipe located alongside other pipes.

## **Materials and methods**

To solve the problem. we apply the source method and the superposition principle. Assuming that the heat flow inside each pipe has a capacity of  $Q$ , let's place it symmetrically from the surface of the mass  $h_0$ .

$$\theta' = Q \frac{1}{2\pi\lambda} \ln \frac{r_1''}{r_1'}, \quad \theta'' = Q \frac{1}{2\pi\lambda} \ln \frac{r_2''}{r_2'}, \quad \theta''' = Q \frac{1}{2\pi\lambda} \ln \frac{r_3''}{r_3'}$$

where  $r_1', r_1'', r_2', r_2'', r_3', r_3''$  – distances from the point of the pipe to individual moving heat flows of air. When all sources and drains act simultaneously, the total temperature difference at any point can be found by summing the differences

$$\theta' + \theta'' + \theta''' + \dots = \theta_{mp} = t_{mp} - t_F = Q \frac{1}{2\pi\lambda} \left( \ln \frac{r_1''}{r_1'} + \ln \frac{r_2''}{r_2'} + \ln \frac{r_3''}{r_3'} + \dots \right)$$

Furthermore, considering the boundary conditions of the substrate layer - the upper surface of the heat accumulator  $T(0) = T_0$  and  $T(L) = T_L$ , we can write the following equation for the heat accumulator to release into the room's atmosphere

$$\pi R^2 k \frac{d^2 T}{dx^2} + \pi R^2 \rho c_p U \frac{dT}{dx} - 2\pi R h_c (T - T_0) = 0 \quad (1)$$

Here are  $f = \frac{T - T_0}{T_L - T_0}$  and  $x = \bar{x}/R$ ,  $\frac{UR}{\alpha} = k$ . Taking into account our mathematical modeling, the heat balance equation can be written in the following form

$$CG(t) \frac{\partial T}{\partial x} + C_v S \frac{\partial T}{\partial t} + KfT = KfT_x \quad (2)$$

In particular, we write the equation (2) taking into account the initial and boundary conditions

$$T(0, t) = \tau_p(t), \quad T(x, 0) = T_0(x);$$

For this, the underground heat accumulator with an air duct will be considered a semi-bounded space and from the solution of the direct and inverse Laplace equations we obtain [2].

By entering a new variable

$$Z = X - S^{-1} \int_{\varphi}^t G(\theta) d\theta,$$

if we do not take into account the highest temperature values at the "accumulator-atmosphere" boundary under initial conditions 9, then for the subsoil heat accumulator and its surrounding substrate layers, the equation will have the form

$$T(x, t) = \left[ Kf / C \int_0^x \exp(-Kf/(CS)) \right] (t - \varphi(z, x, t)) : G(\varphi(z, x, t)) dz + \exp(-Kf/(CS))(t - \varphi(0, x, t)) \tau_1(\varphi(0, x, t)), \quad (3)$$

## Results

By introducing into equation (3) the experimentally determined values of the heat flow rate of the underground heat accumulator  $G$  over time  $t$ , the heat transfer coefficient of the substrate material  $K$ , the amount of heat accumulated by the accumulator over time  $t$  ( $t = nh$ ,  $h$  - step time) and the measured values of atmospheric temperature in the room based on a special modeling program, the distribution of heat flow flow along the air duct of the underground battery was established

$$\varphi = nh - S(l - z) / G((n - 1))h$$

and on their basis, expressions of the temperature of the warm air at the input and in the  $x$  layer were obtained

$$T_x = \left( \frac{nh - S(l - z)}{G(n - 1)} \right) \quad \text{и} \quad \tau_1 \left( \frac{nh - Sl}{G(n - 1)h} \right) . \quad (4)$$

Using the results obtained in the work [3] for the distribution of heat along the air duct and its surrounding substrate, we obtain

$$\begin{aligned} & T_x(n + 1)h - T_T((n + 1)h) - Q((n + 1)h) / q_0V = \\ & = \exp(-h / \beta) \left( T_x(nh) - T_T(nh) - Q((n - 1)h) / (q_0V) \right), \end{aligned} \quad (6)$$

How easy is it to calculate the amount of heat that needs to be accumulated in the underground heat accumulator to maintain the required temperature in the farm's premises. In addition to the temperature field created by the heat flow from the heated pipe, the substrate soil also has a temperature field from the daily fluctuations in ambient temperature and the substrate's own heat flow. The superposition of these temperature fields complicates the search for the true distribution of temperatures in the substrate.

## Conclusions

Thus, a mathematical model of system control has been developed, with theoretical calculations coinciding with the experimentally obtained data in the premises of livestock and poultry farms, where the temperature regime is normalized and optimized, which is maintained by solar bioenergy of the volumetric heating collector of the underground heat accumulator in the pipe and in the substrate around it of the accumulated heat flow flow.

## References

1. Ши, Д. Численные методы в задачах теплообмена / Д. Ши. – М. : Мир. 1988. – 534 с.
2. Шлихтинг, Г. Теория пограничного слоя / Г. Шлихтинг. – М. : Наука. 1994.
3. Пейре, Р. Вычислительные методы в задачах механики жидкости / Р. Пейре, Т. Тейлор ; пер. с англ. – Л. : Гидрометеиздат. 1986. – 386 с.
4. Аллокулов, П. Э. Нетрадиционная энергетика / П. Э. Аллокулов, Б. Э. Хайридинов, В. Д. Ким. – Т. : Фан. 2009. – 186 с.

# SCOPE OF WOOD AND CONCRETE COMPOSITE MEMBERS

*You Wei<sup>1</sup>, A. Ya. Naichuk<sup>2</sup>*

*<sup>1</sup>Postgraduate, Brest State Technical University, Brest, Belarus,  
e-mail: 18206599529@163.com, +37525611324*

*<sup>2</sup>PhD in engineering, Professor of the Building Structures Department,  
Brest State Technical University*

## **Abstract**

Wood-concrete composite material is an interesting engineering wood product, which is usually used for structural members that mainly bear bending loads, from simple floor system to long-span bridges. In this way, we can make full use of the tensile strength of wood and the compressive strength of concrete. Firstly, this paper introduces various types of wood-concrete composite structural members, including member types, connection types and types of wood and concrete. Then, the basic mechanical principles of wood-concrete composite structural members are introduced and some design methods are briefly described, and the specific characteristics and advantages of wood-concrete composite structural members are deeply discussed from the perspectives of engineering, architecture, construction and ecology. At present, Belarus has also been committed to introducing wood as a sustainable ecological material in the construction industry.

**Keywords:** wood lightweight concrete, building construction, structural engineering, sustainable building, wood-concrete structure.

## **Introduction**

In order to optimize the structural performance, usability, energy saving and ecological characteristics of wood composite system, the Department of Structural Design and Wood Engineering (ITI) explored the combination of wood products with other traditional building materials and components in several research projects [1, 2]. These technologies provide high-efficiency components for low-energy buildings, support the rapid assembly of modular buildings with prefabricated dry components and improve efficiency, thus creating opportunities for reducing carbon emissions. As a representative example of these developments, the composite component of wood-concrete structure, as a new application of structure, illustrates the degree of correlation involved in developing complex system solutions to improve resource efficiency.

The main categories of wood-concrete structures include: logs and concrete; Sawn wood and concrete; Glue wood and concrete; Laminated veneer laminated wood (LVL) and concrete; Cross-laminated wood (CLT) and concrete. Wood-concrete composite structural members (TCC) are usually horizontal members, which bear unidirectional loads (so-called unidirectional span members) and are subjected to uniaxial bending. The wood and concrete parts of TCC members are connected by one of several types of connectors to achieve composite action [3]. Because the tensile strength of concrete is almost negligible, wood is usually located on the lower side of the member (tensile stress is expected), while concrete is located on the upper

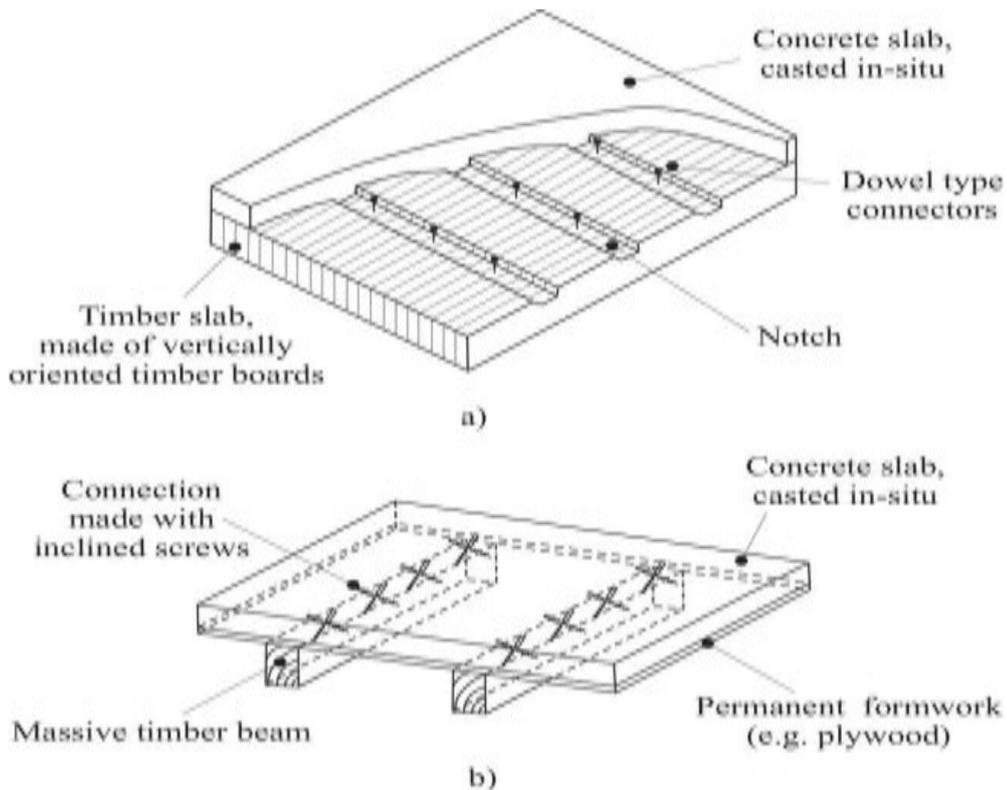
side (compressive stress is expected). Although there are some reverse TCC structural members with concrete at the bottom [4] and even some TCC wall systems [5], this paper focuses on the most typical application and test mechanism of the above TCC structural members.

**Materials and methods**

**1. Various designs**

There are many kinds of TCC structural members. Although there are only two main geometric shapes of TCC floor (beam and plate), the connection between wood and concrete is varied and the performance is quite different. In addition, there are various types of concrete, and the types of wood are even more diverse.

**1.1 beam and plate TCC floor system**



(a) An example of the plate type of a)TCC floor; (b) An example of beam type of b)TCC floor  
**Figure 1** – Examples of slab type and beam type of TCC floor system

TCC structural members are usually plate members (floors in buildings and decks of bridges), which can be uniform in thickness or ribbed, depending on many factors such as aesthetics, height restrictions and material availability. At the same time, TCC structural members are almost always unidirectional span members, which can be modeled as beams and bear uniaxial bending loads. Therefore, there may be some confusion between terms. So we define it. The beam-type section of TCC beam is composed of wood web and concrete flange, that is, the wood part is much narrower than the concrete part. Therefore, the neutral axis of the entire TCC section is located on the web. Plate TCC means that the width of plate concrete and wood parts is equal and the neutral axis is usually located in the concrete part. As shown in Figure 1, apart from the appearance difference between the two types, the position of the neutral axis is also different, which will affect the part of concrete where tensile cracking may occur, thus affecting the appropriate design method.

## 1.2 Wood-concrete connection

Wood-concrete connection has great influence on the performance of TCC structural members. A perfect connection should have enough strength to transfer the shear force between two materials, enough rigidity to allow limited slip, and enough ductility to avoid brittle failure of the connection. In addition, the non-mechanical characteristics of connection, such as cost and convenience, will also affect the choice of connection type [6]. However, a perfect connection is almost impossible to achieve in practice. At present, a variety of connection systems have been developed, each with its own advantages.

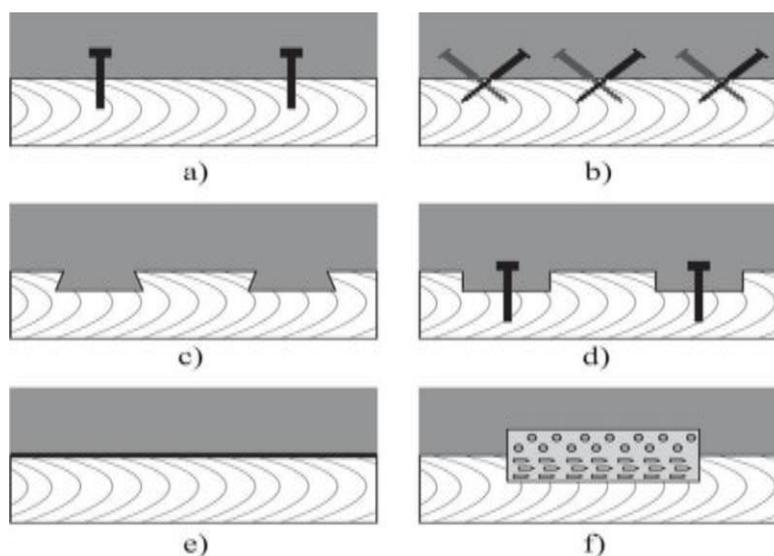
Pin fasteners include pins, screws, oblique screws, nails and other metal connectors. Except oblique screws, pin fasteners are the connection systems with the lowest stiffness and the greatest ductility [7].

Notched connection Notched connection is one of the most brittle connection types, and its notch shapes are various (rectangle, circle, vertical edge or inclined edge, etc.). Adding steel fasteners (pins or screws) at the notch can significantly improve the ductility of the notch connection [7].

When the strength of bonded joints exceeds the specified value, they will be brittle failure. Its advantage is high rigidity, and almost complete composite action can be realized. In addition, they can ensure uniform shear distribution and can be used to connect wood and precast concrete slabs [6].

There are many designs of nail-plate connecting plates. One possibility is that the lower part of the plate is designed as a nail plate, which is located between two wooden beams, and the upper part is designed as a perforated plate [8].

Friction-based connection is based on the vertical wooden board system with variable height, which is mainly used in Switzerland [6]. Therefore, the design of TCC structural members is varied. In particular, there are many types of connectors, and each connector has its own characteristics. If the properties of connectors (such as shear strength, slip modulus, spacing, etc.) are known, one of the existing simplified TCC structural design methods can be used to determine the bending strength of TCC members.



(a) connect with a pin; (b) Connect with two rows of 45 inclined screws; (c) Notched connection with inclined sides, (d) connect with the vertical side and the notch connected with the pin, (e) glued connection, (f) connect with a nail plate

**Figure 2** – Main connection types

In the one-way span simply supported floor slab (TCC floor slab is the most common), the maximum shear force at the joint occurs near the support, but can be ignored in the middle of the span. The failure of one connector near the support will cause the other connectors to bear additional loads, which may lead to more serious brittle failure of TCC members [7]. In order to avoid this situation, the spacing between connectors near the support is sometimes reduced, while the spacing between connectors in the middle span can be increased [9].

## Results

### 2. Introduction of experimental mechanism of beam TCC

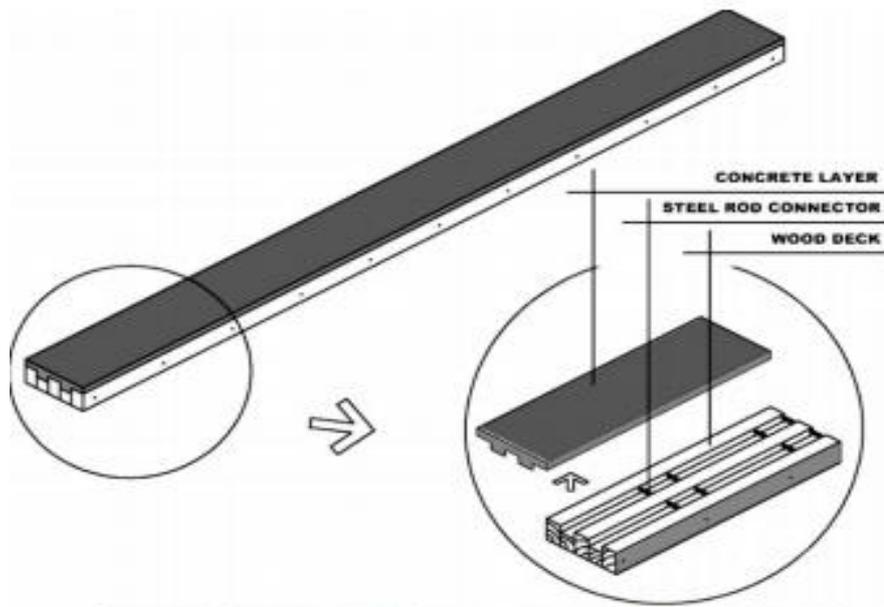
For experimental group 1 (with six connectors), all staggered wooden decks of V1 and V2 are Mandioqueira (Quaea (Acuminata) V3, the outer layer is Angelimpedra (Hymenolobium Petraceum), and the middle layer is Mandioqueira. Where the wood surface is dry, the nominal size of  $50 \times 75$  mm and  $50 \times 38$  mm is in the wood with average moisture content (MC) of 15 %. The average specific gravity of wood at 15 % MC is 0,74. The cross section of the laminated wood used is 3,05 meters long. and five vertical components with two alternate depths are nailed together horizontally with 80-millimeter-long galvanized spiral handle nails. The vertical direction is shown in Figure 4, and the nails are numbered from 1 to 4. Repeat this pattern every 300 mm along and in the middle. In order to accommodate horizontal shear connectors (building steel bars with a diameter of 10 mm), two holes with a diameter of 12 mm and a center-to-center spacing of 100 mm were pre-drilled in the middle of a length of 250 mm wide and at both ends of 300 mm. The hole penetrates the entire thickness of the central layer wood member and half the thickness of the outer layer wood member. Before nailing the last outer wood member, the steel bar connector is in place, as shown in Figure 3. Concrete formwork was built around the concrete slab with 12mm thick plywood to accommodate 30 mm deep top concrete slab (Figure 5).

For experimental group 2 (with 8 connectors), the outer and middle layers of all staggered boards of MAN 1, MAN2 and MAN4 are Mandioqueira(Q, acumminata). The surface of wood is dry, and the nominal size of wood of  $50 \times 100$  mm and  $50 \times 50$  mm is used, and the average MC state is 12 %. The laminated wood used has a cross section of 3,05 meters and consists of five staggered vertical parts (Figure 3). The wooden members are nailed together horizontally in the same way as the first group (Figure 4).

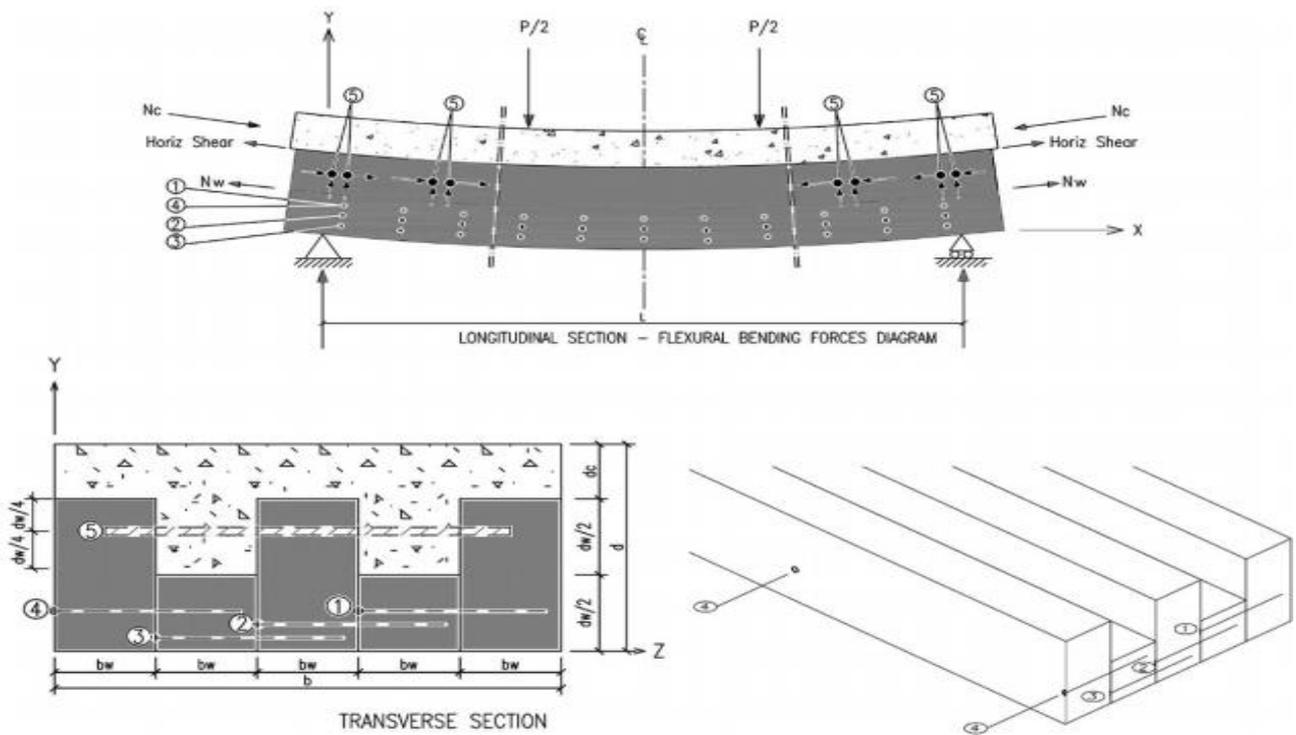
In order to accommodate horizontal shear connectors (building steel bars with a diameter of 10 mm), two holes with a diameter of 12 mm and a center-to-center spacing of 100 mm were pre-drilled at 300 mm and 700 mm at both ends of 250 mm width. Before nailing the last outer wood member, each connector has been installed in place (Figure 5). Use 12mm thick plywood to build concrete formwork around, as shown in Figure 5.

The mechanical properties of the building steel bars used are as follows: elastic modulus  $E = 200,100$  MPa. yield strength  $f_y = 250$  MPa. All wooden members are subjected to nondestructive testing with Metriguard strain gauge to determine the longitudinal elastic modulus  $E_d$ . The average values of  $E_d$  in group 1 and group 2 were 11,887 MPa and 15,491 MPa respectively.

The concrete layers of experimental group 1 and experimental group 2 were delivered in batches according to the specified strength of 18MPa and 10MPa (the average value of the three cylinders tested on the 28th day), which were strengthened by vibration and wet-cured. After the concrete is cured, the wood concrete is transported to the laboratory for testing.



**Figure 3** – Wood-concrete beam and horizontal shear connection detail [10]



**Figure 4** – Pattern of connectors for sets 1 and 2 [10]



*Figure 5 – Wood deck. steel connector. formwork. and finished beams [10]*

## Conclusion

The increasing popularity of TCC structural members is related to the many advantages of its system compared with more mature all-concrete and all-wood systems. The main advantages of TCC members over all-wood members are higher bearing capacity and stiffness, better air-borne sound insulation effect, and reduced vibration interference to users. The connection between wood and concrete is a very important part of TCC system. Its strength and sliding stiffness ensure the composite action of wood and concrete, and if the connection is properly designed, it can also improve the ductility of TCC structural members. Compared with all-concrete members. TCC members have better aesthetics and ecology, lighter self-weight, better sound insulation effect, and effectively reduce impact noise.

## References

1. Stingl, R. Holzbaustudie Österreich – Stingl – Teischinger. Holzbauteil in Österreich / R. Stingl, M. L. Zukal, A. Teischinger // Statistische Erhebung von Hochbauvorhaben. Zuschnitt Attachment. – Austria. Wien : proHolz. – 2011 – Att. 23.
2. On the effort of Member States to reduce their green-house gas emissions to meet the Community's greenhouse gas emission reduction commitments up to 2020. – Decision No 406/2009/EC of the European Parliament and of the Council. – 2009. – 23 April.
3. Fadai, A. Wood Based Construction for Multi-Storey Buildings. The Potential of Cement Bonded Wood Composites as Structural Sandwich Panels / A. Fadai, W. Winter, M. Gruber // World Conference on Timber Engineering. Auckland. New Zealand. – 2012. – P. 125–133.
4. Quiroga, A. Influence of wood treatments on mechanical properties of wood-cement composites and of Populus Euroamericana wood fibers / A. Quiroga, V. Marzocchi, I. Rintoul // Composites Part B: Engineering. – 2016. – Vol. 84. – P. 25–32.
5. Moisture content influence on the thermal conductivity and diffusivity of wood-concrete composite / D. Taoukil, A. El Bouardi, F. Sick [et al.] // Construction and Building Materials. – 2023. – Vol. 48. – P. 104–115. – DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2013.06.067.
6. Dias, A. Design of Timber-Concrete Composite Structures : A State-of-the-Art Report by COST Action FP1402/WG 4 / A. Dias, J. Schänzlin, P. Dietsch. – Aachen : Shaker Verlag, 2018.
7. Dias A. The effect of ductile connectors on the behaviour of timber-concrete composite beams / A. Dias, L. F. C. Jorge // Engineering structures. – 2011. – Vol. 33. – P. 3033–3042.
8. Design of Timber-Concrete Composite Floors for fire resistance / J. O'Neill, D. Carradine, P. Moss [et al.] // Journal of Structural Fire Engineering. – 2011. – Vol. 2 (3). – P. 231–242. – DOI: 10.1260/2040-2317.2.3.231.
9. Fire tests on timber-concrete composite slabs using beech laminated veneer lumber / M. Klippel, L. Boccadoro, E. Klingsch, A. Frangi // Proceedings of WCTE 2016 – World Conference on Timber Engineering, 22–25 August 2016. – Vienna. Austria, 2016. – P. 3910–3917.
10. SáRibeiro, R. A. Composite wood-Concrete structural floor system with horizontal connectors / R. A. SáRibeiro, M. G. SáRibeiro // International Journal of Concrete Structures and Materials. – 2015. – Vol. 9 (1). – P. 61–67.

# ПРИМЕНЕНИЕ ИНФОРМАЦИОННОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ ИНЖЕНЕРНЫХ СИСТЕМ ЗДАНИЙ

*С. В. Андреюк<sup>1</sup>, М. В. Зань<sup>2</sup>, А. И. Конон<sup>3</sup>*

<sup>1</sup>*к. т. н., доцент, зав. кафедрой водоснабжения, водоотведения и охраны водных ресурсов, Брестский государственный технический университет, Брест, Беларусь, e-mail: svandreuyuk@g.bstu.by*

<sup>2</sup>*студент факультета инженерных систем и экологии, Брестский государственный технический университет, Брест, Беларусь, e-mail: zan-maksim05@mail.ru*

<sup>3</sup>*студентка факультета инженерных систем и экологии, Брестский государственный технический университет, Брест, Беларусь, e-mail: alinakonon1@gmail.com*

## **Аннотация**

Инженерные системы жизнеобеспечения зданий требуют высокой степени надежности на всех этапах – от стадии проектирования до периода эксплуатации. Ошибки и неточности в проектировании могут привести к существенным задержкам сроков сдачи объектов. Создание 3D-моделей зданий с использованием технологии информационного моделирования является оптимальным решением для повышения точности и надежности проектирования, а также для упрощения дальнейшего монтажа и эксплуатации указанных систем. В статье описывается применение программного комплекса Autodesk Revit в рамках учебного процесса по специальности Инженерные сети, оборудование зданий и сооружений (профилизация «Водоснабжение, водоотведение и охрана водных ресурсов») для создания моделей зданий с проектированием систем холодного и горячего водоснабжения, хозяйственно-бытовой канализации.

**Предмет исследования:** проектирование и информационное моделирование инженерных систем жизнеобеспечения зданий с применением существующих семейств и с созданием новых программных комплексов.

**Цели:** изучить основные возможности и способы создания 3D-моделей внутренних сетей водоснабжения и канализации, а также оборудования на них, в графическом редакторе Autodesk Revit.

**Материалы и методы:** метод компьютерного моделирования.

**Результаты:** рассмотрен алгоритм создания и разработаны 3D-модели внутренних инженерных систем водопровода и канализации с получением архитектурно-строительных чертежей и спецификации оборудования арматуры и трубопроводов.

**Выводы:** разработанные алгоритмы информационного моделирования при подготовке проектно-конструкторской документации могут применяться в учебном процессе для графической и компьютерной подготовки студентов, в работе над курсовым и дипломным проектированием, в период учебных и производственных практик.

## **Введение**

На сегодняшний день отрасль информационных технологий является одной из наиболее динамично развивающихся отраслей в мире. Непрерывное совершенствование технологий приводит к возможности появления инновационных способов взаимодействия человека с информационно-компьютерной средой.

Информационное моделирование здания – цифровая модель, которая позволяет возводить, эксплуатировать, ремонтировать и утилизировать здание. Применение информационного моделирования повышает точность спецификаций и скорость подготовки проектной документации, позволяет свести к минимуму ошибки и неточности при проектировании, а также визуализировать проект и в полной мере представить его заказчику.

Технологии информационного моделирования (BIM-технологии) инженерных систем зданий имеют большое значение, в частности, для развития отрасли водоснабжения и водоотведения. BIM позволяет автоматически проверять конфликты между различными системами, позволяет вести учет всех компонентов систем. Это упрощает планирование и закупку материалов, а также ведение сопутствующей документации [1, 2], повышает точность и надежность проектирования систем, упрощает процесс монтажа и эксплуатации в дальнейшем. Помимо этого BIM-технологии позволяют получить спецификации санитарно-технического оборудования зданий и ведомости материалов, а также произвести расчет сметной стоимости объекта.

Технология информационного моделирования позволяет проводить симуляции систем водоснабжения и водоотведения, что помогает оценить их эффективность и найти пути оптимизации перед физической реализацией. Путем моделирования расхода воды и давления в системе при различных условиях можно определить оптимальные настройки насосов и клапанов, снижая при этом риск аварий при эксплуатации.

### **Обзор литературы**

Известны исследования по применению технологий информационного моделирования в образовательном процессе при подготовке выпускников направления «Строительство и эксплуатация зданий и сооружений» в Российской Федерации. Приводятся примеры практико-ориентированных учебных заданий, которые выполняют студенты в ходе самостоятельной работы с использованием программного комплекса BIM Renga [3]: в рамках предметной подготовки важно создать среду обучения, приближенную к профессиональной.

Применение данных технологий в Республике Беларусь сопряжено с рядом факторов, которые требуют тщательного подхода и проработки. Основной вопрос заключается в том, что для информационного моделирования необходимо программное обеспечение, закупка которого может, правда, потребовать значительных инвестиций. Свою роль играет недостаток квалифицированных специалистов. Отсутствие отечественных стандартов, а также привязка зарубежных программных комплексов к особенностям строительства и проектирования может привести к формированию 3D-модели, которую не всегда можно применить на практике [4].

### **Материалы и методы**

Объектом исследования стало использование технологии информационного моделирования при проектировании систем водоснабжения и водоотведения с применением метода компьютерного моделирования на основе программного комплекса Autodesk Revit.

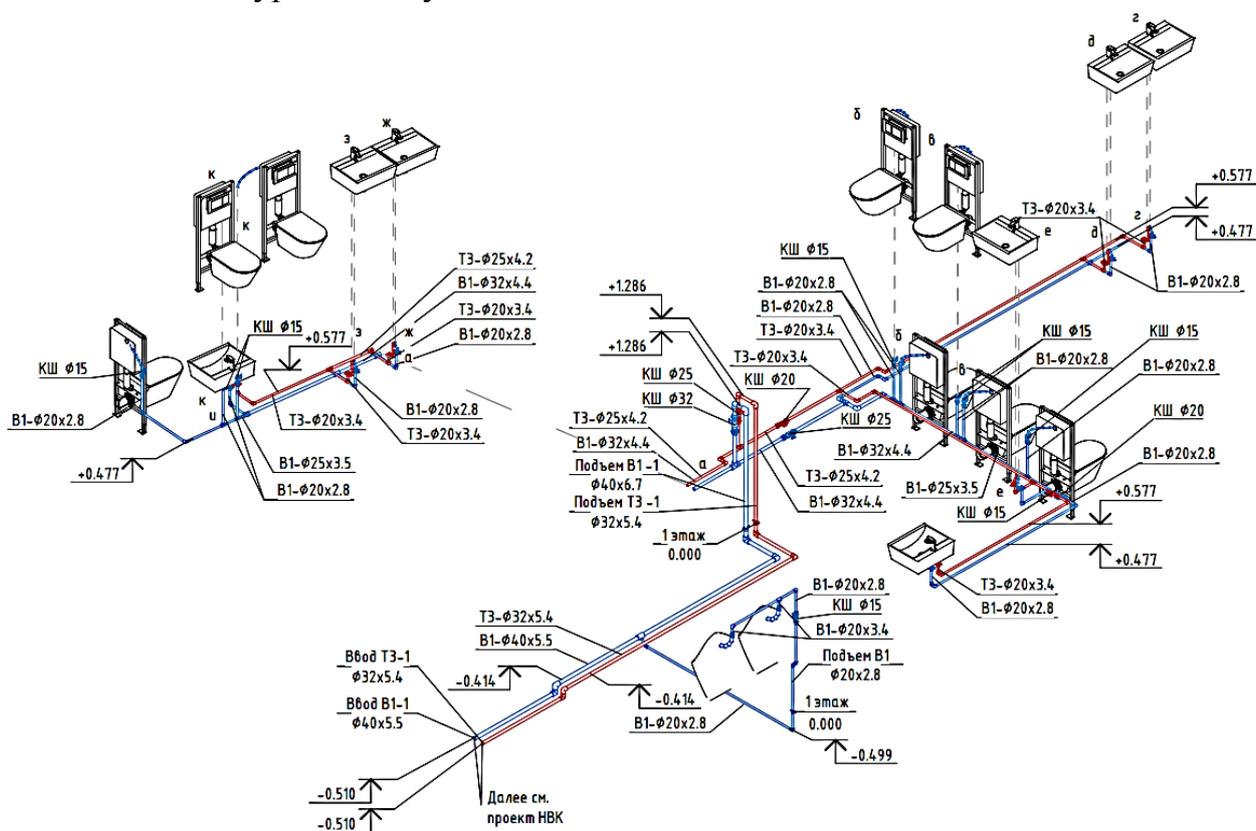
### **Результаты исследования**

В рамках студенческой производственной практики в кампании, сферой деятельности которой является применение инструментов информационного моделирования объектов для управления и планирования проектов, был выполнен проект санитарно-технического оборудования здания гостиницы с разработкой инженерных сетей холодного и горячего водоснабжения, хозяйственно-бытовой канализации.

С использованием программного комплекса Autodesk Revit получена 3D-модель объекта, произведена планировка санитарно-технических приборов и оборудования, в том числе выполнены: трассировка трубопроводов с указанием диаметров и материалов, подводы к санитарно-техническим приборам; обозначены стояки, подъемы и разводка по помещениям, а также размеры для привязки трубопроводов к строительным конструкциям.

В рамках информационной модели получены архитектурно-строительные чертежи планов и разрезов здания гостиницы, спецификация санитарно-технического оборудования, запроектированных фасонных частей и трубопроводов.

На основе программного комплекса Autodesk Revit, в том числе, выполнены аксонометрические схемы трубопроводов систем холодного (В1) и горячего (Т3) водоснабжения (рисунок 1), бытовой канализации (К1) (рисунок 2). Определены отметки уровней и узлов подключения.



**Рисунок 1** – Аксонометрическая схема санитарно-технических узлов с подключением к трубопроводам холодной (-В1-) и горячей (-Т3-) воды

При помощи встроенных алгоритмов программы рассмотрена методика расчета диаметров водопроводных и канализационных труб. Программный комплекс также позволил получить предварительные сметные расчеты.

Важным аспектом является и то, что за счет трехмерной визуализации объектов студенты имели возможность наглядного представления своих знаний в области строительства и устройства инженерных систем жизнеобеспечения здания.

Остается актуальным вопрос планомерной подготовки квалифицированных специалистов в области технологии информационного моделирования в строительстве, а также нормирования подобных проектов, так как для полноценного применения данных технологий необходима тщательно проработанная нормативная база.

Схема системы К1

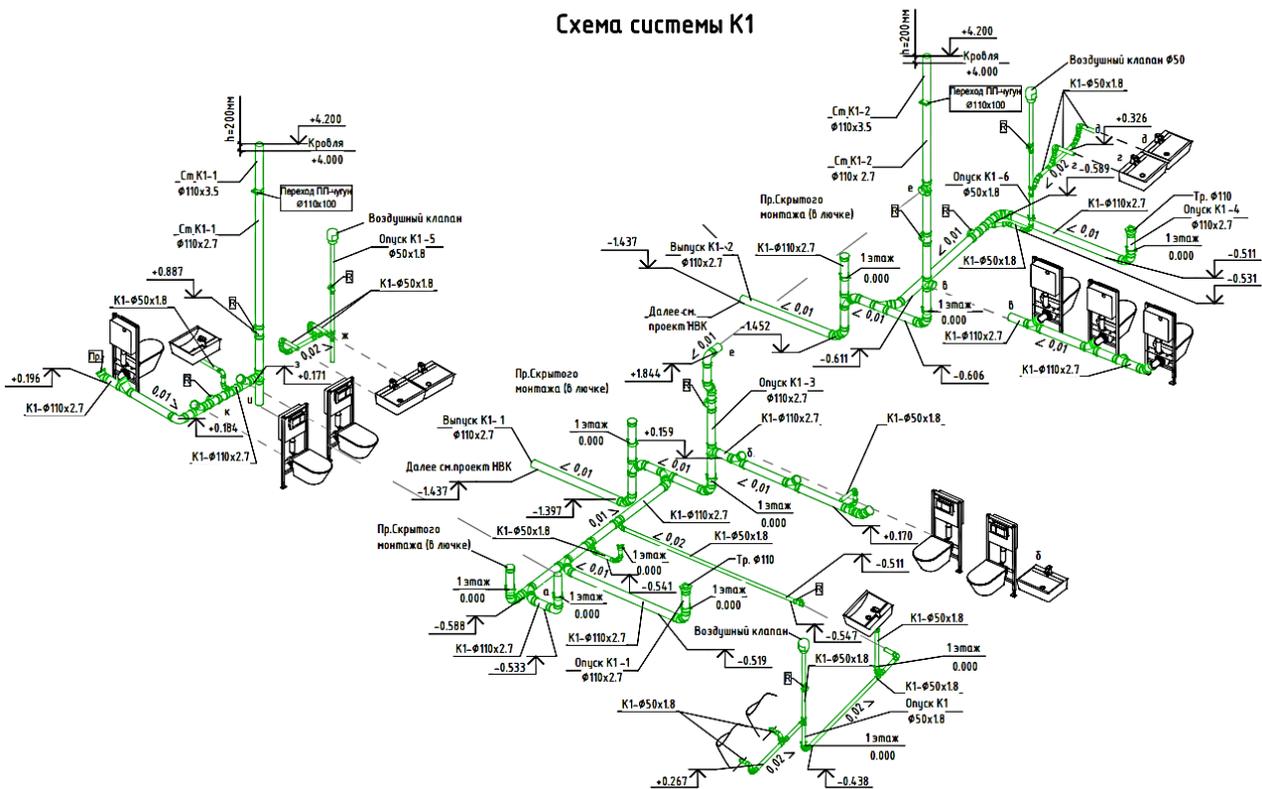


Рисунок 2 – Аксонометрическая схема санитарно-технических узлов с подключением к системе бытовой канализации (-К1-)

## Выводы

Создание единой информационной модели устраняет противоречия и нестыковки между различными разделами проекта, что снижает вероятность проектных ошибок. Применение технологии информационного моделирования (BIM) в рамках специальности Инженерные сети, оборудование зданий и сооружений (профилизация «Водоснабжение, водоотведение и охрана водных ресурсов») позволяет создавать точные информационные модели водохозяйственных систем и внедрять эти современные подходы в учебный процесс.

## Список цитируемых источников

1. Таратенкова, М. А. Инновационные технологии в проектировании и моделировании инженерных водохозяйственных систем / М. А. Таратенкова, С. В. Андреюк, И. А. Адамов // Водохозяйственное строительство и охрана окружающей среды : сб. науч. статей Междунар. науч.-практ. конф., Брест, 26–27 окт. 2023 г. / Брест. гос. техн. ун-т ; редкол.: А. А. Волчек [и др.] ; науч. ред.: А. А. Волчек. О. П. Мешик. С. В. Андреюк – Брест : БрГТУ. 2023. – С. 150–155.
2. Гримитлин, А. М. Энергетическое моделирование – инструмент повышения энергоэффективности зданий / А. М. Гримитлин, Д. М. Денисихина // BIM-моделирование в задачах строительства и архитектуры: материалы Всероссийской научно-практической конференции; СПбГАСУ. – СПб., 2018. – С. 93–97.
3. Ахметов, Ф. М. Информационное моделирование строительства / Ф. М. Ахметов, К. Ф. Исламов // Строительное производство. – 2020. – № 1. – С. 115–118.
4. Гатило, В. А. Проектирование инженерных систем жизнеобеспечения с использованием технологии информационного моделирования = Design of engineering life support systems using information modeling technology / В. А. Гатило, М. В. Ласкович, И. А. Адамов ; науч. рук. С. В. Андреюк // Инженерно-экологические аспекты и перспективы развития систем водоснабжения и водоотведения : сб. научных статей Междунар. науч.-практич. конф. молодых ученых, приуроченной ко Всемирному дню Водных ресурсов, Брест, 28 марта 2024 г. / Мин-во образования Респ. Беларусь, Брестский государственный технич. ун-т ; редкол.: А. А. Волчек [и др.]. – Брест : БрГТУ. 2024. – С. 157–162.

# К ВОПРОСУ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКИХ ИССЛЕДОВАНИЙ И ОПЫТА ПРИМЕНЕНИЯ СЛОИСТЫХ КОНСТРУКТИВНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

*В. М. Бондаренко*

*директор ООО «АРХИТЕХ», Брест, Беларусь,  
e-mail: ceo@architech.by. +375296965139*

## **Аннотация**

За последние сто лет в государствах бывшего СССР, странах Восточной и Западной Европы, США, Японии, Китае, Индии выполнен большой объем экспериментально-теоретических исследований слоистых конструктивных элементов, накоплен значительный опыт их практического применения при строительстве зданий и сооружений, разработаны и внедрены в инженерную практику соответствующие нормы.

С целью систематизации имеющейся научно-технической информации и инженерного опыта, касающихся слоистых конструктивных элементов, предложена соответствующая классификационная матрица.

Классификация экспериментально-теоретических исследований и опыта применения слоистых конструктивных элементов с использованием единого подхода и единой системы критериев позволит более системно анализировать имеющиеся в настоящее время данные, а также более точно и объективно определять и формулировать наиболее актуальные и приоритетные цели и задачи дальнейших исследований в данной научно-практической области знаний.

## **Введение**

Впервые термин *«слоистые сталебетонные конструкции»* предложил использовать профессор Л. К. Лукша [1]. Это полые стальные профили различной формы поперечного сечения, заполненные бетоном. Традиционно в русском языке для таких конструкций используют термин *«сталетрубобетонные»* или *«трубобетонные»*, а в английском языке – *«concrete-filled steel tubes»* или аббревиатуру *«CFST»*.

На сегодняшний день, в связи большим объемом научно-технической информации, касающейся слоистых конструкций, затруднен системный и комплексный анализ выполненных экспериментально-теоретических исследований и накопленной инженерной практики применения таких элементов.

С этой целью сформирована система классификационных критериев, а непосредственно классификацию слоистых конструкций предложено осуществлять в виде матрицы.

Предложенный классификационный подход и выполненная таким образом систематизация научно-технической информации будут полезны инженерам на стадии проектирования, а исследователям на этапе определения целей и задач дальнейших исследований слоистых конструкций.

## **Классификация экспериментально-теоретических исследований и опыта применения слоистых конструктивных элементов**

Выполненный анализ многочисленных публикаций различных авторов, касающихся слоистых конструктивных элементов с ядром из бетона, позволил установить классификационные критерии для объектов исследований:

- геометрические параметры и форма сечения (тип сечения);
- материал оболочек;
- физико-механические характеристики свойств бетона;
- физико-механические характеристики свойств материалов оболочек.

Предметом соответствующих исследований и классификационными критериями являются:

- вид напряженно-деформированного состояния (НДС);
- экспериментальные данные;
- математическое моделирование;
- численное моделирование;
- модель сопротивления сечения для определенного вида НДС;
- характерные предельные состояния и их критерии для соответствующего вида НДС;
- долговечность;
- живучесть;
- огнестойкость;
- реологические процессы;
- технология производства;
- конструирование;
- область применения;
- нормирование.

Приведенные выше критерии, касающиеся объекта и предмета исследований, позволяют сформировать классификационную матрицу для слоистых конструкций с ядром из бетона (рисунок 1).

В общем случае для любого материала ядра слоистого конструктивного элемента классификационная матрица представлена на рисунке 2.

### **Выводы**

С учетом накопленного международного инженерного опыта и значительного объема научно-технической информации и различных данных выделена система критериев и сформирована классификационная матрица для слоистых конструктивных элементов.

Использование единого подхода и единой системы критериев позволит произвести комплексный анализ выполненных экспериментально-теоретических исследований и имеющегося инженерного опыта применения слоистых конструкций, а также определить и сформулировать наиболее актуальные и приоритетные цели и задачи дальнейших исследований.

Интерес также представляет учет при классификации и анализе региональных особенностей и традиций в инженерной практике и нормировании, общее и различия в характерных подходах к исследованиям для сформировавшихся научных школ и отдельных исследователей, а также хронология выполненных исследований и применения на практике их результатов.

По этой причине в первую очередь анализ и классификация слоистых сталебетонных конструкций будут произведены по научным работам [2–4] (незаслуженно забытым в последнее время), а также по публикациям, лежащим в основе данных монографий. Соответствующие результаты будут представлены в отдельных публикациях.

		Материал оболочек				
		A	B	C	D	
Объект исследований		Сталь	Стекло-пластик	Угле-пластик	...	
Геометрические параметры и форма сечения (тип сечения)	1					1.1 1.2 1.3 ...
	2		<b>Предмет исследований:</b> - НДС - экспериментальные данные - математическое моделирование - численное моделирование - модель сопротивления сечения - характерные предельные состояния и их критерии - долговечность - живучесть - огнестойкость - реологические процессы - технология производства - конструирование - область применения - нормирование - ...			2.1 2.2 2.3 ...
	3					3.1 3.2 3.3 ...
	4					4.1 4.2 4.3 ...
	5					5.1 5.2 5.3 ...
	6	...				6.1 6.2 6.3 ...
		A.1 A.2 A.3 ...				B.1 B.2 B.3 ...
<b>Физико-механические характеристики свойств материалов оболочек</b>						Физико-механические характеристики свойств бетона

*Рисунок 1 – Классификационная матрица научно-технической информации и инженерного опыта, касающихся слоистых конструктивных элементов с ядром из бетона*

		Материал оболочек				
		А	В	С	Д	
Объект исследований		Сталь	Стекло-пластик	Угле-пластик	...	
Геометрические параметры и форма сечения (тип сечения)	1					1.1 1.2 1.3 ...
	2			<b>Предмет исследований:</b> - НДС - экспериментальные данные - математическое моделирование - численное моделирование - модель сопротивления сечения - характерные предельные состояния и их критерии - долговечность - живучесть - огнестойкость - реологические процессы - технология производства - конструирование - область применения - нормирование - ...		2.1 2.2 2.3 ...
	3				3.1 3.2 3.3 ...	
	4				4.1 4.2 4.3 ...	
	5				5.1 5.2 5.3 ...	
	6	...			6.1 6.2 6.3 ...	
		A.1 A.2 A.3 ...	B.1 B.2 B.3 ...		C.1 C.2 C.3 ...	D.1 D.2 D.3 ...
<b>Физико-механические характеристики свойств материалов оболочек и ядра</b>						

*Рисунок 2 – Обобщенная классификационная матрица научно-технической информации и инженерного опыта, касающихся слоистых конструктивных элементов*

#### Список цитируемых источников

1. Зарубежный опыт расчета слоистых сталебетонных элементов при действии продольных усилий / Л. К. Лукша, В. В. Тур, В. С. Басов, В. М. Бондаренко // Строительная наука и техника. – 2007. – № 1. – С. 63–75.
2. Кикин, А. И. Конструкции из стальных труб, заполненных бетоном / А. И. Кикин, Р. С. Санжаровский, В. А. Труль. – М. : Стройиздат, 1974. – 144 с.
3. Лукша, Л. К. Прочность трубобетона / Л. К. Лукша. – Минск : Высшая школа, 1977. – 96 с.
4. Стороженко, Л. И. Трубобетонные конструкции / Л. И. Стороженко. – Киев : Будівельник, 1978. – 80 с.

# СВОЙСТВА И ПРИМЕНЕНИЕ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ ТЯЖЕЛЫХ БЕТОНОВ МОДИФИЦИРОВАННЫХ С СУПЕРПЛАСТИФИКАТОРОМ РКАН-55

*Н. Ш. Ботирова<sup>1</sup>, Б. Т. Сабиров<sup>2</sup>*

<sup>1</sup> ассистент кафедры строительных материалов и конструкций Джизакского политехнического института, Джизак, Узбекистан,  
*e-mail: nomozova19@list.ru, +998916269887*

<sup>2</sup> профессор кафедры строительных материалов и конструкций Джизакского политехнического института, Джизак, Узбекистан,  
*e-mail: sabirovbahtiyor1970@gmail.com, +998977160037*

## **Аннотация**

Представленная исследовательская работа освещает результаты экспериментальных работ по разработке состава и технологии приготовления тяжелых бетонов с применением суперпластификатора РКАН-55 на основе поликарбоксилата. Путем применения суперпластификатора РКАН-55 и сокращения расходы воды и портландцемента при разработке состава тяжелого бетона получены тяжелые бетоны с сохранением высоких показателей прочности и увеличения срока службы бетона.

## **Предмет исследования**

Опытные составы и технологии приготовления тяжелых бетонов, процессы формирования структуры бетона, влияющие факторы на свойства бетона, изменение физико-технических показателей в зависимости от изменения компонентного состава бетона.

**Цели.** Целью работы является установление оптимального состава и физико-технических показателей тяжелых бетонов с добавкой суперпластификатора РКАН-55, позволяющей сэкономить портландцементного вяжущего и сохранить высокие физико-механические характеристики получаемых тяжелых бетонов.

**Материалы и методы.** В ходе лабораторных экспериментов использованы – портландцемент марки ПЦ-450-Д20; в качестве мелкого и крупного заполнителя щебень фракций >5 mm и 5 ÷20 mm; суперпластификатор РКАН-55.

## **Введение**

Сегодня рост населения, улучшение условий жизни и быта, а также постоянное повышение уровня урбанизации, наблюдаемое в градостроительстве, приводят к постоянному увеличению спроса на высокопрочный бетон в строительной отрасли. Современная строительная индустрия требует строительных материалов с высокой прочностью, долговечностью и энерго-эффективностью. При изготовлении сейсмостойких конструкций, используемых при возведении многоэтажных зданий, социальной инфраструктуры и объектов систем логистики, особенно большое значение имеют высокие показатели качества и прочности тяжелого бетона.

В этом направлении эффективным решением является использование различных минеральных и химических добавок для улучшения физико-механических свойств бетона. Введение в состав бетона различных функциональных пластификаторов при его приготовлении значительно повышает прочностные показатели бетона.

В последние годы в Узбекистане все большую популярность приобретает применение высокопрочных тяжелых бетонов в дорожных покрытиях и многоэтажных зданиях. В этих условиях применение тяжелых бетонов, особенно высокопрочных бетонов классов В30–В40, приобретает большое значение.

В данной научно-исследовательской работе проведены научные исследования по снижению расхода воды и цемента при производстве тяжелого бетона за счет введения суперпластификатора в состав тяжелого бетона с сохранением его прочностных показателей и обеспечением долговечности тяжелого бетона.

В ходе экспериментов изучались следующие технологические и прочностные свойства при использовании суперпластификатора ПКАН-55 в составе опытного тяжелого бетона:

- прочность при сжатии в возрасте 3, 7 и 28 суток на опытных образцах-кубах размером  $100 \times 100 \times 100$  мм;
  - прочность при изгибе – на призмах размером  $100 \times 100 \times 400$  мм;
  - водопроницаемость – на опытных образцах-кубах размером  $100 \times 100 \times 100$  мм и в условиях вакуума;
  - морозостойкость – при циклическом замораживании и оттаивании.
- На образцах;
- модуль упругости – определялся при статическом погружении.

### **Обзор литературы**

Одним из таких является суперпластификатор ПКАН-55 – высокоэффективная добавка на основе поликарбоксилата. В технической литературе, где описаны результаты современных научных исследований, подчеркивается, что суперпластификаторы на основе поликарбоксилата, добавляемые в бетон, повышают плотность и прочность бетона. Согласно результатам экспериментов, проведенных по методикам, установленным в различных действующих нормативных документах, такие добавки значительно повышают водонепроницаемость и морозостойкость бетона [1].

Согласно результатам исследований, поликарбоксилатные добавки способствуют равномерному распределению частиц цемента в растворе, предотвращают их укрупнение и, как следствие, формируют цементный камень с более плотной микроструктурой. По данным (Гао и др., 2020; Сапожников и др., 2021), ранняя прочность бетона с добавлением РКАН-55 увеличивается на 20–25 % в возрасте 3–7 суток и на 20–30 % в возрасте 28 суток [2].

Как известно, добавление поликарбоксилатные суперпластификаторы в состав бетона способствуют повышению плотности и однородности бетона, при этом в результате в структуре материала наблюдается уменьшение количества капиллярных пор, снижение водопоглощения и повышение уровня показателя водонепроницаемости. Установлено, что при этом коэффициент фильтрации бетона при добавлении данного суперпластификатора снижается в 1,5 раза, а морозостойкость увеличивается на 30–40 циклов [3].

Еще одним из важным аспектом целесообразности применения суперпластификатора РКАН-55 является экономическая эффективность. Кроме этого, применение добавки РКАН-55 при приготовлении бетона на портландцементной основе позволяет снизить расход портландцемента на 8–12 % с сохранением высокой прочности бетона. Согласно полученным результатам исследований, этот метод снижает себестоимость производства тяжелого бетона и способствует уменьшению выброса углеродсодержащих отходов атмосферу, тем самым способствует снижению отрицательного влияния при производстве строительных материалов на окружающую среду [4].

В последние годы в Узбекистане наблюдается тенденция увеличения объемов применения тяжелого бетона классов В30–В40 при строительстве дорожных покрытий, многоэтажных зданий и сейсмостойких сооружений. Исследования ученых показывают, что бетон с добавлением РКАН-55 обеспечивает прочность и длительную эксплуатацию в условиях жаркого климата и резких перепадов температур Узбекистана [4–5].

### Результаты исследования

Для выполнения экспериментов по установлению влияния суперпластификатора РКАН-55 на физико-технические и эксплуатационные показатели тяжелого бетона В30 на основе портландцемента марки ПЦ-450-Д20 составлены опытные композиции с различными содержаниями добавки РКАН-55 (таблица 1).

**Таблица 1** – Состав бетона

Подвижность	Класс бетона	Компонентный состав 1 м <sup>3</sup> бетона				
		Портланд-цемент PS 450 D20, в kg	Песок, в kg	Щебень, в kg	Суперпластификатор РКАН-45, в l	Вода, в l
P1 (1-5)	B30 (M400)	400	970	743	3,15	159

В таблице 2 приведены результаты изменения физико-технических показателей опытных образцов тяжелых бетонов с добавлением суперпластификатора РКАН-55.

**Таблица 2** – Результаты изменения физико-технических показателей опытных образцов тяжелых бетонов с добавлением суперпластификатора РКАН-55

Наименование показателя	Бездобавочный бетон В30	С добавкой РКАН-55 на В30	Разница, в %
Прочность при сжатии 3х-дневных образцов. МПа	21	26	+24
Прочность при сжатии 7х-дневных образцов. МПа	30	37	+23
Прочность при сжатии 28х-дневных образцов. МПа	42	52	+24
Прочность при изгибе 3х-дневных образцов. МПа	4	4,5	+12,5
Прочность при изгибе 7х-дневных образцов. МПа	4,5	5,1	+13
Прочность при изгибе 28х-дневных образцов. МПа	4,8	6,0	+25
Морозостойкость, цикл	200	280	+40
Коэффициент водопроницаемости. %	100	65	-35

Экспериментальные работы проводились на образцах тяжелого бетона класса В30 (М400). При добавлении суперпластификатора РКАН-55 прочность бетона на сжатие достигла 52 МПа в течение 28 суток, что на 24 % выше, чем у обычного бетона класса В30.

Проведенные исследования показывают, что тяжелый бетон класса В30 с добавлением суперпластификатора РКАН-55 полностью отвечает требованиям современного градостроительства. Результаты испытаний показали, что прочность бетона на сжатие и изгиб увеличилась на 20–25 %, морозостойкость увеличилась на 40 %, а водопроницаемость снизилась на 35 %.

Кроме того, увеличение плотности, снижение водоцементного отношения и повышение модуля упругости обеспечили длительный срок службы бетона.

**Таблица 3** – Технические показатели бездобавочного бетона В30 и бетона с добавкой суперпластификатора РКАН-55

Наименование показателя	Бездобавочный бетон В30	Бетон В30 с добавкой РКАН-55
Прочность. kg/m <sup>3</sup>	2380	2460
Соотношение вода: цемент (В:Ц)	0,55	0,42
Модуль упругости. GPa	28	34
Срок службы (эксплуатации). лет	50	70

При добавлении РКАН-55 увеличилась плотность бетона (2460 кг/м<sup>3</sup>), а водоцементное отношение снизилось с 0,55 до 0,42. Это обеспечило получение плотного и менее пористого бетона. Также модуль упругости увеличился с 28 GPa до 34 GPa, а срок службы увеличился с 50 до 70 лет.

Таким образом, установлено, что РКАН-55 способствует увеличению прочности бетона, а также долговечным и надежным композиционным строительным материалом.

### **Выводы**

Полученные тяжелые бетоны, приготовленные с использованием суперпластификатора РКАН-55, имеют ряд преимуществ: повышение прочности несущих элементов каркаса при строительстве многоэтажных зданий; обеспечение устойчивости к деформациям под нагрузкой в мостовых и транспортных сооружениях; повышение уровня безопасности сейсмостойких конструкций за счет высокого модуля упругости; увеличение срока службы дорожных покрытий за счет повышения плотности и водонепроницаемости.

В целом бетоны, изготовленные с использованием РКАН-55, могут эффективно использоваться в качестве надежного и прочного строительного материала для многоэтажных зданий, транспортных и дорожных сооружений, а также сейсмостойких конструкций. В связи с этим целесообразно широкое внедрение бетонов на основе суперпластификатора РКАН-55 в концепции устойчивого развития современного градостроения и энергоэффективного строительства. Применение суперпластификатора РКАН-55, с точки зрения экологических требований, способствует также снижению водоцементного отношения, экономии энергетических и сырьевых ресурсов.

### **Список цитируемых источников**

1. Plank, J. Chemical admixtures – polycarboxylate superplasticizers and their impact on concrete properties / J. Plank, E. Sakai // *Cement and Concrete Research*. – 2019. – Vol. 124. – P.105–135. – DOI: 10.1016/j.cemconres.2019.105135.
2. Gao, Y. Effect of polycarboxylate superplasticizer on the hydration and strength development of cement paste / Y. Gao, L. Zhang, X. Wang // *Construction and Building Materials*. – 2020. – Vol. 260. – P. 120–150. – DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2020.120150.
3. Zhang, Y. Durability enhancement of concrete by polycarboxylate-based superplasticizer / Y. Zhang, H. Li, B. Chen // *Materials*. – 2018. – Vol. 11(9). – P. 1700. – DOI: 10.3390/ma11091700.
4. Karimov, B. Iqtisodiy samarador beton tarkibini ishlab chiqishda polikarboksilat asosidagi superplastifikatorlardan foydalanish / B. Karimov // *O'zbekiston qurilish ilmiy jurnali*. – 2022. – Vol. 4. – P. 27–33.
5. Ботиров, Б. РКАН-55 superplastifikatori asosida og'ir betonlarning fizik-mexanik xossalari tadqiq qilish / Б. Ботиров // *Jizzax politexnika instituti ilmiy axborotlari*. – 2023. – Vol. 2 (1). – P. 74–82.

## АКТУАЛЬНОСТЬ ОБУЧЕНИЯ КОМПЬЮТЕРНОМУ МОДЕЛИРОВАНИЮ В КОНСТРУКТОРСКОЙ ПОДГОТОВКЕ СТУДЕНТОВ ИНЖЕНЕРНЫХ СПЕЦИАЛЬНОСТЕЙ

*Н. В. Бочарова*

*м. т. н., ст. преподаватель кафедры теоретической и прикладной механики,  
Брестский государственный технический университет, Брест, Беларусь,  
e-mail: nati444bonta@gmail.com*

### **Введение**

Изучение основ и методов математического и компьютерного моделирования является одной из важных задач образовательного процесса при подготовке студентов инженерных специальностей в век бурно развивающихся компьютерных технологий и всевозможных средств и инструментов для компьютерного моделирования и виртуальных экспериментов. Привлекательная черта компьютерного моделирования, под которым будет далее подразумеваться синтез численного моделирования, математического моделирования и инструментов современных программных комплексов, состоит в том, что численные (виртуальные) эксперименты, апробированные и откалиброванные постепенно выводят из тупика традиционную теоретическую физику, аппарат которой, создававшийся веками, оказался неэффективным при решении нелинейных задач. Полученные новые результаты могут быть использованы для корректировки существующих нормативно-аналитических методик, чтобы повысить безопасность зданий и сооружений, узлов деталей и машин.

Для решения нелинейных задач традиционный путь в формулировке нелинейной задачи – ослабление нелинейности, приближенное решение. Если применить компьютерное моделирование, то полученное точное численное решение (нужно использовать специальные программные модули, разработанные для таких задач) позволяет лучше понять суть рассматриваемого явления. Иногда после такой машинной подсказки удается отделить главные факторы от второстепенных и по-новому сформулировать задачу, построить более простое нелинейное уравнение, которое имеет аналитическое решение. Таким образом, новый метод исследования – «комбинация анализа и численного эксперимента» – становится более важным в научном открытии и обучении методикам и азам компьютерного моделирования. Отработка навыков и умений математического моделирования для студентов, магистрантов, аспирантов является актуальной задачей в современном высшем образовании.

**Общие понятия о моделировании и моделях.** В самом общем виде информационная модель материального объекта – это описание этого объекта на одном из языков кодирования (научном, графическом, специальном и т. д.) Представление информации можно организовать в виде образно-иллюстративных моделей (план, чертеж детали), как графически, так и в виде иллюстраций (эскизы, фотографии), т. е. информацию мы представляем в виде некоторых моделей. Понятие модели тесно связано с понятием формализации – представления и изучения какой-либо содержательной области знания об объекте в виде формальной системы или исчисления, например, естественно, язык: все языки

программирования, язык записи математических и химических формул и др. Выражения формального языка воспринимается всеми однозначно. В общем, под моделью понимается формализованное представление об объекте или системе объектов и неформализованное представление, которое и является объектом изучения. Целью является создание аналога (модели) адекватного объекту (оригиналу), который должен с достаточной точностью отображать интересующие исследователя характеристики оригинала.

Понятие модели объекта является неоднозначным, поэтому классификацию моделей можно построить по разным признакам: информационные модели (информация представлена различными способами: формализованными языками, образно-иллюстративными материалами и др.); модели физического подобия (материальные модели, полное подобие оригиналу: изучение движения корабля, подводной лодки, самолета с помощью их уменьшенных моделей и др.); математические модели (аналитические – математические модели, представленные с помощью формул, неравенств и уравнений; дискретные – это уравнения, приведенные к удобной форме для численного моделирования; диаграммные – графические модели, используемые для моделирования сложных объектов, которые позволяют упрощать сложные аналитические расчеты с большими математическими выражениями; имитационные – компьютерные тренажеры, в которых возможно имитировать процессы функционирования реального объекта и др.).

В настоящее время выделилось новое быстро развивающееся направление – это разработка инструментария для создания математических компьютерных моделей, виртуальных моделей, создаваемых в интегрированных программных средах. В технических системах автоматического проектирования и моделирования можно проектировать компьютерные аналоги измерительных приборов. Более того, созданные виртуальные компьютерные объекты и установки (апробированные и откалиброванные) можно использовать для натурального эксперимента и производственных испытаний в режиме реального времени.

#### **Этапы математического моделирования в общем виде.**

– Построение математической модели.

– Выбор метода решения.

– Разработка и применение программного обеспечения. Современное программирование – это самостоятельная наука с фундаментальными принципами подходами и методами, очень перспективное для молодежи направление, которое открывает возможность высокооплачиваемой и удаленной работы для самых квалифицированных специалистов в этой области. Специалисты по математическому моделированию должны владеть языками программирования, чтобы выполнить отладку (процесс поиска и устранение ошибок в программе) и тестирование (проверка правильности работы программы в целом или ее составных частей) работы математической модели. Программу можно считать правильной, если при прогоне по выбранной системе тестов получили правильный результат. Для реализации методов тестов должны быть изготовлены эталонные результаты тестов.

– Компьютерное исследование или вычислительный эксперимент. При выполнении реального эксперимента с помощью специально построенной установки задаются вопросы о природе реальных явлений, при этом специалисты по вычислительному эксперименту с помощью электронно-вычислительной машины ставят эти вопросы математической модели. В результате реального

или виртуального эксперимента ответ получается в виде некоторой цифровой информации, которую нужно правильно проанализировать и расшифровать. В современных физических экспериментах со сложными объектами и процессами, протекающими в экстремальных условиях, каждое измерение дается с большим трудом нужно выполнять несколько этапов, используя дорогостоящие образцы, и часто нужную информацию извлекают из косвенных данных, при этом точность полученных результатов может быть невелика.

В вычислительном эксперименте мы можем получить любую информацию, но точность этой информации определяется достоверностью самой модели.

– Обработка и анализ результатов вычислительного эксперимента. Визуализация результатов вычислительного эксперимента проводится на основе графических пакетов, компьютерной графики, систем 3D-моделирования и анимации. Полученные выводы часто способствуют проведению дополнительной серии экспериментов, а иногда и ведут к изменению модели, что в виртуальном эксперименте выполнить очень просто.

### Заключение

Необходимость использования компьютерного моделирования, обучения компьютерному моделированию определяется возможностью решения с помощью их сложных задач исследования, прогнозирования и оптимизации технологических процессов в машиностроение и повышения безопасности зданий и сооружений в строительной отрасли. Для обучения численным методам студентов инженерных специальностей машиностроительной и строительной отрасли разработаны на кафедре теоретической и прикладной механике ряд учебных и методических пособий [3, 4, 5], что формирует у будущих специалистов умения и навыки при работе в различных программных комплексах, создании компьютерных моделей (рисунки 1, 2) с применением современных программных комплексов [1, 2], анализе полученных результатов.

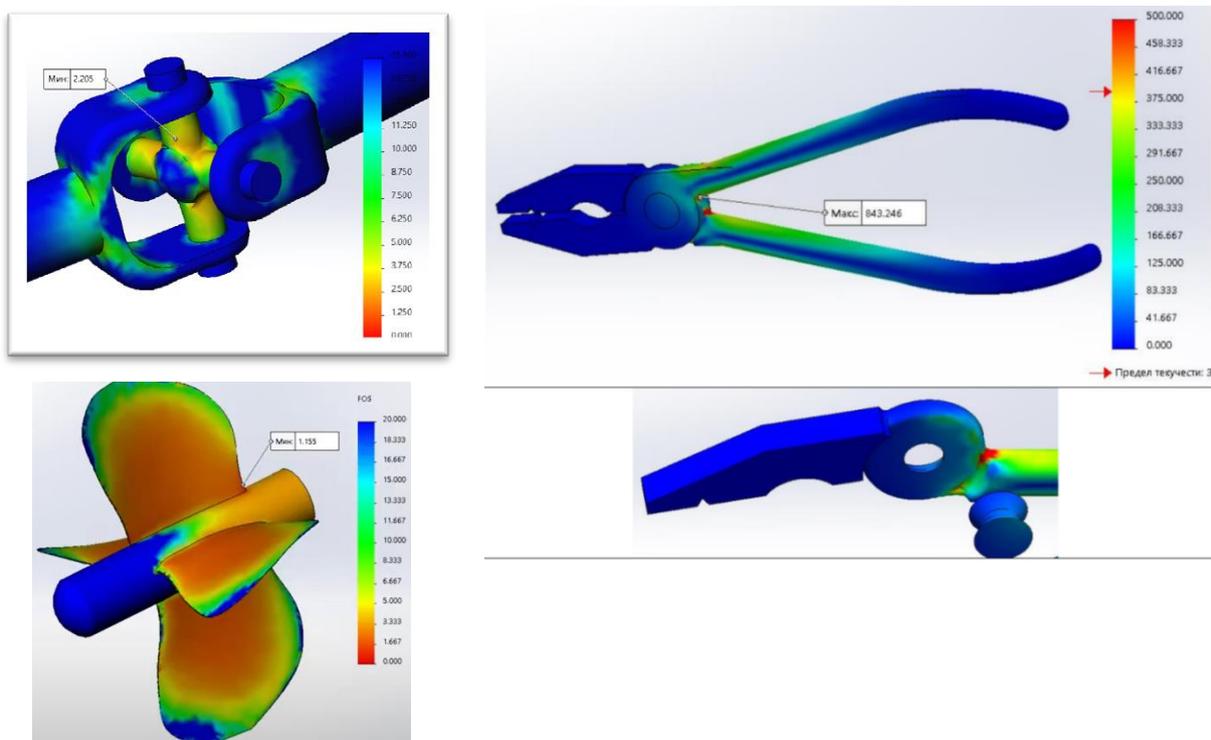
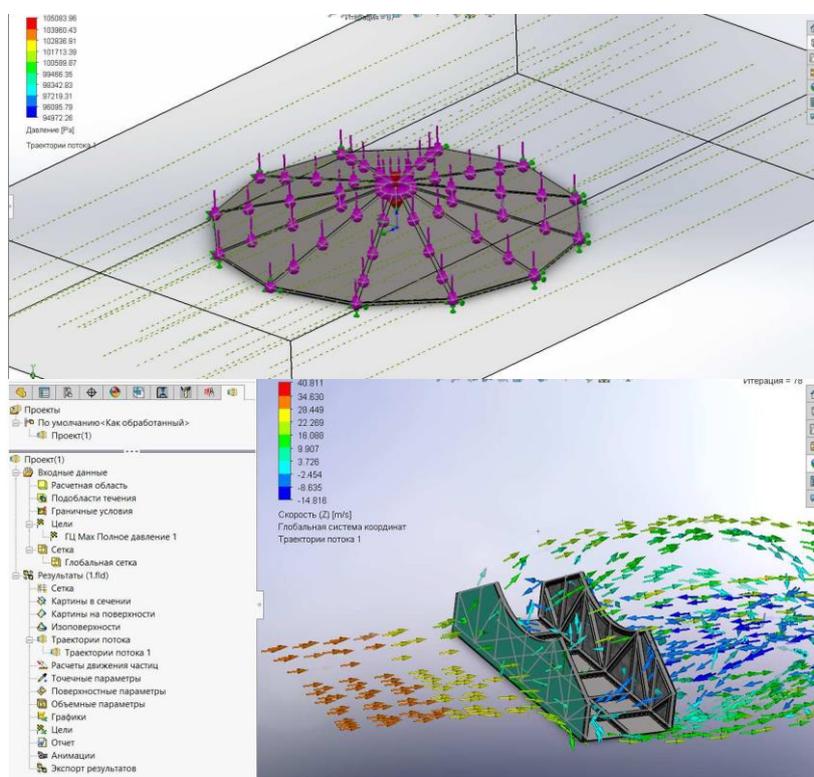


Рисунок 1 – Результаты выполнения виртуального эксперимента «Этюда запаса прочности»

Техническое состояние и безопасность здания зависят от качества проектных решений, соответствия построенного объекта разработанной технической документации, профессиональности выполнения строительно-монтажных работ, наличия значительных недоделок при вводе объекта, а также условий его эксплуатации. Одним из самых неблагоприятных последствий пренебрежения действующими нормами и регламентами является нарушение работы строительных конструкций с последующим их обрушением. В зависимости от типа здания, вида его несущих и ограждающих конструкций, причины нарушения их работы могут в значительной степени отличаться. Вопросы безопасности строительных объектов в последние годы находятся в центре внимания архитекторов и инженеров.

При подготовке инженера-строителя высшим учебным заведением нужно сформировать модель специалиста, который отлично работает в программных комплексах (ANSYS, SCAD, LIRA, SOLIDWORKS, NASTRAN, ROBOT, STARK, RFEM и др.) и способен к постоянному самообразованию, чтобы быть конкурентно способным специалистом в век бурного развития информационных технологий.



**Рисунок 2** – Визуализация потока ветра и задание внешней нагрузки – «давление» на конструкцию

### Список цитируемых источников

1. SolidWorks. Компьютерное моделирование в инженерной практике / А. А. Алямовский, А. А. Собачкин, Е. В. Одинцов [и др.]. – СПб. : БХВ-Петербург, 2005. – 800 с.
2. Лукинских, С. В. Компьютерное моделирование и инженерный анализ в конструкторско-технологической подготовке производства : учеб. пособие / С. В. Лукинских ; М-во науки и высш. обр. Росс. Федерации. – Екатеринбург : Урал. ун-т, 2020. – 168 с.
3. Игнатюк, В. И. Численные методы решения задач строительной механики : учеб. пособие / В. И. Игнатюк. Н. В. Бочарова. – Брест : БрГТУ, 2015. – 100 с.
4. Бочарова, Н. В. Лабораторные работы по дисциплине «Численные методы механики» : методические указания / Н. В. Бочарова. В. И. Игнатюк. – Брест : БрГТУ, 2022. – 72 с.
5. Бочарова, Н. В. Лабораторные работы по дисциплине «Численные методы решения задач» : методические указания / Н. В. Бочарова. А. И. Веремейчик. – Брест : БрГТУ, 2024. – 171 с.
6. Городецкий, А. С. Компьютерные модели конструкций / А. С. Городецкий, И. Д. Евзеров. – К. : Факт, 2008. – 344 с.

# К ВОПРОСУ ИССЛЕДОВАНИЯ СЦЕПЛЕНИЯ АРМАТУРЫ С КЕРАМЗИТОБЕТОНОМ

*В. С. Бубликов*

*магистрант кафедры строительных конструкций, инженер отраслевой лаборатории «Научно-исследовательский центр инноваций в строительстве», Брестский государственный технический университет, Брест, Беларусь, e-mail: slawa2003.slava@gmail.com, +375298215391*

## **Аннотация**

Сегодня в большинстве железобетонных конструкций и изделий применяют бетон нормального веса. Это обусловлено большим количеством знаний, которые формировались на основе исследований и экспериментов. Но применение бетона нормального веса сталкиваются с его недостатком – большим собственным весом. Попытки уменьшить собственный вес привели к распространению легких бетонов. Это совершенно новая категория бетонов, различающаяся по методу уменьшения веса, структуре и другим признакам, которые влияют на итоговое железобетонное изделие. Исследования проводятся относительно давно, но разные виды легких бетонов имеют разные достоинства и недостатки, которые требуют своего подхода в изучении.

Чтобы понять, как стоит подходить к изучению эффектов от применения керамзитобетона, необходимо изучить, какие факторы влияют на бетон нормального веса.

**Предмет исследования:** нормативная документация по проектированию железобетонных конструкций.

**Цели:** изучить требования к проектированию непосредственно связанные с механикой сцепления бетона и арматуры. Провести сравнение между документами. Найти информацию о проектировании элементов с применением керамзитобетона и других легких бетонов.

**Материалы и методы:** нормативная документация, анализ.

**Результаты.** Результатом анализа явилось представление о методах проектирования, предъявляемые требованиях и местах, в которых используют сцепление арматуры. Составлены сравнительные таблицы, отражающие требования к материалам, требования по анкеровке и нахлесту. Найдены данные о проектировании с применением легких бетонов.

## **Введение**

Если посмотреть на сферу строительства в сегодняшних реалиях, можно заметить, что любое строительство – это крупное финансовое вложение. Начиная от создания проекта. самого строительства, ремонтом. обслуживанием до самого его разрушения. Высокая стоимость строительства сопряжена не только с решением о возведении здания. но и с тем, кто будет платить за продукты и/или блага от здания, конструкции. Если здание промышленное, то производимый в нем продукт может содержать небольшую стоимость здания, которую закладывают в себестоимость. Если здание жилое, то стоимость квартиры напрямую связано со стоимостью строительства всего здания.

Это приводит к размышлениям о удешевлении строительства. Немалую часть от стоимости составляют материалы. При уменьшении объема применяемых конструкций можно добиться сокращения применяемых материалов.

В Республике Беларусь можно достаточно часто встретить здания, построенные из железобетона. Это материал, который имеет как множество достоинств, так и недостатков. Один из них – большой собственный вес. При проектировании здания около 80 % нагрузки на элементы – от собственного веса. Из-за этого приходится увеличивать сечения несущих элементов, применять армирование большего диаметра и другое. Это все приводит к удорожанию строительства.

Попытки побороть этот недостаток были, и результатом стали бетоны с названием «легкие». Легкие бетоны действительно обладают меньшим удельным весом по сравнению с обычным бетоном. В зависимости от метода производства бетонной смеси могут применяться различные материалы и добавки.

Одним из таких материалов является керамзит. Он имеет хорошие тепло-технические свойства, из-за чего его применяют при утеплении зданий. Но его главная особенность, важная в данном контексте – его малый удельный вес. При использовании керамзита как заполнителя в бетонной смеси можно уменьшить собственный вес железобетонной конструкции.

Однако применение нового вида заполнителя сопряжено с проблемами. Снизится ли прочность изделия, какие пропорции следует использовать при изготовлении смеси легкого бетона, повлияет ли это на работу между бетоном и арматурой – это только часть справедливых вопросов. Уже существуют исследования, направленные на поиск ответов, только на часть из них.

Одна из важнейших тем – сцепление керамзитобетона с арматурой. Еще с начала прошлого века начались бурные исследования сцепления как явления, которое влияет на совместную работу бетона и арматуры. Стремление узнать природу сцепления, факторы, которые влияют на это, позволяют сегодня безопасно и достаточно просто проектировать здания и конструкции из железобетона. Но исследования были направлены на бетон нормального веса, без применения керамзита. Только недавно стали появляться исследования, изучающие природу работы железобетонных изделий из керамзитобетона.

### **Обзор литературы**

Чтобы приступить к исследованиям сцепления керамзитобетона и арматуры, следует понять работу сцепления с бетоном нормального веса. На основе этой работы сегодня основаны современные нормы, которые применяют проектировщики. В частности, нормами определены свойства материалов, их виды и правила, по которым производятся работы и изделия. Изучение этих данных – удовлетворительное начало для изучения факторов, влияющих на сцепление, правила применения и расчета железобетонных изделий и конструкций.

В качестве норм для изучения были выбраны документы, использующиеся при проектировании в Республике Беларусь, Российской Федерации и странах Европейского союза.

### **Материалы и методы**

Объектом анализа стали документы по проектированию железобетонных конструкций, включающие в себя данные о характеристиках применяемых материалов, расчету длины анкеровки и нахлеста. Зарубежная литература переведена с учетом контекста и знаний, основанных на других нормативных документах.

## **Результаты исследования**

В ходе изучения и анализа информации из нормативной документации, были найдены разделы, напрямую использующие эффекты сцепления арматуры и бетона. Особое внимание было уделено пунктам, которые указывают виды и характеристики применяемой арматуры, указывают условия твердения бетона, расположению арматуры в толще элемента или изделия и его количество.

Одними из таких пунктов были посвящены условиям анкеровки и нахлеста. Это оказались самые наглядные и простые примеры, где характеристики материала напрямую оказывают влияние на то, как будет произведено проектирование, а значит, от чего зависит сцепление.

Также уделено внимание пунктам, которые описывают методы проектирования из легких бетонов. В зависимости от применяемых компонентов бетонных смесей меняются методы проектирования, что понимается как различие в работе сцепления между арматурой и легким бетоном.

## **Выводы**

Анализ нормативной документации дает понимание, что все представленные документы имеют схожую структуру и позволяют просто и эффективно выполнять проектирование железобетонных конструкций. Несмотря на различия в школах проектирования XIX века, многие методы и выводы на основе множества исследований на сегодняшний день совпадают. Но представленные нормы в большей части относятся к бетону нормального веса, а значит, исследования, ориентированные на изучение свойств керамзитобетона и методов его применения, актуальны. В ходе анализа были изучены факторы, которые влияют на сцепление.

## **Список цитируемых источников**

1. Бетонные и железобетонные конструкции : СП 5.03.01-2020. – Введ. 16.11.2020. – Минск : Минстройархитектуры, 2020. – 244 с.
2. Арматура ненапрягаемая для железобетонных конструкций. Технические условия : СТБ 1704-2012. – Введ. 01.01.2013. – Минск : Госстандарт, 2012. – 23 с.
3. Сталь для армирования железобетонных конструкций. Технические условия : ГОСТ Р 57357-2016. – М. : Стандартиформ, 2017. – 50 с.
4. ISO 15630-1. Steel for the reinforcement and prestressing of concrete – Test methods. – ISO 2010. – 22 с.
5. Бетоны легкие. Технические условия : ГОСТ 25820-2014. – М. : Стандартиформ, 2019. – 16 с.
6. Заполнители для легких бетонов. Технические условия : ГОСТ 32496-2013. – М. : Стандартиформ, 2014. – 10 с.
7. fib Model Code for Concrete Structure 2020. – Istanbul. Fib, 2023. – 1256 с.

# ДОБЫЧА СТРОИТЕЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ ИЗ ВОДНЫХ ОБЪЕКТОВ БЕЛОРУССКОГО ПОЛЕСЬЯ

*А. А. Волчек<sup>1</sup>, Н. Н. Шешко<sup>2</sup>, Н. Н. Шпендик<sup>3</sup>, К. В. Балка<sup>4</sup>*

<sup>1</sup>*д. г. н., профессор кафедры природообустройства, БрГТУ, Брест, Беларусь, e-mail: volchak@tut.by*

<sup>2</sup>*к. т. н., доцент, начальник научно-исследовательской части БрГТУ, Брест, Беларусь, e-mail: optimum@tut.by*

<sup>3</sup>*к. г. н., доцент кафедры ТГВ, БрГТУ, Брест, Беларусь, e-mail: shpendik@tut.by*

<sup>4</sup>*Инженер научно-исследовательской части БрГТУ, Брест, Беларусь*

## **Аннотация**

Добыча нерудных строительных материалов в руслах рек является значимым фактором антропогенного воздействия, требующим комплексной геоэкологической оценки для минимизации негативных последствий. Целью исследования является обоснование параметров безопасной добычи НСМ на участке реки Припять. Исследование основано на методах численного гидродинамического моделирования (COMSOL Multiphysics), анализе данных многолетних гидрометрических наблюдений (1978–2018 гг.) и сравнении цифровых моделей рельефа дна. Для анализа использовался модуль «Вычислительная гидродинамика» с применением RANS-модели турбулентности. Показано, что планируемая добыча НСМ не приведет к нарушению экологического состояния реки. Смоделированные скорости течения ( $>0,31$  м/с) обеспечивают условия для жизнедеятельности гидробионтов. На основе анализа баланса наносов (годовой прирост  $\sim 11\,034$  м<sup>3</sup>) установлен допустимый объем извлечения материала (33 122,5 м<sup>3</sup>) и оптимальная периодичность работ – один раз в три года.

## **Введение**

Отсутствию научно обоснованной системы управления природопользованием в русловых экосистемах при добыче нерудных строительных материалов приводит к нарушению баланса между экономическими интересами и экологической устойчивостью речных систем Белорусского Полесья.

Добыча НСМ, особенно в условиях нарушенного гидростроительством твердого стока, является ключевым фактором деградации рек. Бесконтрольная разработка приводит к снижению меандрирования, обрушению берегов, изменению морфометрии русел, огрубению донных отложений, подмыву гидротехнических сооружений и сокращению твердого стока в дельтах.

Изъятие нерудных материалов приводит к значительным и структурным изменениям гидравлики потока и русловых процессов. К числу таких изменений относятся: снижение уровней воды в районе карьера и на вышележащем участке, интенсификация размыва русла в зоне перехода от плеса к перекаату (кривой спада) и сопутствующее увеличение скоростей миграции русловых форм. Исследования проводились на основании работ, выполняемых Республиканским унитарным эксплуатационно-строительным предприятием «Днепро-Бугский водный путь» (РУЭСП «Днепробугводпуть») на участке 6–7 км р. Припять выше г. Пинска.

## Материалы и методы

Ключевым фактором русловой динамики является гидродинамическое воздействие водного потока, обладающего кинетической энергией, способной производить эрозию, транспорт и аккумуляцию наносов. Возникающие деформации русла создают обратную связь, изменяя гидравлические параметры потока и его транспортирующую способность. Это создает механизм саморегуляции: размыв увеличивает живое сечение, что снижает скорость течения и транспортирующую способность, приводя к прекращению размыва. И наоборот, аккумуляция уменьшает сечение, увеличивая скорость и транспортирующую способность, что останавливает дальнейшее отложение наносов.

Вычисление расходов влекомых наносов равнинных рек с песчаным и песчано-гравелистым дном может применяться формула Шамова [1]:

$$Q_{\text{свл}} = 0,95 \sqrt{d_{\text{cp}}} \left( \frac{v_{\text{cp}}}{v_{\text{отл}}} \right)^3 \cdot (v_{\text{cp}} - v_{\text{отл}}) \cdot \left( \frac{d_{\text{cp}}}{H_{\text{cp}}} \right)^{1/4} \cdot B, \quad (1)$$

где  $Q_{\text{свл}}$  – расход песчаных наносов, кг/с;  $0,95 \sqrt{d_{\text{cp}}}$  – коэффициент, учитывающий состав донных наносов;  $d_{\text{cp}}$  – средневзвешенный диаметр подвижных фракций донных наносов в пробе, взятой на данной вертикали, м;  $v_{\text{отл}}$  – средняя скорость, при которой прекращается движение наносов данной крупности, м/с;  $H$  – глубина на вертикали, м;  $B$  – ширина реки, м.

Основной объем твердого стока рек формируется в период половодий и паводков. Для большинства равнинных рек характерно опережающее нарастание расхода наносов по сравнению с расходом воды. Максимум транспорта наносов, как правило, наблюдается до пика паводка – приблизительно при расходе воды, составляющем  $2/3$  от максимального значения ( $2/3 Q_{\text{макс}}$ ). При этом последующие паводковые волны, даже при одинаковых расходах воды, обычно переносят меньше наносов по сравнению с основной волной половодья [2].

## Результаты исследования

Для исследуемого участка изыскания рельефа дна проводились в 2021 и 2022 годах в периоды весеннего половодья средствами гидроакустического многолучевого эхолота. База данных измерений представляет собой \*csv файл со значениями координат в плоской системе и отметок (глубин) дна для отдельных измеренных точек.

Обработка данных натурных измерений проводилась по средствам авторских конструктивных инструментов в среде ArcGis с применением ряда аппроксимационных моделей для анализа рельефа [3]. На основе сопоставительного анализа определены наиболее эффективные методы. В частности, метод интерполирует гидрологически корректную растровую поверхность по точечным, линейным и полигональным данным. В результате обработки данных получены цифровые модели рельефа дна участка русла.

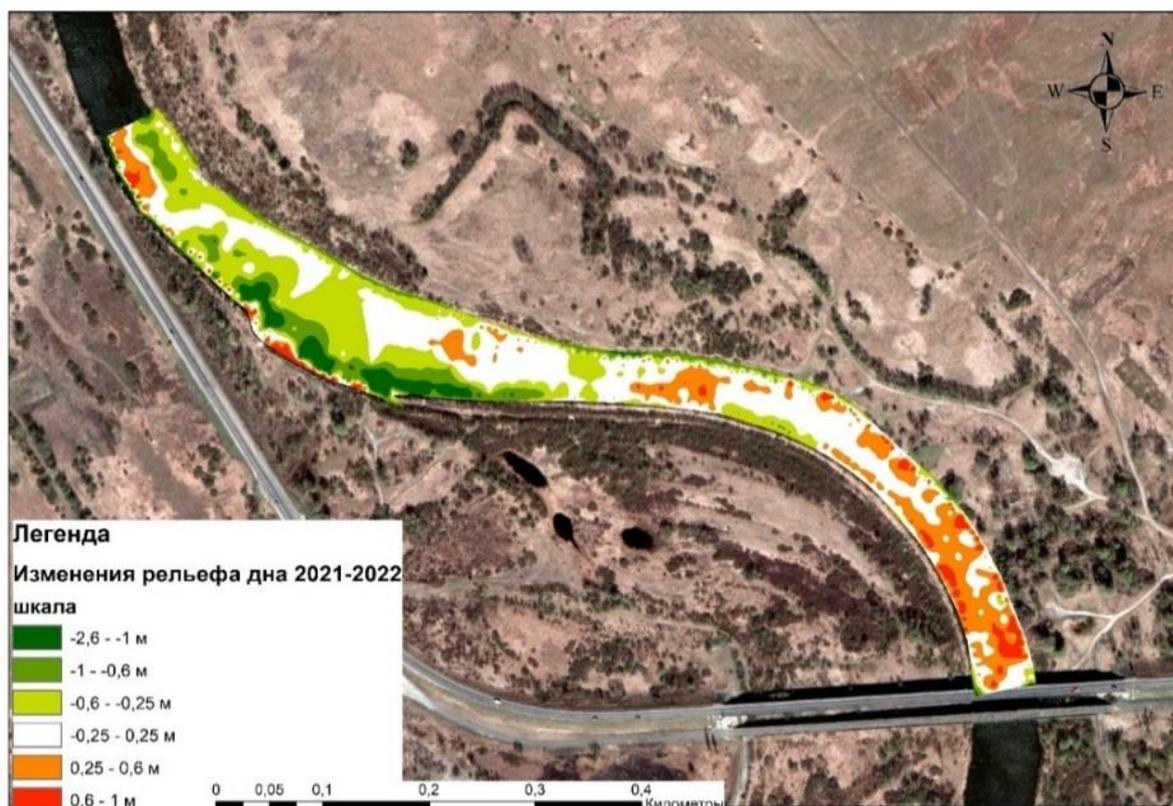
Моделирование гидродинамических характеристик потока в русле реки Припять было выполнено в среде численного моделирования COMSOL Multiphysics. Для решения задачи использовался специализированный модуль «Вычислительная гидродинамика» (CFD). Расчеты проводились на основе осредненных по Рейнольдсу уравнений Навье-Стокса (RANS).

На основании имеющихся данных о речном стоке и с применением математического моделирования определены среднемесячные и среднегодовые значения твердого стока, включающего сток взвешенных и сток влекомых наносов, представленные в таблице 1.

**Таблица 1** – Твердый сток р. Припять – г. Пинск (мост Любанский), с учетом внутригодового распределения. м<sup>3</sup>/мес(год)

Месяцы												Год
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
<i>Сток взвешенных наносов</i>												
3288	2329	3970	6479	5093	3101	2415	1966	1805	1974	2243	2760	37423
<i>Сток влекомых наносов</i>												
546	490	1449	3165	1915	630	435	215	254	352	321	248	10020
<i>Твердый сток</i>												
3834	2819	5419	9644	7008	3731	2850	2181	2059	2326	2564	3008	47443

С целью анализа динамики русловых процессов на исследуемом участке выполнены расчеты изменений отметок дна русла (рисунок 1). Результаты сравнительного моделирования показывают, что наиболее интенсивные русловые преобразования наблюдаются ниже мостового перехода и в районе излучины у левого берега.



**Рисунок 1** – Изменения рельефа дна за 1 год (с 2021 по 2022 гг.)

Полученные данные позволяют предположить активное участие указанных участков в руслоформирующих процессах, в связи с чем не рекомендуется их вовлечение в хозяйственную деятельность. Расчет баланса наносов показал положительное сальдо при сравнении данных 2021 и 2022 годов, что, вероятно,

обусловлено смещением меандр в направлении автомобильной дороги с усовершенствованным покрытием.

Для анализа распределения скоростей течения в поперечных сечениях планируемых прорезей были построены эпюры скоростей по живому сечению реки. Исследование выполнено для существующих условий и для трансформированного русла.

Анализ деформации эпюры скоростей в продольном створе выявил следующие закономерности: гидродинамическая модель, учитывающая турбулентность и внешние силы (гравитацию, центростремительное ускорение). включает три граничных условия – входной расход с типовой эпюрой локальных скоростей, выходной створ с нулевым избыточным давлением, а также непроницаемую границу с заданной шероховатостью и открытую границу с избыточным давлением.

Результаты моделирования демонстрируют, что в зоне прорезей скорость течения не превышает 0,31 м/с. что создает условия для интенсивной аккумуляции наносов. Одновременно на участках технологических перемычек зафиксированы скорости свыше 0,9 м/с. превышающие гидравлическую крупность донных отложений, что приведет к постепенной эрозии и изменению геометрии этих элементов.

На основе предварительного размещения прорезей в зонах наибольших донных наносов и зон с минимальной интенсивностью русловых процессов вычислен ориентировочной объем возможных заборов НСМ, который составил 33122,5 м<sup>3</sup>.

### **Выводы**

Проведенное комплексное исследование, включающее гидродинамическое моделирование, анализ многолетних гидрологических данных и мониторинг морфометрических изменений. позволяет сделать следующие выводы относительно добычи нерудных строительных материалов на участке реки Припять.

Запланированные добычные работы не приведут к нарушению экологического состояния речной системы. Смоделированные параметры течения (скорость > 0,31 м/с в зонах прорезей) обеспечивают сохранение условий для существования гидробионтов и поддержание качества воды. Установлена положительная динамика аккумуляции наносов с годовым объемом 11 034 м<sup>3</sup>. что подтверждается сравнением цифровых моделей рельефа за 2021–2022 годы. Определен допустимый объем извлечения материала – 33 122,5 м<sup>3</sup> с рекомендуемой периодичностью работ один раз в три года, что соответствует принципу устойчивого использования ресурса.

### **Список цитируемых источников**

1. Волчек, А. А. Инженерная гидрология и регулирование стока. Гидрологические и водохозяйственные расчеты : учеб. пособие / А. А. Волчек, Ан. А. Волчек, В. К. Курсаков. – Горки : Белорусская гос. сельскохозяйств. академия, 2013. – 315 с.

2. Михневич, Э. И. Устойчивость берегов водохранилищ при формировании профиля динамического равновесия в несвязных грунтах / Э. И. Михневич, В. Е. Левкевич // Мелиорация. – 2016. – № 4 (78). – С. 18–23.

3. Экологическое обоснование добычи нерудных строительных материалов из русел рек (на примере реки Припять) / А. А. Волчек, С. И. Парфомук, Н. Н. Шишко [и др.] // Водное хозяйство России: проблемы, технологии, управление. – 2022. – № 5. – С. 63–81.

# МЕХАНИЧЕСКОЕ СОЕДИНЕНИЕ В ВИДЕ БЕТОННЫХ ШПОНОК В ДЕРЕВОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЯХ

*А. И. Гиль<sup>1</sup>, Д. Н. Лазовский<sup>2</sup>, А. М. Хаткевич<sup>3</sup>, Г. О. Ципан<sup>4</sup>*

*<sup>1</sup>к. т. н., доцент, доцент кафедры строительных конструкций, Полоцкий государственный университет имени Евфросинии Полоцкой, Новополоцк, Беларусь, e-mail: a.hil@psu.by*

*<sup>2</sup>д. т. н., профессор, профессор кафедры строительных конструкций, Полоцкий государственный университет имени Евфросинии Полоцкой, Новополоцк, Беларусь*

*<sup>3</sup>к. т. н., доцент, заведующий кафедрой строительных конструкций, Полоцкий государственный университет имени Евфросинии Полоцкой, Новополоцк, Беларусь*

*<sup>4</sup>магистрант кафедры строительных конструкций, Полоцкий государственный университет имени Евфросинии Полоцкой, Новополоцк, Беларусь*

## **Аннотация**

**Предмет исследования:** механические соединения древесины и бетона в деревобетонных конструкциях в виде бетонных шпонок, образованных при бетонировании.

**Цели:** получение предварительной оценки влияния бетонной шпонки прочность соединения древесины и бетона в деревобетонных конструкциях.

**Материалы и методы:** разработка методика проведения экспериментальных исследований и специального испытательного стенда для определения прочности и деформативности образцов при сдвиге, позволяющего моделировать работу деревобетонного элемента при изгибе. Изготовление и испытание образцов деревобетонных конструкций.

**Результаты:** исследования показали, что существенное влияние на прочность рассматриваемого вида соединения оказывает прочность бетона и геометрические размеры поперечного сечения бетонных шпонок. Экспериментальные исследования позволяют получить данные по прочности и жесткости деревобетонных образцов.

**Выводы:** проведенные исследования позволили сделать вывод об эффективности применения механического соединения бетона и древесины в виде бетонных шпонок круглого поперечного сечения и необходимости проведения дополнительных экспериментально-теоретических исследований в составных деревобетонных изгибаемых элементов.

## **Введение**

В настоящее время в строительной отрасли находят применения деревобетонные конструкции с учетом обеспечения их совместной работы, которые соединяют в себе преимущества обоих материалов. Преимуществами деревобетонных конструкций являются: более низкий вес по сравнению с традиционными железобетонными, повышенная жесткость по сравнению с деревянными, высокие звукоизоляционные свойства, технологичность, экологичность.

## Обзор литературы

Исследования совместной работы древесины и бетона направлены на изучение в основном их клеевых соединений [1–6]. Однако, клеевое соединение, в основном, эффективно при усилении существующих зданий, где не рекомендуется нарушать целостность деревянного настила (например, путем просверливания новых отверстий или установкой специальных стержней либо винтов) [2]. Из недостатков клеевого соединения отмечают трудности в определении жесткости соединения ввиду большого разброса результатов экспериментальных исследований [7]. Таким образом, клеевое соединение находит свое применение при производстве сборных элементов, а наиболее эффективным соединением при устройстве деревобетонных конструкций на строительной площадке являются различные виды механических связей [1, 3, 8].

Основными механическими соединениями древесины и бетона являются гибкие связи в виде различных стержней, шпилек, винтов (в том числе наклонных). Жесткими связями применительно к контакту древесины и бетона считаются пазовые соединения, которые создаются путем вырезания участков древесины на некоторую глубину по длине и последующего бетонирования [9, 10]. Одним из решений пазового механического соединения является использование бетонных шпонок, образованных путем высверливания отверстий в деревянном элементе и его последующем бетонировании.

### Материалы и методы

Разработана методика проведения экспериментальных исследований деревобетонных образцов (рисунок 1), которые подвергались сдвигу при изгибе.

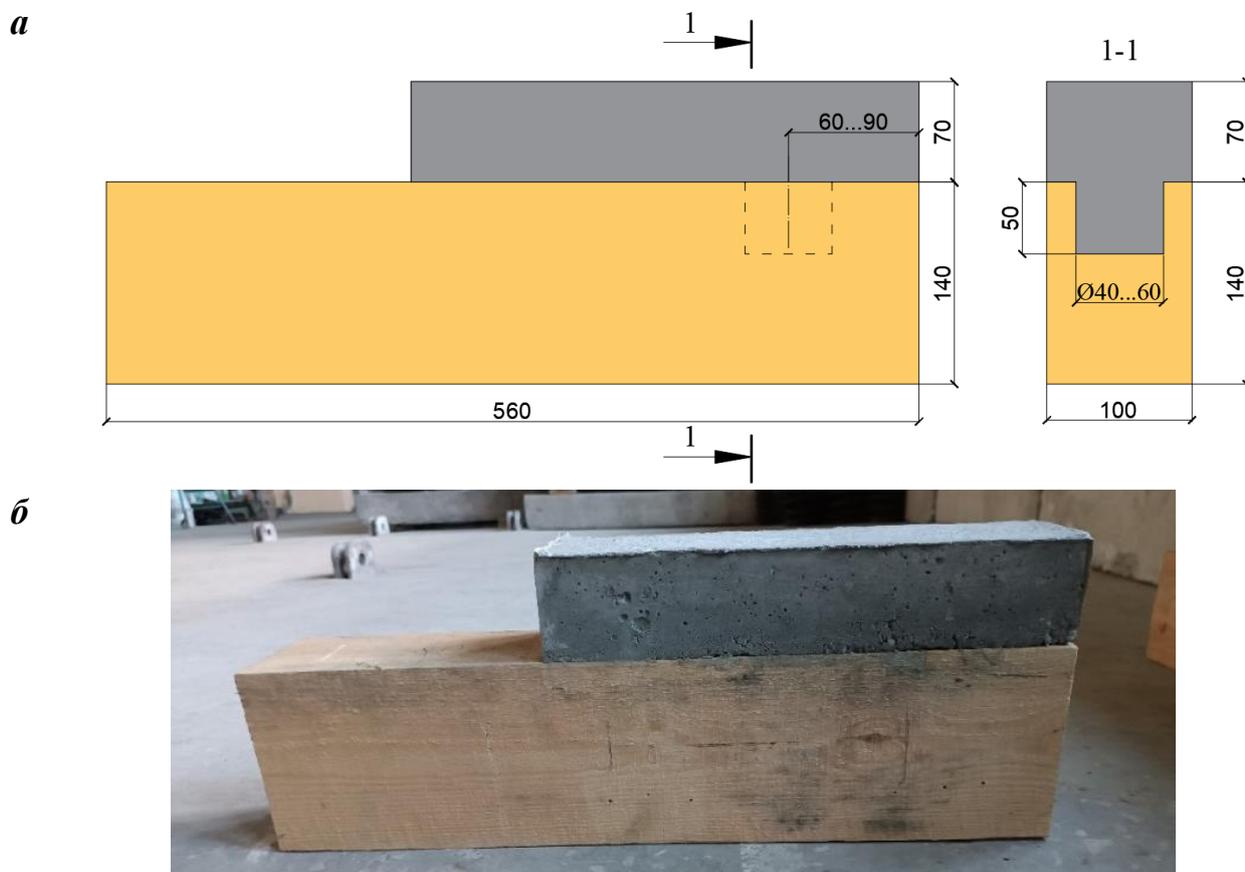


Рисунок 1 – Схема (а) и общий вид (б) экспериментальных деревобетонных образцов

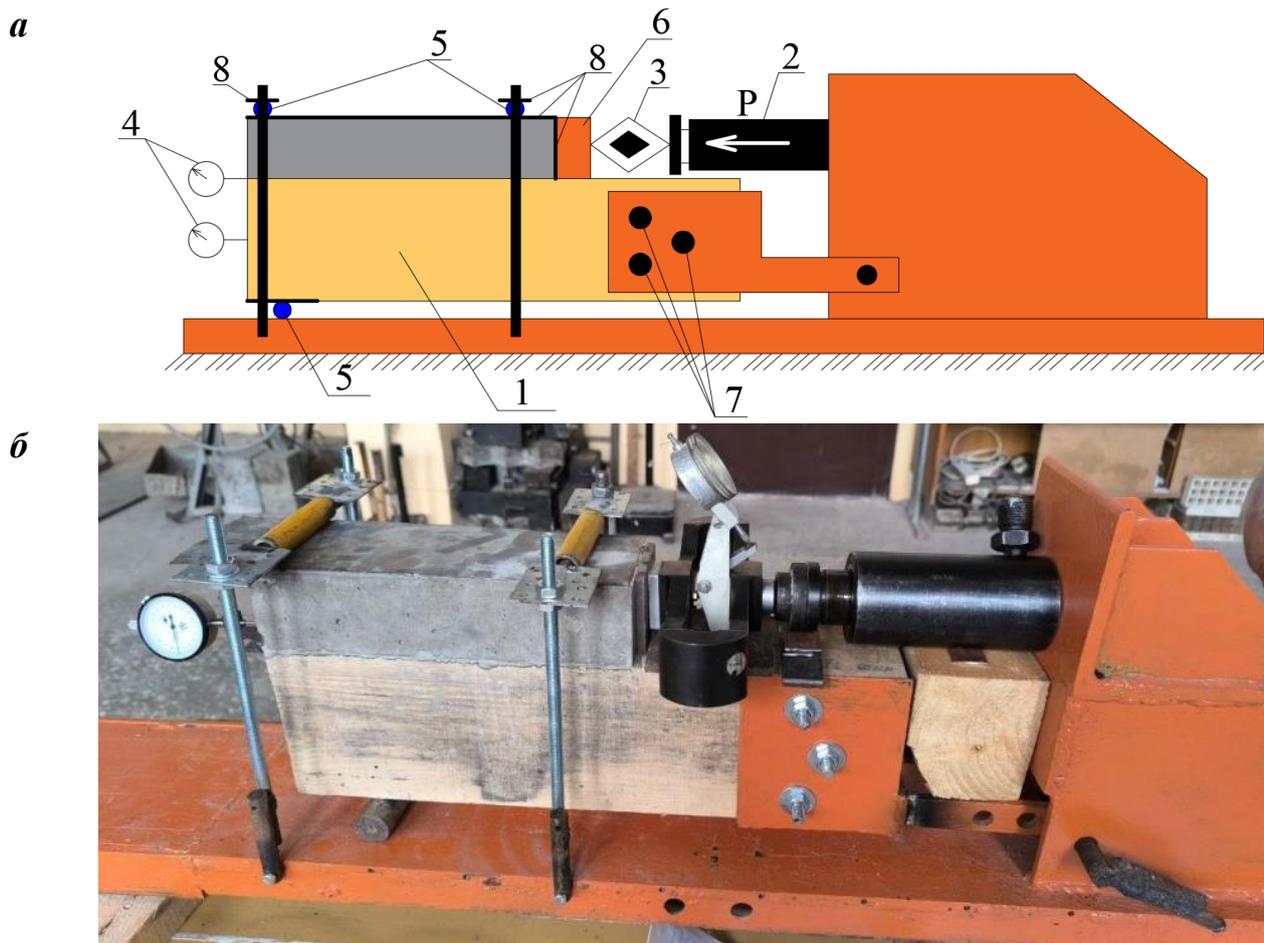
Деревобетонные образцы представляли собой две призмы, соединенные между собой бетонной шпонкой. В деревянной части высверливалось круглое отверстие на глубину 50 мм. Варьируемыми факторами при исследованиях были диаметр отверстия для шпонки и его расстояние от свободного торца образца.

На предварительном этапе исследований было изготовлено два опытных деревобетонных образца, параметры представлены в таблице 1.

**Таблица 1** – Параметры опытных деревобетонных образцов

№ образца	Диаметр шпонки, мм	Расстояние центра шпонки от свободного торца, мм	Древесина		Бетон	
			Прочность при сжатии, МПа	Прочность при растяжении, МПа	Прочность при сжатии, МПа	Прочность при растяжении, МПа
1	40	60	47,2	55,2	39,4	3,9
2	60	60	47,2	55,2	8,4	0,97

При испытании деревобетонный образец помещался в специальный стенд и к его бетонной части горизонтально прикладывалась нагрузка. Таким образом моделировалась работа изгибаемого элемента, подверженного сдвигу (рисунок 2).



1 – опытный образец; 2 – домкрат; 3 – образцовый динамометр; 4 – индикатор часового типа; 5 – шарнирная опора; 6 – упорная пластина; 7 – болты крепления деревянной части образца к стенду; 8 – упругая пластина

**Рисунок 2** – Схема (а) и общий вид (б) стенда для испытания образцов на сдвиг

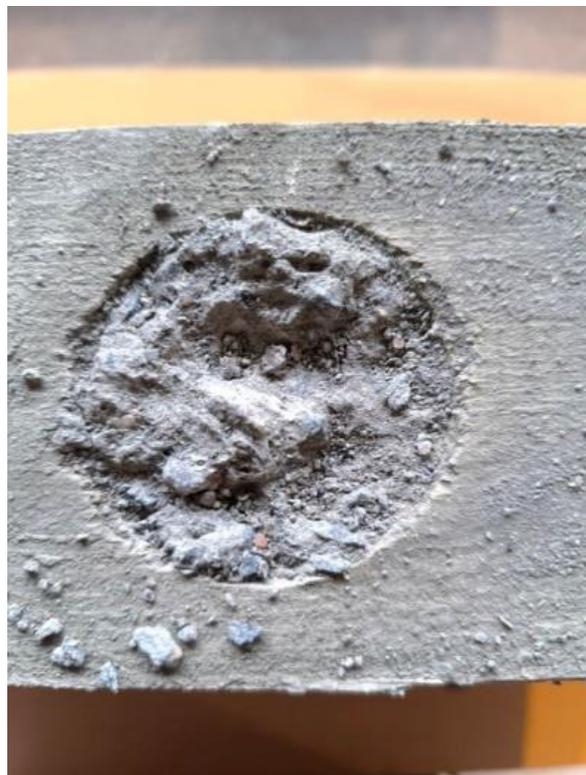
### Результаты исследования

В результате проведенных экспериментальных исследований получена общая картина совместной работы бетона и древесины. Разрушение образцов (полный сдвиг бетона относительно древесины) происходило по хрупкой схеме из-за среза бетонной шпонки по линии контакта древесины и бетона (образца 1 произошло при сдвигающей силе, равной 25 кН, образца 2 – 7,5 кН). На образцах отмечены следы пластического деформирования древесины в виде местного смятия в области шпонки (рисунок 3).

*а*



*б*



*Рисунок 3 – Общий вид образца 1 (а) и 2 (б) после разрушения*

## **Выводы**

Проведенные исследования позволили сделать вывод об эффективности применения механического соединения бетона и древесины в виде бетонных шпонок круглого поперечного сечения. Разрушение бетонной шпонки при срезе оказалось определяющим фактором при оценке прочности соединения. Апробированная методика экспериментальных исследований позволит получить данные о прочности и деформативности соединения.

## **Список цитируемых источников**

1. Ceccotti, A. Composite concrete-timber structures / A. Ceccotti // *Prog. Struct. Engng Mater.* – 2002. – Vol. 4. – P. 264–275. – DOI: 10.1002/pse.126.
2. Experimental study and numerical simulation of adhesively bonded timber-concrete composite panels: bending behavior, adhesive shear and peel stress distributions / A. N. Giv, Q. N. Fu, Z. Chen, T. Leusmann // *Engineering Structures.* – 2024. – Vol. 307. – P. 117872. – DOI: 10.1016/j.engstruct.2024.117872.
3. Yeoh, D. E. C. Behaviour and design of timber-concrete composite floor system : PhD Thesis / Yeoh David Eng Chuan ; University of Canterbury. – New Zealand, 2010. – 210 p.
4. Behavior of adhesively bonded engineered wood – wood chip concrete composite decks: Experimental and analytical studies / Q. Fu, L. Yan, T. Ning [et al.] // *Constr Build Mater.* 2020. – Vol. 247. – P. 118578. – DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2020.118578.
5. Effects of concrete type, concrete surface conditions and wood species on interfacial properties of adhesively-bonded timber – concrete composite joints / Q. Fu, L. Yan, N. A. Thielker, B. Kasal // *Adhes Adhes.* – 2021. – Vol. 107. – P. 102859. – DOI: 10.1016/j.ijadhadh.2021.102859.
6. Frohnmüller, J. Full-scale testing of adhesively bonded timberconcrete composite beams / J. Frohnmüller, J. Fischer, W. Seim // *Mater Struct.* – 2021. – Vol. 54. – DOI: 10.1617/s11527-021-01766-y.
7. Push-out tests of wet-process adhesive-bonded beech timber-concrete and timber-polymer-concrete composite connections / M. Fuchslin, P. Grönquist, S. Stucki [et al.] // *WCTE.* – 2023. – P. 3241–3247. – DOI: 10.52202/069179-0422.
8. Dias, AMPG. Mechanical behaviour of timberconcrete joints : PhD thesis / Dias AMPG ; Delft University of Technology. – Delft, The Netherlands. – 2005. – 293 p.
9. О развитии и совершенствовании деревобетонных мостов / В. А. Уткин, П. Н. Кобзев, Е. Е. Басич, В. В. Скиба // *Вестник СибАДИ.* – 2025. – Т. 22. – № 2. – С. 296–318. – DOI: 10.26518/2071-7296-2025-22-2-296-318.
10. Design and analysis of timber-concrete-based civil structures and its applications: A brief review / M. Hosseini, M. Gaff, J. Lair [et al.] // *Advanced Materials Science.* – 2023. – Vol. 62. – DOI: 10.1515/rams-2022-0321.

## УСТОЙЧИВОСТЬ ЦЕНТРАЛЬНО СЖАТЫХ СТЕРЖНЕЙ ПОСТОЯННОЙ ШИРИНЫ И ПЕРЕМЕННОЙ ВЫСОТЫ СЕЧЕНИЯ

*К. К. Глушко<sup>1</sup>, К. А. Глушко<sup>2</sup>*

<sup>1</sup>*к. т. н., доцент кафедры архитектуры, Брестский государственный технический университет, Брест, Беларусь, e-mail: const.hlushko@gmail.com*

<sup>2</sup>*к. т. н., доцент, доцент кафедры природообустройства Брестский государственный технический университет, Брест, Беларусь*

### **Реферат**

При проектировании каркасных зданий часто возникает необходимость оценки устойчивости сжатых стержней, имеющих переменную высоту поперечного сечения, что обусловлено различными значениями внутренних усилий в таких элементах. При проведении реконструкции существующих зданий нередко возникает необходимость оценки запасов несущей способности примененных ранее строительных конструкций, проектирования подобных им новых при необходимости замены. При этом нередко виды конструкций, применявшихся ранее, не имеют современных аналогов, и, как следствие, отсутствуют какие-либо рекомендации к оценке их устойчивости как в современной научной и справочной литературе, так и в современных нормативных документах.

В настоящей статье представлено решение задачи потери устойчивости центрально сжатого стержня с переменной высотой поперечного сечения путем решения дифференциального уравнения продольного изгиба. Решение названной задачи выполнено с использованием метода конечных разностей, в котором используется последовательное уточнение формы изогнутой оси стержня. Примененный метод позволяет отказаться от использования функций Бесселя для задач подобного рода и дает возможность представить решение дифференциальных уравнений как системы линейных алгебраических уравнений, что приводит к некоторому упрощению процесса поиска коэффициентов расчетных длин. При этом уделено внимание на точность полученного приближенного решения путем экстраполяции производных разных порядков, и произведено сравнение погрешности их вычисления с погрешностью округления при расчете. Полученные результаты представлены в виде графиков зависимости коэффициента расчетной длины от соотношения моментов инерции поперечных сечений на концах стержня.

### **Предмет исследования**

Впервые решение задачи устойчивости стержней переменной жесткости, изменяющейся по степенному закону, было представлено Леонардом Эйлером в 1728 году, развито А. Н. Динником [1], получившим точное решение дифференциального уравнения продольного изгиба с использованием функций Бесселя. При этом были рассмотрены различные способы закрепления концов стержней и различные законы изменения форм поперечных сечений. Методом последовательных приближений задача устойчивости шарнирно опертого по концам стержня была решена С. П. Тимошенко [2], использовавшим метод

последовательных приближений. Впоследствии разработкой методов решения задачи устойчивости стержней переменного сечения, изгибная жесткость которых изменяется по линейному закону, занимался А. Р. Ржаницын [3]. Следует отметить, что результаты решения рассматриваемой задачи, полученные А. Н. Динником, сложно применять на практике. Рассмотренные А. Р. Ржаницыным задачи касались устойчивости шарнирно опертых стержней и стержней, один из концов которых зашпелен, а другой – свободен. При рассмотрении более сложных случаев устойчивости стержней переменного сечения описанные подходы имеют еще большую трудоемкость решения дифференциального уравнения интерпретации результатов на основе полученного решения. С этим обстоятельством связано развитие решений представленной задачи при помощи численных методов.

Авторами работ [4, 5] при помощи метода конечных разностей были получены величины критических нагрузок на стержни переменного сечения различного типа и способов закрепления концов. Следует отметить, что в упомянутых работах недостаточное внимание уделено обоснованию достаточности дискретизации стержня на отдельные участки для вычисления численных производных, за исключением работы [5], где был использован метод экстраполяции Ричардсона. Для решаемой задачи применение метода конечных элементов в его реализации в программных комплексах для расчета зданий и сооружений не всегда удобно, поскольку требуется ввод многочисленных начальных данных, многие из которых не используются при расчете стержней на устойчивость, а также из-за невозможности детального анализа полученных результатов.

### Методы исследования

В представленной работе решение задачи устойчивости центрально сжатого стержня переменного сечения представлено с использованием метода конечных разностей. Размеры поперечных сечений стержней изменяются по линейному закону от вершины (имеет меньшие размеры поперечного сечения) до основания с большими поперечными размерами. Уравнение продольного изгиба центрально сжатого стержня может быть описано при помощи уравнения второго порядка

$$EI(x) \frac{d^2v}{dx^2} + Pv = 0, \quad (1)$$

разделив которое на  $EI(x)$  и продифференцировав дважды, можно перейти к его следующему виду:

$$\frac{d^4w}{dx^4} + k_{\min}^2 \left( w \frac{J_2(\xi)}{L^2} + \frac{d^2w}{dx^2} \cdot \frac{1}{J(\xi)} - \frac{dw}{dx} \frac{J_1(\xi)}{L} \right) = 0, \quad (2)$$

$$k^2 = \frac{-N}{EI_{\min}}; \quad (3)$$

где  $E$  – модуль упругости стержня. Па;  $N = -P$  – величина продольной силы при сжатии стержня. Н,  $I(x)$  – момент инерции поперечного сечения стержня

в точке с координатой  $x$ ,  $w$  – безразмерные поперечные перемещение оси стержня,  $x$  – текущая координата в продольном направлении,  $m$ ,  $P$  – усилие сжатия в стержне,  $H$ , численно равно расporу на его концах.  $L$  – длина стержня,  $m$ ;  $J(\xi)$  – закон изменения момента инерции поперечного сечения стержня,  $\xi=x/L$  – безразмерная ордината, отношение момента инерции произвольного поперечного сечения к минимальному моменту инерции; выражения для определения  $J_1(\xi)$ .  $J_2(\xi)$  приведены ниже.

$$J_1(\xi) = \frac{2}{J^2(\xi)} \frac{dJ(\xi)}{d\xi}. \quad (4)$$

$$J_2(\xi) = \frac{2}{J^3(\xi)} \left( \frac{d^2J(\xi)}{d\xi^2} \right)^2 - \frac{d^2J(\xi)}{d\xi^2} \cdot \frac{1}{J^2(\xi)}, \quad (5)$$

в свою очередь  $w = v/v_{max}$  – относительная величина перемещения оси стержня в точке с координатой  $x$ , безразмерная величина.

Основные допущения, принятые при расчете:

- 1) соблюдается упругое деформирование материала стержня;
- 2) влиянием поворота поперечных сечений стержня на закон распределения продольной силы в нем можно пренебречь;
- 3) влиянием сдвига при определении поперечных деформаций стержня можно пренебречь.

Применяя метод конечных разностей, можно определить функцию изогнутой оси стержня, предварительно задавшись ее приближенной формой.

$$\Delta^4 w = -u^2 \left( Y \frac{J_2(\xi)}{n^4} + \frac{\Delta^2 Y}{n^2} \cdot \frac{1}{J(\xi)} - \Delta Y \frac{J_1(\xi)}{n^3} \right), \quad (6)$$

где

$$u^2 = \frac{-NL^2}{EI_{\min}}. \quad (7)$$

В качестве граничных условий приняты следующие условия закрепления концов:

- а) оба конца имеют шарнирные опоры. неподвижные в поперечном направлении к оси стержня;
- б) конец стержня с меньшими размерами поперечного сечения закреплен шарнирно. другой защемлен;
- в) оба конца стержня защемлены и неподвижны в поперечном направлении;
- г) конец стержня с меньшими размерами поперечного сечения свободен. другой защемлен.

Составляя уравнения (6) для средних точек и граничные условия для крайних, можно составить следующее равенство:

$$[A] \cdot [w] = u^2 [Z], \quad (8)$$

где  $[A]$  – матрица из коэффициентов при неизвестных значениях безразмерных ординат  $w_i$ , которая принимает вид при отсутствии защемления на концах;

$[w]$  – вектор неизвестных безразмерных ординат функции изогнутой оси в каждой точке;

$[Z]$  – вектор значений производных формы  $Y_i = Y(x_i)$  изогнутой оси и момента инерции  $I(x_i)$  в тех же точках

$$[Z] = - \left( \frac{1}{n^4} [J_2(\xi_i)] \cdot [Y1] + \frac{1}{n^2} \left[ \frac{1}{J(\xi_i)} \right] \cdot [\Delta^2 Y1] - \frac{1}{n^3} [J_1(\xi_i)] \cdot [\Delta Y1] \right), \quad (9)$$

где, в свою очередь,  $[J_2(\xi_i)]$  – квадратная диагональная матрица. ненулевые члены которой – аргументы функции (5);

$\left[ \frac{1}{J(\xi_i)} \right]$  – квадратная диагональная матрица. ненулевые члены которой – обратные значения функции закона изменения момента инерции поперечного сечения стержня;

$[J_1(\xi_i)]$  – квадратная диагональная матрица. ненулевые члены которой – аргументы функции (4);

$[Y1]$ ,  $[\Delta Y1]$ ,  $[\Delta^2 Y1]$  – векторы значений функции формы изогнутой оси стержня, ее первой и второй конечной разности, в которых первые два и последние два элемента являются значениями правой части граничных условий задачи.

Определение вектора значений функции изогнутой оси стержня  $[w]$  осуществляется при решении системы линейных уравнений в матричном виде (19)

$$[w] = u^2 [A]^{-1} [Z]. \quad (10)$$

При решении этого уравнения удобно принять  $u^2 = 1$  с последующей нормализацией вектора  $[w]$  для подстановки его значений на место аналогичного вектора  $[Y]$  – процесс вычисления вектора  $[w]$  является итерационным, при этом вектор значений  $[Y]$  задается изначально, его значения не должны быть линейно зависимыми. Равенство (6) только в том случае будет справедливым, когда вектор значений формы  $[Y]$  приблизится к нормализованному вектору значений функции  $[w]$ . Производя процесс решения уравнения (6) путем последовательных приближений и заменяя вектор  $[Y]$  на нормализованный вектор  $[w]$ , можно в итоге построить график формы изогнутой оси стержня при продольном изгибе. Величина коэффициента расчетной длины стержня в этом случае может быть определена из следующего выражения:

$$\mu = \pi \sqrt{w_{i,\max}}, \quad (11)$$

где  $w_{i,\max}$  – максимальное по величине значение элемента *не нормализованного* вектора безразмерных ординат  $[w]$ , поскольку обратная его величина является коэффициентом пропорциональности между правой и левой частью уравнения (18).

При решении задач подобного рода с применением разностных методов возникает вопрос о точности произведенного решения и достаточности дискретизации стержня по длине. В представленной работе также применен метод экстраполяции Рунге – Ромберга [8] не с целью уточнения величин численных производных, а с целью поиска такой кратности разбиения стержня по длине  $n$ , при котором величина экстраполированного приращения производной была бы сопоставима с погрешностью округления. Расчет стержней на устойчивость производился с числом участков разбиения стержня по длине  $n = 6, 12, 25, 50$ . При этом погрешность вычисления производных второго порядка точности уменьшалась в 4, 17 и 70 раз. Следует отметить, что для различных способов закрепления концов стержня применялась различная кратность разбиения стержня по длине.

Представленный подход был реализован для решения задач устойчивости стержней прямоугольного поперечного сечения. В таблице 1 приведены формулы законов изменения величин моментов инерции поперечных сечений по длине стержня, приняв за  $f$  отношение максимального и минимального размеров поперечных сечений.

**Таблица 1** – Формулы законов изменения величин моментов инерции поперечных сечений и их производных

Определяемый параметр	Прямоугольное поперечное сечение
$J(\xi)$	$(1 + \xi(f - 1))^3$
$J_1(\xi)$	$\frac{6(f - 1)}{(1 + \xi(f - 1))^4}$
$J_2(\xi)$	$\frac{12(f - 1)^2}{(1 + \xi(f - 1))^5}$

### Результаты

На рисунке 1 представлены графики изменения коэффициентов расчетных длин стержней для рассмотренных выше способов закрепления концов.

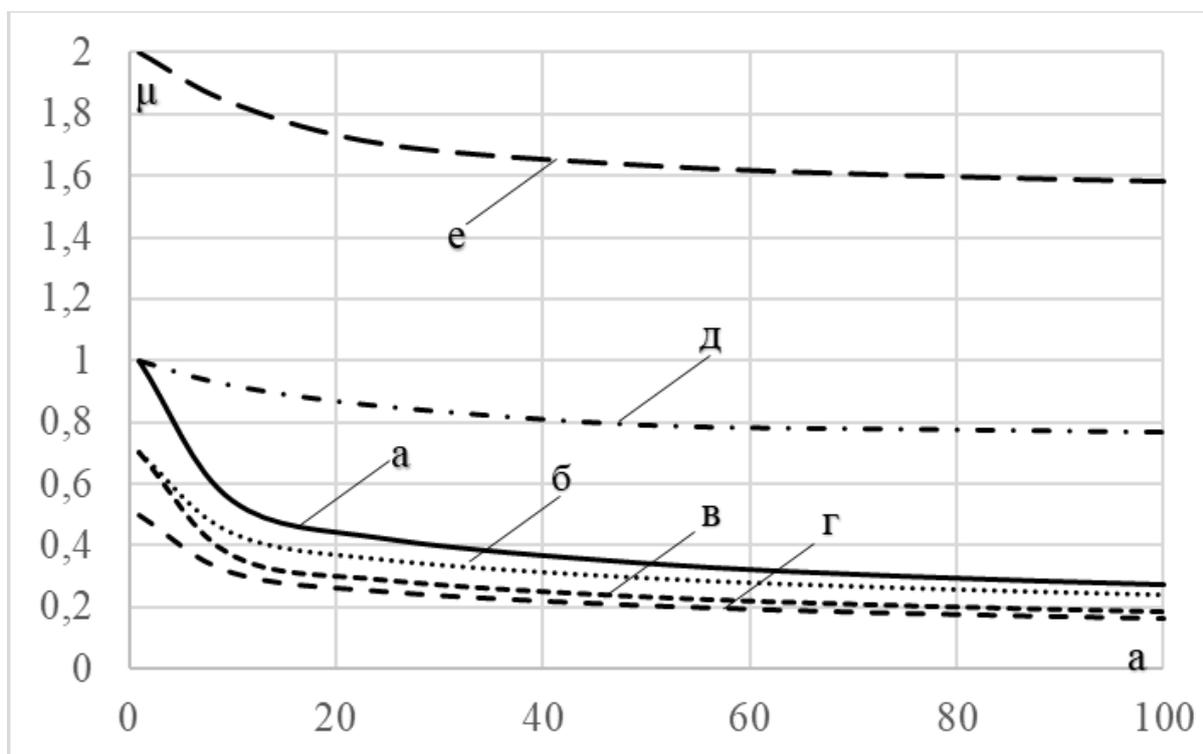
Используя графики изменения расчетных длин, проверку устойчивости центрально сжатых стержней переменного поперечного сечения с линейным изменением его размеров по длине можно производить при помощи формулы Эйлера.

### Выводы

Разработана метод расчета устойчивости центрально сжатых стержней поперечного сечения с линейным и непрерывным изменением их высоты по длине. При решении этой задачи обоснована необходимая степень дискретизации стержня при помощи экстраполяции производных.

Полученные результаты в виде графиков изменения коэффициентов расчетных длин центрально сжатых стержней переменного поперечного

сечения рекомендуется применять при расчете их на устойчивость в составе остова проектируемых и эксплуатируемых зданий.



*а* – оба конца имеют шарнирные опоры; *б* – конец стержня с меньшими размерами поперечного сечения закреплен шарнирно, другой защемлен;  
*в* – конец стержня с большими размерами поперечного сечения закреплен шарнирно, другой защемлен; *г* – оба конца стержня защемлены и неподвижны в поперечном направлении;  
*д* – скользящая заделка на конце стержня с меньшими размерами поперечного сечения;  
*е* – конец стержня с меньшими размерами поперечного сечения свободен, другой защемлен  
**Рисунок 1** – Коэффициенты расчетных длин стержней переменного поперечного сечения при продольном изгибе

#### Список цитируемых источников

1. Динник, А. Н. Продольный изгиб. Кручение / А. Н. Динник. – М. : АН СССР, 1955. – 392 с.
2. Тимошенко, С. П. Устойчивость упругих систем / С. П. Тимошенко ; под ред. В. З. Власова. – М. : ОГИЗ-Гостехиздат, 1946. – 532 с.
3. Ржаницын, А. Р. Устойчивость равновесия упругих систем / А. Р. Ржаницын. – М. : Гостехиздат, 1955. – 475 с.
4. Newmark, N. M. Numerical procedure for computing deflections, moments, and buckling loads / N. M. Newmark // ASCE Transactions. – 1943. – Paper No. 2202. – Vol. 108. – P. 1161–1234.
5. Salvadori, M. G. Numerical computation of buckling loads by finite differences / M. G. Salvadori // ASCE Transactions. – 1951. – Vol. 116. – P. 590–624.
6. Гончаров, В. Л. Интерполяционные процессы и целые функции / В. Л. Гончаров // Успехи математических наук. – 1937. – № 3. – С. 113–143.
7. Лазаров, Р. Д. О построении и исследовании однородных разностных схем / Р. Д. Лазаров, В. Л. Макаров, А. А. Самарский // Математический сборник. – 1982. – Т. 117 (159), № 4. – С. 469–480.
8. Калиткин, Н. Н. Об экстраполяции на сгущающихся сетках / Н. Н. Калиткин // Математическое моделирование. – 1994. – Т. 6, № 1. – С. 86–98.

# ПРИМЕНЕНИЕ КОМПОЗИТНЫХ МАТЕРИАЛОВ ДЛЯ ПОВЫШЕНИЯ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

*А. В. Грановский*

*к. т. н., профессор кафедры железобетонных и каменных конструкций,  
НИУ МГСУ, Москва, Россия, e-mail: granovskiyav@mgsu.ru*

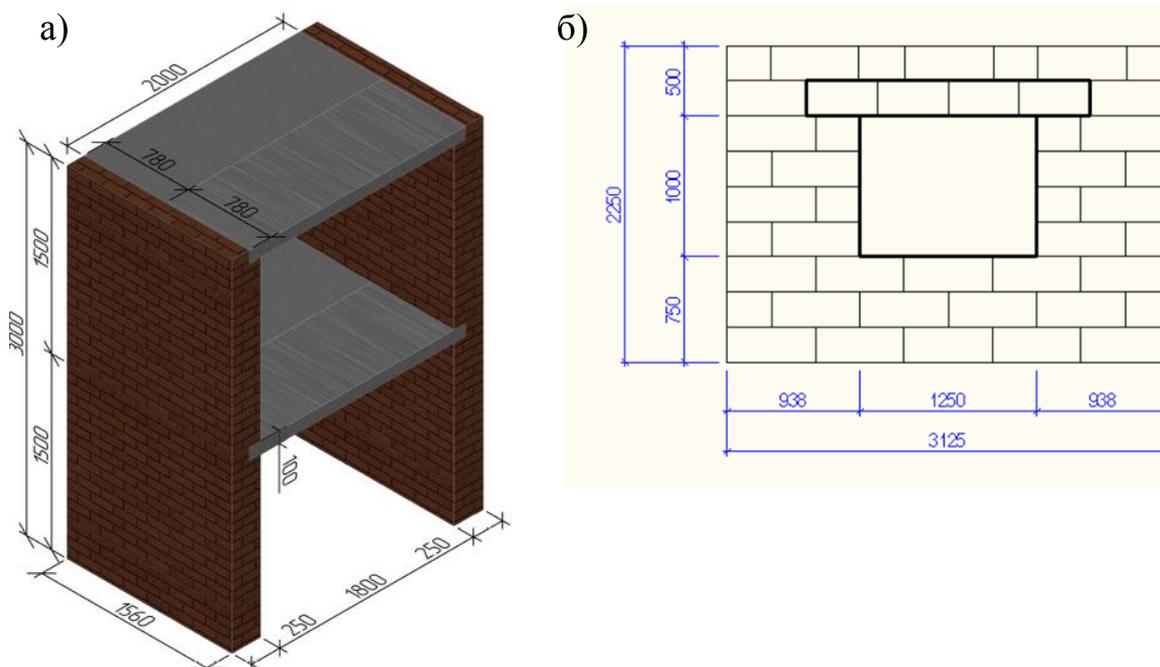
## **Аннотация**

Представлены результаты экспериментальных исследований по оценке сейсмостойкости каменных стен зданий, выполненных из керамического кирпича и ячеистобетонных блоков с учетом их усиления на основе использования композитных материалов из углеволокнутой ткани. Рассмотрены два варианта конструкций: двухэтажный фрагмент здания, выполненный из керамического кирпича, и фрагмент стеновой панели в натуральную величину с оконным проемом, смонтированной из ячеистобетонных блоков. Испытания на сейсмические воздействия интенсивностью 6–10 баллов по шкале MSK-64 проводились на двухкомпонентной виброплатформе. В процессе испытаний амплитудно-частотный спектр воздействий изменялся в интервале от 1 до 15 см при частоте от 1 до 20 Гц. При воздействиях, соответствующих резонансным частотам, неусиленные композитным материалом конструкции получили повреждения, приведшие к разрушению образцов. Для случая испытания образцов, усиленных композитным материалом, были выявлены отдельные трещины в образцах, но прогрессирующего обрушения конструкций не произошло. Даны рекомендации по применению композитных материалов из углеволокна для усиления конструкций, эксплуатируемых в сейсмоопасных регионах.

## **Введение**

В настоящее время композитные материалы (далее – КМ) на основе угле-, базальто- и стекловолокон находят все более широкое применение для повышения прочности каменных конструкций с целью восстановления их эксплуатационных характеристик после появления в них повреждений от внешних воздействий, в т. ч. при землетрясениях. Как отмечается в [1], «несмотря на достаточно большой опыт применения КМ для усиления конструкций из каменной кладки, довольно часто поднимается вопрос об эффективности использования КМ при сейсмоусилении». В настоящее время как в России, так и за рубежом [2–6] были проведены экспериментальные исследования по оценке влияния сейсмоусиления стен и одноэтажных фрагментов каменных зданий с учетом использования КМ из углеволокнутой ткани.

**Цель настоящих экспериментальных исследований** – анализ поведения кирпичной кладки, усиленной системой внешнего армирования на основе материалов из углеродной ткани, при действии динамических нагрузок, эквивалентных природному сейсмическому воздействию в диапазоне 6–10 баллов по шкале MSK-64, а также в области резонанса испытываемого изделия. Для испытаний был подготовлен двухэтажный кирпичный фрагмент здания (рисунок 1а) и фрагмент стены в натуральную величину из ячеистобетонных блоков (рисунок 1б). Активация платформы осуществлялась установленной на ней вибромашиной ВИД-12М.



*Рисунок 1 – Экспериментальные модели двухэтажного фрагмента и панели*

## **Результаты исследований и их анализ**

### ***Сейсмоиспытания двухэтажного фрагмента здания***

Программа испытаний включала в себя следующие этапы.

1. Динамические испытания неусиленного двухэтажного фрагмента (рисунок 2а).
2. Динамические испытания усиленного образца, получившего повреждения (трещины) после завершения первого этапа испытаний (рисунок 2б).
3. Динамические испытания усиленного образца фрагмента здания (рисунок 2в), получившего повреждения на втором этапе испытаний в зоне опирания плит перекрытия на стены первого этажа.

При помощи специализированного измерительно-вычислительного комплекса МИС-036 осуществлялся сбор, преобразование, регистрация, обработка, передача и представление информации, поступающей с датчиков.

По результатам испытаний двухэтажного фрагмента установлено следующее:

- при испытании неусиленного двухэтажного фрагмента здания (этап I) при ускорении  $1,9 \text{ м/с}^2$  и частоте  $5,0 \text{ Гц}$  имело место образования первых трещин в кладке стен первого и второго этажей;
- после проведения усиления по схеме на рисунке 2б развитие трещин в кладке стен прекратилось и появились горизонтальные трещины в зоне опирания плит перекрытий на стены первого этажа;
- при испытании усиленных КМ кирпичных стен двухэтажного фрагмента здания (этап III) по схеме на рисунке 2в повреждения кладки происходили при ускорениях  $6,5 \text{ м/с}^2$  и частоте  $3,4 \text{ Гц}$  (резонанс). При этом разрушения наступали на опорных участках кладки стен с максимальными зонами напряжения сжатия и растяжения.

Испытания двухэтажного фрагмента показали, что применение углеродных тканей и сеток для усиления каменных конструкций в качестве внешнего армирования позволяет значительно повысить сейсмостойкость конструкций.

a)



б)



в)



*Рисунок 2 – Общий вид образцов на I (а), II (б) и III (в) этапах испытаний*

### ***Сейсмоиспытания стены из ячеистобетонных блоков***

В соответствии с Программой исследований, были проведены исследования фрагментов стен в натуральную величину из ячеистобетонных блоков (рисунок 1б) на динамические нагрузки, моделирующие сейсмические воздействия интенсивностью 7–9 баллов по шкале MSK-64 при землетрясениях. Испытания проводились на двух образцах. Первый – эталонный неусиленный образец в виде фрагмента стены (рисунок 3а), второй образец – аналогичный фрагмент стены, усиленный с двух сторон холстами из углеволокнистой ткани (рисунок 3б).

а)



б)



***Рисунок 3 – Общий вид опытного образца панели до и после усиления***

В процессе испытаний с помощью специальных силовых устройств (тяжей) регулировался уровень обжатия панелей, что позволило моделировать поведение кладки при сейсмических воздействиях для стен зданий, расположенных в различных уровнях по высоте сооружения.

По результатам испытаний стеновой панели можно отметить следующее.

1. Неусиленный образец панели разрушился при динамической нагрузке, соответствующей 7-балльному воздействию (рисунок 4а).

2. Усиленный образец выдержал динамические нагрузки, соответствующие 7–9 баллам по шкале MSK-64. При этом в процессе испытаний имело место отслоение КМ в момент появления в отдельных зонах панелей сжимающих усилий. Это связано с тем, что КМ не работает на сжатие. Однако следует отметить, что в усиленном образце отсутствовало прогрессирующее обрушение кладки.

#### **Выводы**

Анализ результатов экспериментальных исследований сейсмостойкости каменных конструкций, усиленных внешним армированием на основе применения композитных углеродных материалов позволяет сделать следующие выводы:

1. Применение углеродных тканей и сеток для усиления каменных конструкций в качестве внешнего армирования позволяет значительно повысить сейсмостойкость конструкций.

2. Следует обратить внимание на то, что применение КМ допускается как на стадии проектирования зданий, так и в процессе усиления поврежденных каменных конструкций при землетрясениях. Это позволяет исключить разрушение каменных конструкций при динамических воздействиях.

а)



б)



*Рисунок 4 – Характер разрушения не усиленного (а) и усиленного (б) образцов*

#### **Список цитируемых источников**

1. Экспериментальные исследования сейсмоусиления каменной кладкой системой внешнего армирования на основе углеволокна / Г. П. Тонких. О. В. Кабанцев. А. В. Грановский. О. А. Симаков // Вестник ТГАСУ. – 2014. – № 6. – С. 57–69.

2. Master's theses Md. Rashadul Islam. Inventory of FRP strengthening methods in masonry structures / Master's theses Md. Rashadul Islam // Erasmus Mundus Programme: advanced masters in structural analysis of monuments and historical constructions. – Spain, July 2008. – P. 131.

3. Gawady, Mohamed A. El Aseismic retrofitting of unreinforced masonry walls using FRP / Mohamed A. El Gawady, Pierino Lestuzzi, Marc Badoux // Composites. – Part B 37. – 2006. – P. 148–162.

4. Hollaway, L. C. Strengthening and rehabilitation of civil infrastructures using fibre-reinforced polymer (FRP) composites / L. C. Hollaway, J. G. Teng // Woodhead Publishing and Maney Publishing on behalf of The Institute of Materials. Minerals & Mining CRC. – Press Boca Raton Boston New York Washington. DC Cambridge England. – 2008. – P. 235–264.

5. Full-scale shake table experiments and vibration tests for assessing the effectiveness of textile materials for retrofitting masonry buildings / Paul Michelis<sup>1</sup>, Costas Papadimitriou, Grigoris K. Karaïskos, Dimitra-Christina P. Papadioti // III ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering M. Papadrakakis, M. Fragiadakis, V. Plevris (eds.) – Corfu, Greece. – 2011. – 25–28 May.

# ОСНОВНЫЕ ПОДХОДЫ К ОЦЕНИВАНИЮ ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ КОНСТРУКЦИЙ В ОТЕЧЕСТВЕННЫХ И ЗАРУБЕЖНЫХ НОРМАХ И РЕКОМЕНДАЦИЯХ

*Ю. С. Дордюк<sup>1</sup>, Р. В. Мотылев<sup>2</sup>, Н. П. Яловая<sup>3</sup>*

*<sup>1</sup>к. т. н., доцент, зав. кафедрой экономики и организации строительства, Брестский государственный технический университет, Брест, Беларусь, e-mail: jul4onka@mail.ru*

*<sup>2</sup>к. т. н., доцент, зав. кафедрой организации строительства, Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет, Россия, Санкт-Петербург, e-mail: motylev@yandex.ru*

*<sup>3</sup>к. т. н., доцент, проректор по идеологической и воспитательной работе, Брестский государственный технический университет, Брест, Беларусь, e-mail: yalnat@yandex.by*

## **Аннотация**

Проанализированы основные требования нормативно-технических документов по оцениванию технического состояния строительных конструкций. Установлено, что предварительный (визуальный) осмотр конструкции является эффективным методом оценивания технического состояния строительных конструкций и выявления типичных дефектов и повреждений. Такой метод предназначен для более быстрого обследования конструкции и оценки ее общего состояния. Вместе с тем разработанные в Республике Беларусь, Российской Федерации и за рубежом оценки и категории (классы) технического состояния конструкций разрознены, не имеют конкретных количественных критериев оценки. Присвоение строительной конструкции той или иной категории (класса) по выявленным дефектам и повреждениям носит в таком случае достаточно субъективный характер и требует огромного опыта у эксперта для качественного выполнения работ.

## **Введение**

Процесс оценки технического состояния строительных конструкций в общем случае принято подразделять на три характерных этапа: подготовка к проведению обследования, предварительное (визуальное) обследование; детальное (инструментальное) обследование.

Оценка, выполняемая на этапе предварительного (визуального) обследования, чаще всего носит субъективный характер, зависит от опыта и квалификации эксперта и часто приводит либо к неэкономичным, либо к аварийным последствиям. Несмотря на то, что на протяжении ряда лет оценка технического состояния конструкций является основной из проблем, с которыми сталкиваются практикующие обследователи, данная процедура, в частности, при проведении предварительного (визуального) обследования, не является совершенной и требует дальнейшей доработки.

В последние годы ведутся интенсивные попытки создания методик для выполнения объективных оценок на этапе предварительного (визуального)

обследования, вносятся изменения или вводятся новые государственные нормы и стандарты. Вместе с тем предлагаемые в настоящее время методы оценки все равно обладают рядом несовершенств и основываются на субъективных суждениях как разработчика, так и обследователя.

### **Материалы и методы**

В Республике Беларусь с 1 января 2021 года обследование технического состояния строительных конструкций выполняют по впервые введенным строительным нормам СН 1.04.01 [1]. Основной задачей обследования является разработка рекомендаций и технических решений по восстановлению утраченных эксплуатационных качеств элементов здания или придания им новых качеств в изменившихся условиях эксплуатации при ремонте или реконструкции.

При обследовании зданий выявляют следующие дефекты (повреждения), возникшие в результате ненадлежащего качества проектирования, при изготовлении или возведении конструкций, в результате физического износа, от агрессивных воздействий среды, от нарушений правил эксплуатации, в результате стихийного бедствия и др.

Обследование состоит из трех основных этапов:

- первый – предварительный осмотр здания;
- второй – общее обследование (по внешним признакам);
- третий – детальное (инструментальное) обследование.

Предварительный осмотр здания производят до составления технического задания на проведение обследования, для уточнения цели и задач работы, предварительного определения объемов и сроков производства работ, объема имеющейся проектной, исполнительной и эксплуатационной документации, условий доступа к обследуемым элементам здания.

При общем обследовании для последующей оценки степени физического износа и (или) категории технического состояния следует производить сплошной визуальный контроль, а также необходимые измерения обследуемых элементов здания и фиксировать все явные дефекты.

Для отдельных случаев может быть достаточно проведения общего обследования здания. Если увеличение нагрузки на конструкции не предполагается, то при отсутствии значительных дефектов на этапе общего обследования по результатам оценки категории технического состояния конструкций могут быть разработаны предложения по восстановлению конструкций без детального (инструментального) обследования.

Техническое состояние конструкций характеризуется следующими категориями технического состояния:

I – исправное (хорошее) состояние – малозначительные дефекты устраняют в процессе установленного регламента технического обслуживания;

II – работоспособное (удовлетворительное) состояние – имеющиеся дефекты не приводят к нарушению работоспособности конструкции в данных конкретных условиях эксплуатации, но в перспективе могут снизить ее долговечность;

III – ограниченно работоспособное (не вполне удовлетворительное) состояние – имеющиеся дефекты оказывают некоторое влияние на несущую способность конструкции, но опасность внезапного разрушения отсутствует;

IV – неработоспособное (неудовлетворительное) состояние – значительная степень поврежденности конструкции или ее перегрузка, высокая вероятность разрушения данной конструкции;

V – предельное (предаварийное) состояние – выявлены признаки утраты несущей способности конструкции, очень высокая вероятность ее обрушения в ближайшее время.

В Российской Федерации с 1 мая 2024 года действует измененный межгосударственный стандарт – ГОСТ 31937 [2] – нормативная основа для контроля технического состояния зданий (сооружений). В соответствии с документом [2] обследование технического состояния зданий (сооружений) может включать в себя обследование только строительных конструкций и грунтов основания либо также включать обследование систем инженерно-технического обеспечения (комплексное обследование).

Обследования, в том числе комплексное, технического состояния зданий (сооружений), как правило, проводят в три этапа:

- подготовка к проведению обследования;
- предварительное (визуальное) обследование;
- детальное (инструментальное) обследование (при необходимости).

Подготовительные работы проводят в целях ознакомления с объектом обследования, его объемно-планировочным и конструктивным решениями, материалами инженерно-геологических изысканий; сбора и анализа имеющейся проектно-технической и эксплуатационной документации, материалов предыдущих обследований; составления программы работ, при необходимости, и ее согласования с заказчиком.

Предварительное (визуальное) обследование проводят в целях предварительной оценки технического состояния строительных конструкций, систем инженерно-технического обеспечения, инженерного оборудования, средств связи по внешним признакам, определения необходимости в проведении детального (инструментального) обследования и уточнения программы работ. При этом проводят сплошное визуальное обследование строительных конструкций здания и выявление дефектов (повреждений) по внешним признакам с необходимыми измерениями и их фиксацией.

В случае, если по результатам визуального обследования установлено нормативное или работоспособное техническое состояние строительных конструкций, и в случае, если зафиксированная картина дефектов (повреждений) позволяет выявить причины их происхождения и является достаточной для оценки технического состояния конструкций, то при условии, что результатов визуального обследования достаточно для решения поставленных задач, детальное (инструментальное) обследование допускается не проводить.

В соответствии со стандартом [2] выделяют следующие категории технического состояния:

- нормативное техническое состояние – категория технического состояния строительной конструкции или здания (сооружения) в целом, при котором количественные и качественные значения параметров всех критериев оценки технического состояния строительных конструкций зданий (сооружений)

соответствуют установленным в проектной документации значениям и действующим нормам на момент обследования;

– работоспособное техническое состояние – категория технического состояния строительной конструкции или здания (сооружения) в целом, при которой некоторые из числа оцениваемых контролируемых параметров не отвечают требованиям проекта или норм, но имеющиеся нарушения требований в конкретных условиях эксплуатации не приводят к нарушению работоспособности;

– ограниченно-работоспособное техническое состояние – категория технического состояния строительной конструкции или здания (сооружения) в целом, при которой имеется снижение несущей способности, но отсутствует опасность внезапного разрушения, потери устойчивости;

– аварийное техническое состояние – категория технического состояния строительной конструкции или здания (сооружения) в целом, характеризующаяся повреждениями и деформациями, свидетельствующими об исчерпании несущей способности и опасности обрушения.

В руководстве [3] обследование здания/конструкций осуществляется в четыре этапа:

- первый этап – предварительное инспектирование;
- второй этап – планирование работ;
- третий этап – визуальное инспектирование;
- четвертый этап – натурные и лабораторные испытания.

Основная цель предварительного инспектирования – оценка и сбор информации для этапа планирования до проведения самого обследования. На основании первого и третьего этапов – предварительного и визуального инспектирования конструктивные элементы объекта классифицируются по пяти классам. Классификация представлена в таблице 1 и, как правило, является достаточной для принятия решения о дальнейшей эксплуатации объекта.

**Таблица 1** – Классы повреждений и классификация ремонтных работ [3]

Класс повреждения	Классификация ремонтных работ	Общие сведения о состоянии бетона
Класс 0	Косметический ремонт	Только внешние повреждения отделки. Конструктивных повреждений не наблюдается
Класс 1	Поверхностный ремонт	Наблюдаются внешние повреждения отделки. Конструктивных повреждений нет. Глубина карбонизации не достигла уровня арматуры
Класс 2	Мелкий ремонт	Наблюдаются незначительные конструктивные трещины и/или глубина карбонизации достигла уровня арматуры
Класс 3	Базовый ремонт	Отслоение защитного слоя бетона. значительные конструктивные трещины, в т. ч. вдоль арматурного стержня вследствие коррозии, что в конечном результате может привести к снижению несущей способности
Класс 4	Капитальный ремонт	Износ основных конструкций, приводящий к замене конструктивных элементов

## **Результаты исследования**

Предварительный (визуальный) осмотр конструкции является наиболее эффективным качественным методом оценивания технического состояния и выявления типичных повреждений. Он предназначен для быстрого обследования конструкции и оценки ее общего состояния. Он дает ценную информацию опытному инженеру в отношении качества изготовления конструкции, эксплуатационной пригодности и механизма дальнейшего разрушения, а, следовательно, является основой для детализации плана дальнейших действий и количественной оценки степени повреждения. Вместе с тем степень объективности оценивания в значительной мере зависит от квалификации эксперта [4].

## **Выводы**

На основе проанализированных требований норм и рекомендаций по оцениванию технического состояния строительных конструкций установлено, что разработанные в Республике Беларусь, в Российской Федерации и за рубежом оценки технического состояния конструкций позволяют с помощью предварительного (визуального) осмотра конструкций оценить техническое состояние зданий и сооружений. Однако приведенные оценки дефектов строительных конструкций разрознены, не имеют конкретных количественных критериев оценки, что не позволяет эффективно оценить качество строительных работ, безопасность эксплуатируемых элементов зданий и сооружений. Присвоение строительной конструкции той или иной категории по выявленным дефектам и повреждениям носит в таком случае достаточно субъективный характер и требует огромного опыта у эксперта для качественного выполнения работ.

## **Список цитируемых источников**

1. Техническое состояние зданий и сооружений = Тэхнічны стан будынкаў і збудаванняў : СН 1.04.01-2020. – Взамен ТКП 45-1.04-305-2016. – Введ. 27.10.20. – Минск : Минстройархитектуры, 2021. – 66 с.
2. Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния = Buildings and constructions. Rules of inspection and monitoring of the technical condition : ГОСТ 31937–2024. – Взамен ГОСТ 31937–2011. – Введ. 01.05.24. – М. : Российский институт стандартизации. 2024. – 71 с.
3. Handbook on repair and rehabilitation of RCC structures / Central Public Works Department (CPWD). – New Delhi, 2002. – 498 p.
4. Дордюк, Ю. С. Анализ диагностических параметров при обследовании технического состояния строительных конструкций / Ю. С. Дордюк, Н. П. Яловая // Строительство – формирование среды жизнедеятельности = Construction – the formation of living environment : сб. статей XXVIII Междунар. науч. конф., Брест, 23–25 апр. 2025 г. / Брестский государственный технический университет. Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет ; редкол.: Н. Н. Шалобыта [и др.]. – Брест : БрГТУ. 2025. – С. 56–62.

# ИССЛЕДОВАНИЕ РАБОТЫ БОЛТОВЫХ СОЕДИНЕНИЙ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

*А. И. Дробыш*

*преподаватель-стажер кафедры строительных конструкций, БрГТУ, Брест,  
Беларусь, e-mail: annadrobys31@xmail.ru*

*Научный руководитель: А. Б. Шурин, к. т. н., доцент, зав. кафедрой  
строительных конструкций, БрГТУ, Брест, Беларусь*

**Предмет исследования:** несущая способность болтовых соединений на срез.

**Цель:** разработка методики расчета болтовых соединений на срез по СП 5.04.01-2021 «Стальные конструкции» при прохождении резьбы болта через плоскость среза.

**Материалы и методы:** сравнение по расчету и конструированию болтовых соединений по СП 5.04.01-2021 «Стальные конструкции», ТКП EN 1993-1-8 «Проектирование стальных конструкций» и ANSI/AISC 360-05.

**Результаты исследования:**

– выполнен анализ несущей способности болтовых соединений на срез по площади брутто и нетто по СП 5.04.01-2021, ТКП EN 1993-1-8 и ANSI/AISC 360-05;

– проведены экспериментальные исследования болтов различных классов прочности и различных производителей при прохождении плоскости среза через резьбу и гладкую часть болта;

– разработано изменение к СП 5.04.01-2021 по расчету болтовых соединений на срез по площади нетто.

**Вывод.** На основе полученных данных предлагается при расчете болтовых соединений на срез по СП 5.04.01-2021 «Стальные конструкции», при необходимости, вместо площади сечения болта брутто  $A$  подставлять площадь сечения болта нетто  $A_{b,n}$

$$F_{v.Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A_{b,n}}{\gamma_{M2}}$$

## **Введение**

Металлические конструкции играют ключевую роль в современном строительстве, обеспечивая высокую прочность, долговечность и технологичность возводимых объектов. Их широкое применение обусловлено возможностью перекрытия значительных пролетов, устойчивостью к большим нагрузкам. Особое внимание в проектировании и эксплуатации металлоконструкций уделяется видам соединений, среди которых болтовые крепления занимают важное место благодаря своей надежности, простоте установки и возможности демонтажа.

## **Материалы и методы**

Расчет болтовых соединений по американским нормам может быть выполнен по нормам ANSI/AISC 360-05 [1] в которых изложены два метода расчета: метод допустимых напряжений (ASD) – традиционный метод расчета металлических конструкций в США и метод частных коэффициентов безопасности (LRFD). Для целей данной статьи мы воспользуемся положениями [1]

для определения расчетного сопротивления срезу одного болта  $\phi Ru$  (или его резьбовой части) на основе метода частных коэффициентов безопасности

$$\phi Ru = 0,75 \cdot Fnv \cdot Ab, \quad (1)$$

где  $Fnv$  – напряжение среза, определяемое по таблице J3.2 [1];

$Ab$  – номинальная площадь поперечного сечения гладкой части болта.

Напряжение среза болта (за исключение болтов A307, A325 и A490, произведенных по американским стандартам) определяется по выражениям:

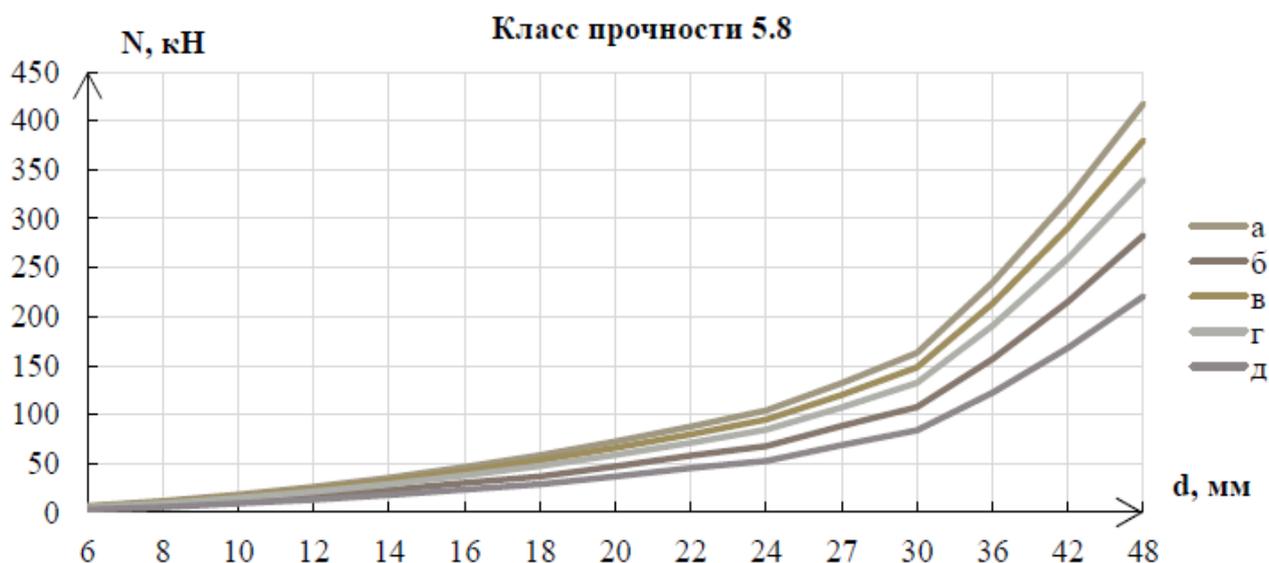
– плоскость среза проходит через гладкую часть болта  $Fnv = 0,5 Fu$ ;

– плоскость среза проходит через резьбовую часть болта  $Fnv = 0,4 Fu$ ,

где  $Fu$  – минимальный предел прочности материала болта на растяжение.

### Результаты исследования

Сравнение несущей способности болтов на срез с болтами класса прочности 5.8 и 8.8, рассчитанная по EN 1993-1-8 [2], СП 5.04.01-2021 [3] и ANSI/AISC 360-05 [1].



а) EN 1993-1-8 по гладкой части болта (по площади брутто);

б) EN 1993-1-8 по резьбовой части болта (по площади нетто);

в) СП 5.04.01 по гладкой части болта;

г) ANSI по гладкой части; д) ANSI по резьбовой части

Рисунок 1 – Несущая способность болта класса прочности 5.8 из условия среза

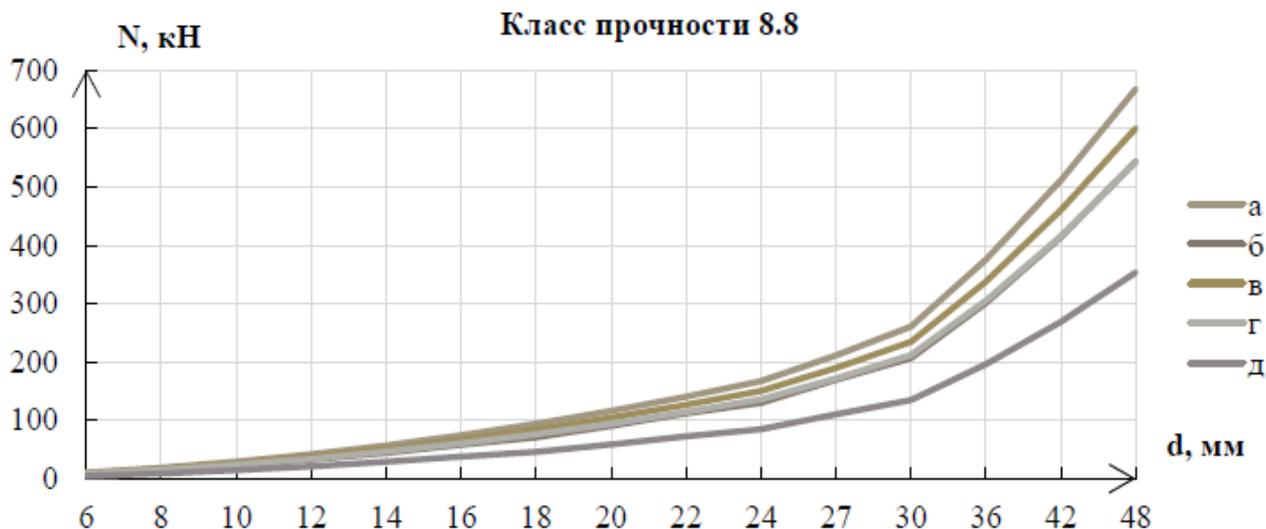
### Выводы

1. Расчет болтовых соединений на срез по ТКП EN 1993-1-8 [2] и ANSI/AISC 360-05 [1] выполняется как по площади брутто, так и по площади нетто. В то же время расчет болтовых соединений на срез по СП 5.04.01-2021 [3] выполняется только по площади брутто. При конструировании болтовых соединений с длиной болта до 40 мм болты выпускаются с нарезкой резьбы по всей длине стержня болта. Поэтому расчет таких соединений по СП 5.04.01-2021 [3] невозможен.

2. На основе полученных данных предлагается при расчете болтовых соединений на срез по СП 5.04.01-2021 [3] «Стальные конструкции»,

при необходимости вместо площади сечения болта брутто  $A$  подставлять площадь сечения болта нетто  $A_{b,n}$

$$F_{v.Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A_{b,n}}{\gamma_{M2}}$$



- а) EN 1993-1-8 по гладкой части болта (по площади брутто);  
 б) EN 1993-1-8 по резьбовой части болта (по площади нетто);  
 в) СП 5.04.01 по гладкой части болта;  
 г) ANSI по гладкой части; д) ANSI по резьбовой части

**Рисунок 2** – Несущая способность болта класса прочности 8.8 из условия срез

#### Список цитируемых источников

1. Specification for Structural Steel Buildings // American institute of steel construction, INC. – 2005. – March 9.
2. Шурин, А. Б. Сравнительный анализ расчета и проектирования элементов стальных конструкций по ТКП EN 1993-1 и СНиП II-23 / А. Б. Шурин, И. В. Зинкевич, А. В. Мухин // Вестник БрГТУ. – 2020. – № 1 : Строительство и архитектура. – С. 23–27.
3. Стальные конструкции : СП 5.04.01-2021. – Введ. 29.07.2021. – Минск : Минстройархитектуры. 2021. – 147 с.
4. Технический кодекс установившейся практики. Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Общие правила и правила для зданий : ТКП EN 1993-1-8-2009\*. – Минск : Минстройархитектуры, 2015. – Ч. 1–8. – 128 с.
5. Драган, В. И. Податливость стержневых систем с узловыми соединениями на пространственных листовых фасонках / В. И. Драган, А. Б. Шурин // Промышленное и гражданское строительство. – М., 2015. – № 7. – С. 37–44.
6. Межгосударственный стандарт. Болты с шестигранной головкой гост класса точности В : ГОСТ 7798. Конструкция и размеры. – М. : Стандартинформ, 2010.
7. Проектирование стальных конструкций в соответствии с требованиями EUROCODES / А. Б. Шурин, А. Р. Тусин, И. В. Зинкевич, А. В. Мухин. – М. : АСВ. 2021. – 224 с.

# РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ НОРМАЛЬНЫХ СЕЧЕНИЙ ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОЛОНН С ПОВРЕЖДЕНИЯМИ В СЖАТОЙ ЗОНЕ БЕТОНА В ПК ЛИРА САПР: СОВРЕМЕННЫЕ ПОДХОДЫ И МЕТОДИКИ

*К. А. Евстропов<sup>1\*</sup>, А. А. Пищулев<sup>2</sup>*

*<sup>1</sup>аспирант кафедры железобетонных конструкций, Самарский государственный технический университет, Самара, Россия,  
e-mail: Evstropovkirill163@mail.ru*

*<sup>2</sup>к. т. н., доцент кафедры железобетонных конструкций, Самарский государственный технический университет, Самара, Россия,  
e-mail: pishulev@yandex.ru*

## **Аннотация**

В работе рассматриваются современные подходы к оценке прочности нормальных сечений внецентренно сжатых железобетонных колонн с повреждениями в сжатой зоне бетона с использованием программного комплекса ЛИРА САПР, включающие методы нелинейного моделирования для учета деградации бетона, анализ по деформированной схеме и нелинейный статический расчет, что позволяет получить более точную оценку остаточной несущей способности по сравнению с традиционными нормативными методами и обосновать эффективные решения по усилению конструкций.

**Предмет исследования.** Современные подходы к оценке прочности нормальных сечений внецентренно сжатых железобетонных колонн с повреждениями в сжатой зоне бетона с использованием программного комплекса ЛИРА САПР.

**Цели.** Целью данной работы является систематизация и применение современных подходов к расчету прочности нормальных сечений внецентренно сжатых железобетонных колонн с повреждениями в сжатой зоне бетона в среде ПК ЛИРА САПР.

**Материалы и методы.** Методическую основу работы составил комплексный подход, включающий математическое моделирование в программном комплексе ЛИРА САПР.

## **Введение**

Проблема оценки остаточной несущей способности поврежденных железобетонных конструкций является одной из наиболее актуальных в практике обследования и реконструкции зданий. Особую значимость этот вопрос приобретает при расчете внецентренно сжатых элементов, таких как крайние колонны, работа которых в значительной степени определяется состоянием бетона в сжатой зоне. Наличие в этой области дефектов в виде трещин, сколов, вызванных внешними воздействиями, коррозией арматуры или длительной эксплуатацией, кардинально меняет напряженно-деформированное состояние сечения. Традиционные методы расчета, регламентированные

строительными нормами, зачастую не в состоянии адекватно учесть сложную картину перераспределения усилий в поврежденном элементе, что диктует необходимость применения более совершенных расчетных инструментов.

Современной ответом на этот вызов является использование мощных программных комплексов, таких как ЛИРА САПР, которые позволяют реализовать продвинутое методика численного моделирования. Целью данной работы является систематизация и применение современных подходов к расчету прочности нормальных сечений внецентренно сжатых железобетонных колонн с повреждениями в сжатой зоне бетона в среде ПК ЛИРА САПР. В задачи исследования входит анализ возможностей моделирования дефектов, постановка нелинейного статического расчета с учетом физической и геометрической нелинейности.

**Обзор литературы.** Обзор современных исследований показывает устойчивую тенденцию к применению нелинейного численного моделирования для оценки поврежденных железобетонных конструкций. Исследование [1] демонстрирует превосходство нелинейного анализа по деформированной схеме над нормативными методами при расчете внецентренно сжатых элементов с дефектами, выявляя значительную концентрацию напряжений. Эти выводы подтверждаются в работе [2], где показано, что традиционные методы [3] могут давать неконсервативные оценки для колонн с повреждениями в сжатой зоне.

**Результаты.** Проведенное моделирование показало, что повреждения в сжатой зоне бетона снижают несущую способность колонн, вызывая значительную концентрацию напряжений. Нелинейный анализ в ЛИРА САПР выявил более точную и заниженную оценку прочности по сравнению с нормативными методами, что доказывает необходимость его применения для эффективного проектирования усиления конструкций.

**Выводы.** Проведенное исследование подтвердило, что для адекватной оценки остаточной несущей способности поврежденных железобетонных колонн необходимо применять методы нелинейного анализа в ПК ЛИРА САПР.

#### Список цитируемых источников

1. Евстропов, К. А. Современные подходы к расчету прочности нормальных сечений сжатых железобетонных конструкций при наличии повреждений в сжатой зоне бетон / К. А. Евстропов, А. А. Пищулев // Традиции и инновации в строительстве и архитектуре. Строительство и строительные технологии : сборник статей / под ред. М. В. Шувалова, А. А. Пищулева, А. К. Стрелкова. – Самара : Самар. гос. техн. ун-т, 2025.
2. Теличенко, В. И. Оценка остаточной несущей способности поврежденных железобетонных конструкций с учетом реальной работы материалов / В. И. Теличенко, А. А. Лапидус, И. Г. Щеглов // Бетон и железобетон – взгляд в будущее. – 2020. – № 1. – С. 108–115.
3. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения : СП 63.13330.2018. – Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. – Введ. 20.06.2019. – М. : Минстрой России, 2019. – 138 с.

## ОБЗОР МАКРОСЕЙСМИЧЕСКИХ ДАННЫХ О ПОВРЕЖДЕНИЯХ ЗДАНИЙ

*Х. Р. Зайнулабидова*

*к. т. н., доцент, зав. кафедрой архитектуры, ДГТУ, Ростов-на-Дону, Россия*

### **Аннотация**

Проведен анализ поведения грунтов при землетрясениях различной интенсивности. Определено, что повреждения затронули далеко не все фундаменты пострадавших зданий. Повреждения здания зависят от частотных характеристик зданий, соответственно, при проектировании необходимо учитывать возможность резонансных явлений, которые могут случиться как на скальных грунтах, так и на рыхлых. Учет кинематических характеристик грунтов, а также зданий позволит избежать серьезных разрушений при землетрясениях.

**Ключевые слова:** скальные грунты, обводненность, землетрясения, ускорения колебания.

### **Обзор землетрясений**

В 1927 году г. Ялту потрясли два сильных землетрясения: 26 июня с силой в 7 баллов и 11 сентября – в 8 баллов. Интересно, что на склонах холма Дарсан и Чайной горки, где грунты представлены сланцами и песчаниками Таврической формации, здания и их основания остались практически неповрежденными. Это говорит о том, что в этих районах фактическая интенсивность землетрясения была значительно ниже – всего 5–6 баллов.

Причиной таких различий в воздействии стихии, вероятно, является расположение очагов землетрясений. Согласно исследованиям [1], они находились в море, на глубине от 20 до 40 километров

Во время Абул-Самсарского землетрясения, произошедшего 13 мая 1986 года [2], здания, расположенные на крутых склонах (20–40 градусов) каньона реки Кырх-Булак, показали удивительную стойкость. На скальных грунтах эти постройки выдержали сейсмические толчки силой 5–6 баллов, при этом их фундаменты остались невредимыми.

Однако совсем рядом здания, построенные на более слабых элювиально-делювиальных грунтах (толщиной до трех метров), которые залегали поверх скальных пород, пострадали гораздо сильнее. Они испытали повреждения, соответствующие 7–8-балльным воздействиям землетрясения.

Этот пример наглядно демонстрирует, насколько важен тип грунта при строительстве, особенно в сейсмически активных районах. Даже при одинаковой силе землетрясения здания на прочном скальном основании оказались значительно более устойчивыми, чем те, что были возведены на более рыхлых отложениях.

Сейсмические события прошлого наглядно продемонстрировали, как тип грунта под постройками влияет на их сохранность. Так, в 1827 году, во время

землетрясения в Цахкадзоре, религиозные здания, построенные на андезитовых породах, понесли значительный ущерб или были полностью разрушены.

Дагестанское землетрясение 2001 года [3] предоставило ценную информацию о том, как такие сооружения реагируют на сейсмическую активность. В поселке Новый Чиркей, расположенном в эпицентре, было изучено 80 зданий. Десять из них, оказавшиеся непосредственно на линии разлома, получили максимальную интенсивность воздействия – 8,5 балла. Остальные 70 зданий, построенные на песчаном грунте с глубоким залеганием грунтовых вод, испытали интенсивность в 7,7 балла [9]. Несмотря на полученные повреждения и частичные разрушения, примечательно, что ни одно из зданий не продемонстрировало повреждений в области основания. Этот факт подчеркивает важность учета грунтовых условий при проектировании и строительстве в сейсмически активных зонах.

### **Заключение**

В ходе анализа мы опирались не только на опубликованные данные, но и на собственные исследования. Можно отметить, что повреждения затрагивают лишь часть фундаментов пострадавших зданий, в основном тех, что расположены на обводненных и рыхлых грунтах. В целом поведение зданий и сооружений зависит не только от типа грунта, но и от самого здания, его конструктивного решения, собственной частоты колебаний. Следовательно проектирование должно вестись с учетом кинематических характеристик зданий в соотношении с возможными параметрами колебаний грунтов.

### **Список цитируемых источников**

1. Благоволин, Н. С. Сейсмоструктурные и сейсмогравитационные процессы в Горном Крыму / Н. С. Благоволин // Геоморфология. – 1993. – № 2. – С. 49–56.
2. Параванское (Абул-Самсарское) землетрясение 13 мая / О. Ш. Варазанашвили, О. Д. Гоцадзе, Э. Г. Гедакян [и др.] // Землетрясения СССР в 1986 году. – М. : Наука, 1989. – С. 78–86.
3. Зайнулабидова, Х. Р. Нелинейное поведение грунтов при сейсмическом воздействии / Х. Р. Зайнулабидова // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2019. – № 1. – С. 23–28.
4. Исаев, М. А. Анализ сейсмической активности Дагестана и приграничных районов за период 1995–2001 годы / М. А. Исаев // Труды Института геологии Дагестанского научного центра РАН». – 2022. – С. 73–78.

# МЕТОДОЛОГИЯ ИНТЕГРАЦИИ ИСКУССТВЕННОГО ИНТЕЛЛЕКТА И ТЕХНОЛОГИЙ ИНФОРМАЦИОННОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ В ПРОЕКТИРОВАНИИ ДЕРЕВЯННЫХ МЕМОРИАЛЬНЫХ КОМПЛЕКСОВ

*И. Ш. Исаев<sup>1</sup>, П. Д. Шиндина<sup>2</sup>, А. Д. Занина<sup>3</sup>*

<sup>1</sup>*магистрант, Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого, Санкт-Петербург, Россия, e-mail: isaev.list@list.ru, 89214439906*

<sup>2</sup>*бакалавр, Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого, Санкт-Петербург, Россия, e-mail: polinafroggy@gmail.com, 89939608318*

<sup>3</sup>*ст. преподаватель, Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого, Санкт-Петербург, Россия, e-mail: pavlenko\_ad@spbstu.ru 89819875221*

## **Аннотация**

**Предмет исследования:** работа посвящена интеграции технологий искусственного интеллекта и информационного моделирования (BIM) в проектирование деревянных мемориальных комплексов. В современной архитектурной практике отсутствует единая методология, объединяющая генерацию концепции, параметризацию и визуализацию, что приводит к разрозненности инструментов и росту трудозатрат.

**Цели:** разработать и апробировать методологию сквозного цифрового проектирования архитектурных объектов из древесины с применением генеративных нейросетей, параметрического моделирования и автоматизированной визуализации.

**Материалы и методы:** использованы диффузионные модели Stable Diffusion XL и Midjourney для генерации концепций, параметрическое моделирование в среде ArchiCAD с применением Python API и GDL, а также визуализация через ControlNet. Эксперимент выполнен на примере проектирования деревянного мемориального павильона.

**Результаты:** разработан цифровой процесс, объединяющий этапы концептуализации, параметризации и визуализации. Трудозатраты снижены на 80–85 %, производительность увеличена в 17–23 раза, время визуализации сокращено в 3,6–4,6 раза.

**Выводы:** методология повышает эффективность и устойчивость архитектурного проектирования, сохраняя художественную выразительность объектов. Полученные результаты применимы при создании малых архитектурных форм, выставочных и мемориальных сооружений из древесины, а также для формирования открытых библиотек BIM-компонентов.

## **Введение**

Современная архитектурно-строительная отрасль характеризуется интеграцией технологий искусственного интеллекта (ИИ) и информационного моделирования зданий (BIM) [1], что обеспечивает переход к адаптивным цифровым методам проектирования. В архитектуре мемориальных комплексов из древесины данное направление имеет особое значение: такие объекты

требуют баланса между конструктивной рациональностью, выразительностью формы и символическим содержанием [2, 3]. Цель исследования – разработка и апробация методологии сквозного проектирования малых архитектурных форм мемориального назначения с использованием генеративных нейросетей, параметрического BIM и автоматизированной визуализации [4].

### Материалы и методы

Объектом исследования являлся проект деревянного мемориального комплекса, разработанный для территории парка Санкт-Петербургского государственного лесотехнического университета. Композиция включает арочно-каркасную беседку диаметром 9,5 м и пятилучевую ферменную конструкцию с выставочными нишами. Цель эксперимента состояла в проверке эффективности интегрированной методологии проектирования, объединяющей генеративный искусственный интеллект, параметрическое моделирование в среде BIM и автоматизированную визуализацию на основе нейросетей. Исследование выполнено в три последовательных этапа.

На первом этапе использовались диффузионные модели Stable Diffusion XL 1.0 и Midjourney 6.0 [5, 6, 7]. Средняя длина текстового промпта составляла 150–200 слов (английский язык), среднее время генерации одного варианта – 5,1 минуты. За 3,5 часа было создано 40 концептуальных решений, что в 17–23 раза быстрее ручного эскизирования. Экспертная оценка соответствия визуального результата авторскому замыслу составила 8,9/10, что на 67 % выше качества генерации при кратких промптах.

Второй этап выполнялся в среде Graphisoft ArchiCAD 27 с применением Python API и языка описания геометрии GDL. Были разработаны пользовательские параметрические объекты с уровнем детализации LOD 350 [5, 8, 9]. Модель включала 247 арочных и 184 ферменных элементов. Проверка несущей способности конструкций проводилась автоматически через скрипты Python API за 38 секунд. Коэффициент использования прочности составил 0,33 для арочной системы и 0,27 для ферменной при расчетной нагрузке 0,3 кН/м.

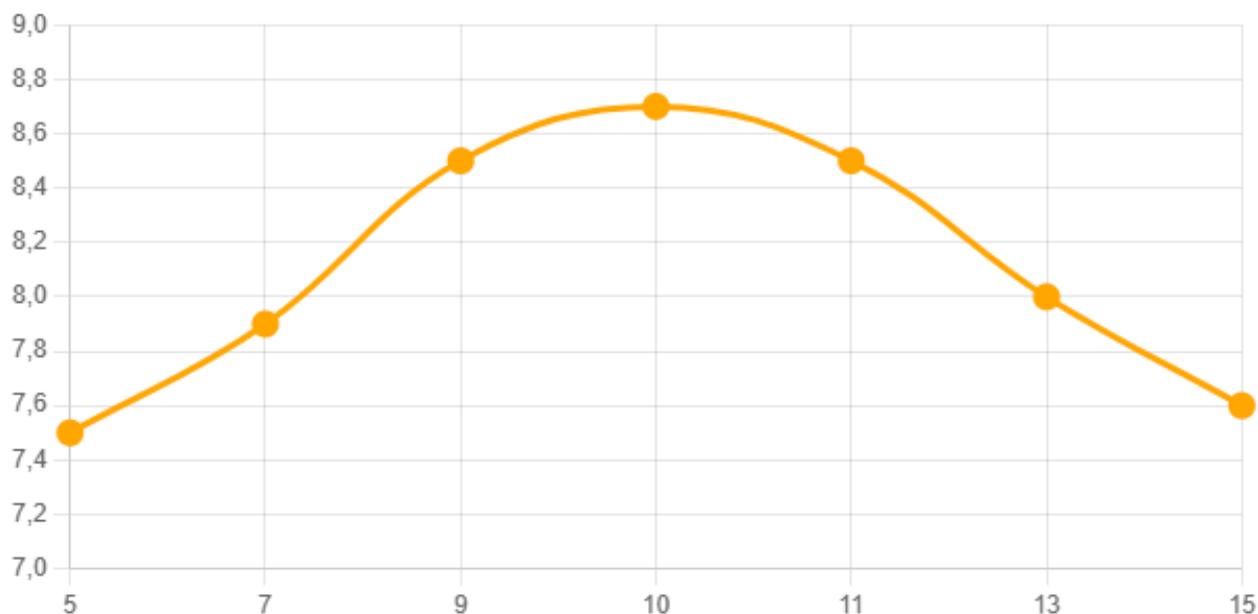
На заключительном этапе осуществлялся экспорт модели из ArchiCAD в Blender 4.0 (формат FBX), после чего применялась постобработка в Stable Diffusion XL с модулем ControlNet [4, 10]. Средняя оценка визуального качества составила 8,4 балла, что сопоставимо с традиционными рендерами (V-Ray, Corona) при среднем показателе 8,7. Время визуализации сокращено в 3,6–4,6 раза. Оптимальные параметры генерации: denoising strength – 0,6–0,7 (рисунок 1); guidance scale – 9–11 (рисунок 2).

### Результаты исследования

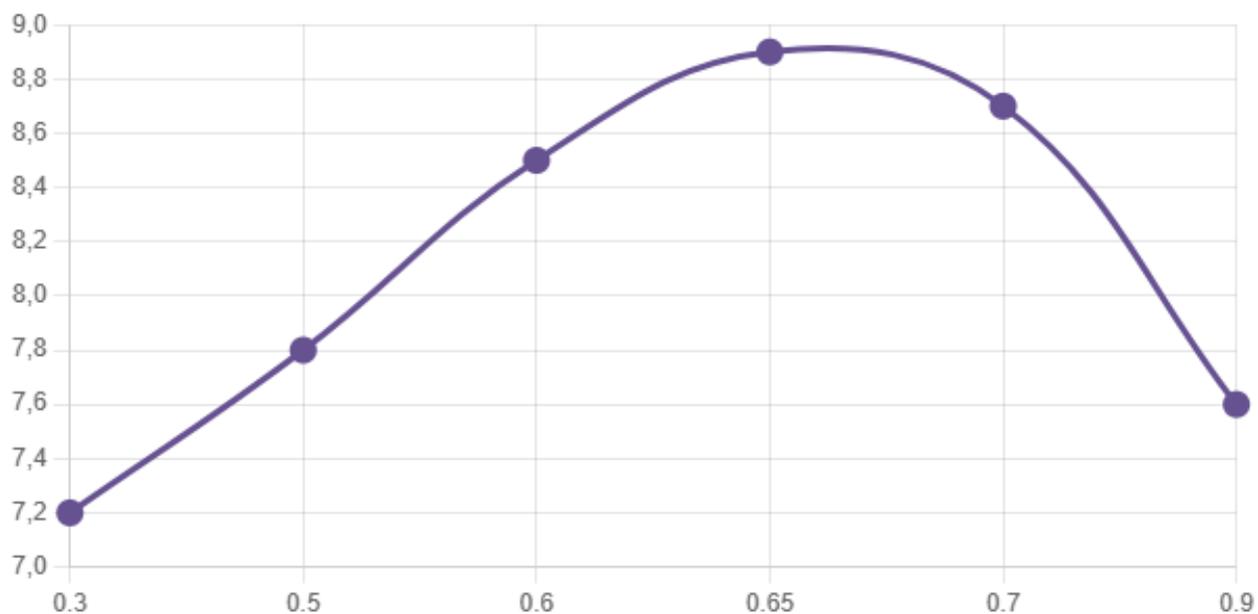
Анализ показал, что применение генеративных нейросетей и параметрического моделирования обеспечивает существенную оптимизацию проектного процесса [11]. По сравнению с ручным и цифровым эскизированием трудозатраты сократились на 80–85 %, а производительность увеличилась в 17–23 раза.

**Таблица 1** – Сравнительная таблица производительности

Метод	Кол-во вариантов	Время. ч	Время на 1 вариант. ч	Качество (баллы)
Ручное эскизирование	3–5	72–120	24–32	8,9
Цифровое эскизирование	5–8	48–80	9,6–13,3	8,6
Stable Diffusion	40	3,47	0,087	8,1
Midjourney	40	3,28	0,082	8,4



*Рисунок 1 – Влияние параметра denoising strength на качество визуализации*



*Рисунок 2 – Влияние параметра guidance scale на качество визуализации*

Средняя экспертная оценка визуального качества показала минимальную разницу (до 0,3 балла) между результатами, полученными традиционным и нейросетевым методами, что подтверждает возможность использования ИИ для финальной визуализации без потери художественного уровня.

Автоматизация инженерного анализа позволила сократить время расчета несущей способности до 38 секунд, Экономический эффект внедрения методологии оценивается в диапазоне 6,66–13,28 млн рублей в год при портфеле 15–20 объектов. Срок окупаемости инвестиций – от 0,8 до 1,6 месяца.

Полученные результаты подтверждают гипотезу о целесообразности объединения генеративных и параметрических технологий в единый архитектурный процесс, обеспечивающий баланс между скоростью, точностью и эстетическим качеством проектирования.

## **Выводы**

Разработана и экспериментально подтверждена методология интегрированного архитектурного проектирования, включающая три взаимосвязанных блока: генеративный искусственный интеллект, параметрическое BIM-моделирование и автоматизированную нейросетевую визуализацию.

Методология обеспечивает возможность: увеличить производительность на этапе концептуализации в 17–23 раза, сократить время визуализации в 3,6–4,6 раза, снизить общие трудозатраты на 80–85 %, повысить экономическую эффективность внедрения с окупаемостью менее двух месяцев.

Практическая значимость результатов заключается в возможности применения разработанного подхода для проектирования деревянных павильонов, мемориальных и выставочных сооружений, а также в разработке открытых библиотек GDL-компонентов для BIM-сред [9]. Перспективой дальнейших исследований является включение экологических параметров в алгоритмы генерации, а также адаптация методологии для комплексных природно-архитектурных ансамблей и средовых объектов.

## **Список цитируемых источников**

1. Шавшуков, В. М. Технологии информационного моделирования в строительной отрасли / В. М. Шавшуков, А. В. Олейник, Н. Л. Мешкова // Электронный периодический журнал. – 2024. – № 6. – URL: <https://cyberleninka.ru/article/n/tehnologii-informatsionnogo-modelirovaniya-v-stroitelnoy-otrasli> (дата обращения: 24.10.2025).
2. Caetano, I. Computational design in architecture: Defining parametric, generative, and algorithmic design / I. Caetano, L. Santos, A. Leitão // *Frontiers of Architectural Research*. – 2020. – Vol. 9, № 2. – P. 287–300. – DOI: 10.1016/j.foar.2019.12.008.
3. Цифровая архитектура / Н. В. Дубынин, Е. И. Кочешкова, М. Ю. Граник, А. О. Родимов // *Academia. Архитектура и строительство*. – 2022. – № 1. – URL: <https://cyberleninka.ru/article/n/tsifrovaya-arhitektura> (дата обращения: 24.10.2025).
4. High-resolution image synthesis with latent diffusion models / R. Rombach, A. Blattmann, D. Lorenz [et al.] // *Proceedings of the IEEE/CVF Conference on Computer Vision and Pattern Recognition (CVPR)*. – 2022. – P. 10684–10695.
5. Amanzadegan, M. A. Systematic review of the BIM in construction: from smart building management to interoperability of BIM & AI / M. Amanzadegan, A. Heidari, Y. Peyvastehgar // *Architectural Science Review*. – 2023. – Vol. 66, № 1. – P. 1–20. – DOI: 10.1080/00038628.2023.2263721.
6. Integrating building information modelling and artificial intelligence: a systematic literature review / A. A. Khan [et al.] // *Technologies*. – 2024. – Vol. 12, № 4. – P. 40–58.
7. Integrated applications of building information modeling and artificial intelligence in AEC/FM industry: a systematic review / Y. Chen [et al.] // *Automation in Construction*. – 2023. – Vol. 153. – P. 104958.
8. A systematic review of lean construction, BIM and emerging digital innovations / Y. Al-Saeed [et al.] // *Buildings*. – 2023. – Vol. 13, № 3. – P. 693.
9. Towards 4D BIM: a systematic literature review on challenges, tools and strategies / Y. Al-Saeed [et al.] // *Buildings*. – 2023. – Vol. 13, № 8. – P. 2058.
10. High-resolution image synthesis with latent diffusion models / R. Rombach [et al.]. – 2022. – URL: <https://openaccess.thecvf.com> (дата обращения: 24.10.2025).
11. Artificial intelligence and architectural design: an introduction / J. Muntañola, M. Saura, A. Cocho-Bermejo, J. Beltran Borràs. – Polytechnic University of Catalonia; Anglia Ruskin University, 2022. – DOI: 10.5821/ebook-9788419184498.

## К ПРОГНОЗУ ЭФФЕКТИВНОСТИ УПЛОТНЕНИЯ ГРУНТОВЫХ ОСНОВАНИЙ ТЯЖЕЛЫМИ ТРАМБОВКАМИ

*Д. Н. Клебанюк, П. С. Пойта, П. В. Шведовский*

<sup>1</sup>*м. т. н., ст. преподаватель кафедры геотехники и транспортных коммуникаций, Брестский государственный технический университет, Брест, Беларусь, e-mail: klebanyuk.dmitri@gmail.com*

<sup>2</sup>*д. т. н., профессор, профессор кафедры геотехники и транспортных коммуникаций, Брестский государственный технический университет, Брест, Беларусь, e-mail: ppsbrest@mail.ru*

<sup>3</sup>*к. т. н., профессор, профессор кафедры геотехники и транспортных коммуникаций, Брестский государственный технический университет, Брест, Беларусь, e-mail: ofig@bstu.by*

Опыт проектирования искусственных оснований методами интенсивного ударного уплотнения показывает, что повышение экономичности принятых решений, снижение трудоемкости при их устройстве может быть достигнуто как за счет совершенствования конструктивных, так и технологических параметров, определяющих выбранную технологию. Правильно выбранные конструктивно-технологические параметры позволяют получить качественное основание при минимальных энергозатратах для любых инженерно-геологических условий, а следовательно, снизить сроки строительства и стоимость работ [1].

В общем случае задача прогноза эффективности уплотнения состоит в установлении зависимости глубины уплотнения ( $H_{yn}$ ) до требуемой плотности сухого грунта ( $\rho_d$ ) при заданной обеспеченности ( $\rho\%$ ) от параметров уплотнения (массы ( $M$ ) и радиуса ( $R_0$ ) трамбовки, скорости удара ( $V_0$ ), числа ударов ( $n$ ) по площади ( $S$ ) при известной постоянной исходной плотности ( $\rho_d^0$ ) грунта и его влажности ( $w$ ), т. е.

$$H_{yn} = f(\rho_d, \rho_d^0, M, R_0, V_0, n, S). \quad (1)$$

Наиболее широко распространенной для определения  $H_{yn}$  является методика термодинамики для случая распространения ударных волн в грунте, как упругопластичной среде, и для случая асимметричного удара по грунту расчетная формула имеет вид [2]:

$$H_{yn} = \bar{k} \cdot (M \cdot g \cdot H) \cdot \mu^{-0.5}, \quad (2)$$

где  $\bar{k}$  и  $\mu$  – константы, характеризующие характеристики уплотняемых грунтов, определяемых эмпирическим методом;  $M$  – масса трамбовки, т;  $H$  – высота сбрасывания, м;  $g$  – ускорение свободного падения, м/с.

В зависимости от особенностей технологии уплотнения и инженерно-геологических условий зоны уплотнения на практике выполняются по следующим зависимостям:

- энергия удара –  $H_{yn} = \alpha \sqrt{M \cdot g \cdot H}$ ;
- по диаметру рабочей поверхности трамбовки –  $H_{yn} = k \cdot d_{mp}$ ;
- по удельному импульсу трамбовки –  $H_{yn} = 1.1 \cdot B_{\min} \cdot \frac{W}{W_0} \cdot \left(1 - e^{-\frac{3.7 \cdot i}{i_p}}\right)$ ;

$$- \text{ по скорости ударной волны } - H_{yn} = \frac{M}{\rho_{\max} \cdot A} \cdot \left[ -1 + \left( \frac{\sigma_e + \alpha_D \cdot v_0^2}{\sigma_e} \right)^{1/2} \right],$$

где  $d_{mp}$  – диаметр трамбовки, м;  $\alpha$  – эмпирический коэффициент изменяющийся в пределах  $0,45 \leq \alpha \leq 1,0$ ;  $k$  – эмпирический коэффициент изменяющийся в пределах  $1,2 \leq k \leq 1,55$ ;  $B_{\min}$  – минимальный размер трамбовки в плане, м;  $i$  и  $i_p$  – соответственно, предельный импульс трамбовки и предельный удельный импульс;  $W$  и  $W_0$  – соответственно естественная и оптимальная влажность грунта, %;  $A$  – площадь трамбовки, м<sup>2</sup>;  $\sigma_e$  – вертикальное напряжение на пределе упругости, кПа;  $\rho_{\max}$  – максимальная возможная плотность грунта, т/м<sup>3</sup>;  $v_0$  – скорость ударной волны, м/с;  $\alpha_D$  – коэффициент динамичности.

Анализ вышеприведенных прогнозных зависимости четко определяет наличие связи конструктивно-технологических параметров трамбовки и особенностей процесса уплотнения и грунтовых условий уплотняемого массива [3].

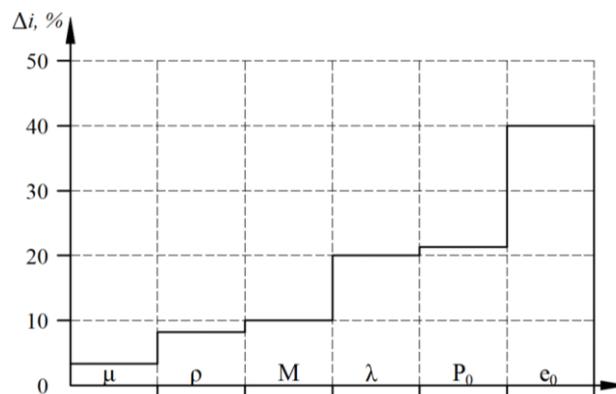
Для выявления этих связей нами по имеющимся экспериментальным данным были построены графики связи глубин эффективного уплотнения в зависимости от конструктивно-технологических параметров и грунтовых условий уплотняемого массива и определены соответствующие расчетные зависимости. Коэффициент корреляции по всем параметрам и условиям более 0,97, что позволяет отметить достоверность связей.

Анализ графиков связи позволил построить гистограмму (рисунок 1) влияния анализируемых параметров и условий, определяющую эффективную глубину зоны уплотнения

$$H_{yn} = C \cdot \left( \frac{M \cdot v_0}{A} \right) \cdot \sqrt{n}, \quad (3)$$

где  $C$  – параметр чувствительности грунта к динамическому воздействию

$$C = \frac{1,8 \cdot \lambda^{0,04} \cdot e_0^{1,93}}{\rho^{0,56} \cdot M^{0,3} \cdot P_0^{0,53}}.$$



$\lambda$  – модуль объемной деформации;  $\rho$  – естественная плотность;  $M$  – масса трамбовки;  $\mu$  – коэффициент Пуассона;  $P_0$  – давление предварительной консолидации до уплотнения;  $e_0$  – начальный коэффициент пористости

**Рисунок 1** – Гистограмма влияния параметров и условий на глубину эффективного уплотнения

На основании экспериментальных и прогнозных данных составлена сводная таблица наиболее рациональных взаимосвязей глубины уплотнения грунтовых массивов от конструктивно-технологических параметров и грунтовых условий (таблица 1).

**Таблица 1** – Взаимосвязи с конструктивно-технологическими параметрами и грунтовых условий

№ № п/п	Массы трамбовки, $M$ , т	Диаметр трамбовки, $d_{тр}$ , м	Высота сброса, $H$ , м	Число ударов по одному следу, $n$	Глубина отпечатка, $h_{отп}$ , м	Толщина уплотняемого слоя, $H_{уп}$ , м	
						Глини- стые	Песчаные грунты
1	2	3	4	5	6	7	8
1	до 2,5	до 1,2	6–8	12–14	до 2,0	до 2,0	до 2,2
2	2,5–3,5	1,2–1,6	6–8	12–14	2,0–2,5	2,0–2,5	2,2–2,5
3	3,5–5,5	1,6–1,8	6–8	12–14	2,5–3,0	2,5–3,0	2,5–3,5
4	5,5–6,5	1,8–2,0	6–8	12–14	3,0–4,5	3,0–4,5	3,5–4,8
5	6,5–10	2,0–2,4	8–10	10–12	4,5–6,0	4,5–6,0	4,8–6,9
6	10,0–15,0	2,4–3,5	8–10	8–10	> 6,0	> 6,0	> 7,0

### Заключение

Произвольный выбор конструктивных параметров тяжелых трамбовок, отсутствие учета технологических особенностей и закономерности динамики уплотнения грунтов не позволяют зачастую достичь однородности уплотнения и требуемых деформационных характеристик уплотняемого грунтового основания.

Трудности достоверной оценки контрольных значений прочностных характеристик грунтов и глубины уплотнения, не прибегая к анализу изменения напряженно-деформационного состояния грунтового массива, зачастую не позволяют осуществить оперативную корректировку технологических параметров на стадии производства работ

### Список цитируемых источников

1. Клебанюк, Д. Н. Особенности выбора технологических параметров при уплотнении грунтовых оснований тяжелыми трамбовками / Д. Н. Клебанюк, П. С. Пойта, П. В. Шведовский // Вест. Брестского гос. техн. ун-та : Строительство и архитектура. – 2013. – № 1 (79) – С. 77–61.
2. Пойта, П. С. Особенности формирования зоны уплотнения грунтов при уплотнении грунтового основания тяжелыми трамбовками / П. С. Пойта, П. В. Шведовский, Д. Н. Клебанюк // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовка инженерных кадров в Республике Беларусь. – 2012. – С. 189–196.
3. Шведовский, П. В. Влияние конструктивных особенностей формы подошвы тяжелых трамбовок на формирование свойств грунтов в зоне уплотнения / П. В. Шведовский, П. С. Пойта, Д. Н. Клебанюк // Строительство и архитектура. – 2013. – № 1. – С. 20–23.

# ИССЛЕДОВАНИЕ ВЛИЯНИЯ КАМЕННОГО ЗАПОЛНЕНИЯ НА КАРКАС ЗДАНИЯ ИЗ КЕРАМЗИТОБЕТОНА

*Н. И. Кулаков*

*инженер, отраслевая лаборатория «Научно-исследовательский центр инноваций в строительстве», Брестский государственный технический университет, Брест, Беларусь, e-mail: nikula.by@gmail.com*

## **Аннотация**

В современном строительстве при проектировании жилых домов каркасного типа требуется экономия строительных материалов и уменьшение собственного веса возводимых из них конструкций, чего можно достигнуть применением легких бетонов и прочных каменных кладок малой плотности. Одной из существенных проблем при расчете и проектировании жилых домов со стенами из каменной кладки является ее игнорирование при создании расчетных моделей в программных комплексах САПР. В данном случае кладка рассматривается как распределенная нагрузка, а несущая способность кладки не учитывается. В действительности стены подвергаются воздействию нагрузок, особенно ветровых, при высотном строительстве, что может приводить к перенапряжению кладки и образованию в ней трещин, а иногда к более тяжким последствиям.

В работе описывается создание расчетной модели жилого здания каркасного типа из керамзитобетона с учетом работы каменной кладки. Модель представляет собой часть высотного здания с четырьмя вариантами расположения колонн.

**Предмет исследования:** расчет и анализ 3D модели жилого объекта с учетом работы каменной кладки и ее влияния на каркас здания с применением современных программных комплексов.

**Цели:** анализ работы и влияния на каркас здания включения в работу каменной кладки в зависимости от конструктивных параметров.

**Материалы и методы:** метод компьютерного моделирования.

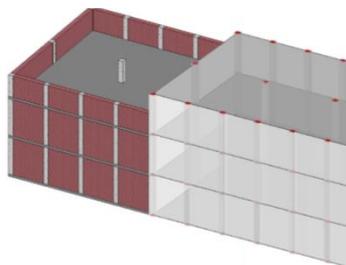
**Результаты:** рассчитаны и проанализированы различные 3D-модели жилого дома, изучены принципы задания прочностных и механических характеристик каменной кладки, а также выведены изополя стен главных и касательных напряжений в узлах поверхностей при различных конструктивных решениях.

**Выводы:** по полученным изополям главных и касательных напряжений при расчете моделей с разным шагом колонн в здании можно оценить включение каменной кладки в работу каркаса, какое соотношение размеров ячейки (расстояния между колоннами к высоте этажа) наиболее оптимально, а также уточнение величины «сцепления» каменного заполнения и каркаса при задании поверхностей как стенового заполнения в программных комплексах.

## **Введение**

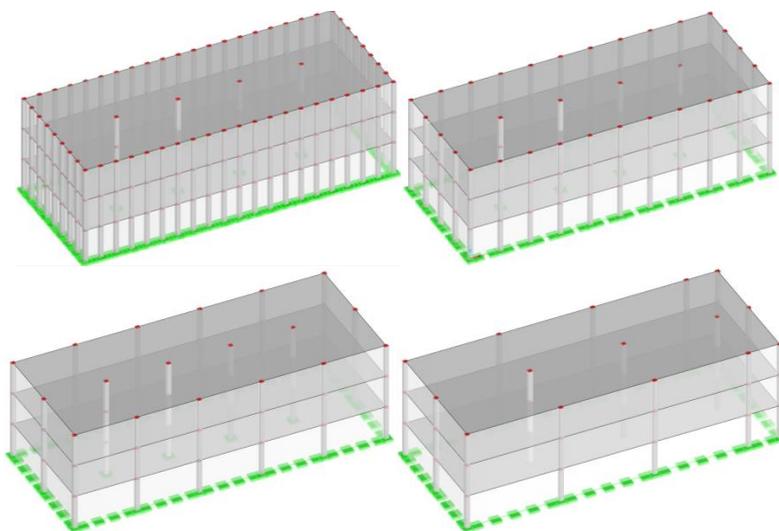
В многоэтажных каркасных зданиях на уровне каждого этажа все чаще заполнением наружных стен выступают каменные материалы. В кладке под действием одной из определяющих нагрузок – собственным весом заполнения и облицовки высотой всего в один этаж вызывается сжатие. Другой нагрузкой, вызывающей напряжения в каменном заполнении каркасных стен, является горизонтальная ветровая нагрузка. Прежде всего отметим, что ветер заставляет работать кладку из плоскости стен.

Смоделируем часть высотного дома (выделим три этажа) с каркасом из керамзитобетона и определенным образом разместим несущие колонны вдоль длинной стороны здания с шагом, кратным высоте этажа (см. рисунок 1).



*Рисунок 1 – Пример совмещенной аналитической и расчетной модели*

В данном случае получаем четыре варианта соотношения шага к высоте этажа: 1:0,5, 1:1, 1:2 и 1:3 (см. рисунок 2).



*Рисунок 2 – Расчетные модели с разным шагом колонн (1,5 м, 3 м, 6 м, 9 м)*

Высоту этажа (пол – пол) принимаем равной 3,30 м. Толщина перекрытий составляет 200 мм. Толщину кладки принимаем по ширине каменных блоков 380 мм. В расчетной модели пренебрегаем смещением центральных осей стен и колонн ввиду его незначительности.

Класс керамзитобетона принят равным LC 30/33. Механические характеристики керамзитобетона и керамического камня представлены ниже в таблице 1. Расчет и анализ проводится для здания с каркасом из керамзитобетона, как более легкого и такого же прочного по сравнению с тяжелым бетоном.

Основными нагрузками в модели являются собственный вес каркаса и вес каменных стен, функциональная нагрузка – 150 кг/м<sup>2</sup>, ветровая и снеговая нагрузка. Снег и ветер рассчитываем для местности г. Минска, причем ветровое давление прикладываем по расчету для 7–9 этажа. Все нормативные нагрузки дополнительно умножаем на коэффициенты безопасности согласно строительным нормам Республики Беларусь. Далее составляем несколько сочетаний в зависимости от направления ветра с умножением на коэффициенты сочетаний согласно нормам.

**Таблица 1** – Характеристики применяемого керамзитобетона и керамокамня

	Показатель	Значение
	Легкий бетон LC 30/33	
	Модуль упругости E, МПа	17000
	Модуль сдвига G, МПа	7080
	Коэффициент Пуассона	0.20
	Средняя плотность, кг/м <sup>3</sup>	1750
	Кoeff. темп. расширения	0,000010
	Поризованный керамокамень	
	Модуль упругости E, МПа	8500
	Модуль сдвига G, МПа	3456
	Коэффициент Пуассона	0.23
	Средняя плотность, кг/м <sup>3</sup>	900
	Кoeff. темп. расширения	0,000005

При создании поверхностей наружных стен между колоннами нужно учитывать жесткость соединения. Можно создать жесткое соединение или шарнирное, тем не менее, в действительности соединение является полужестким, которое также можно задать численно в программе. Для сравнения четырех схем в данном случае ограничимся жестким соединением и покажем разницу в работе на эпюрах главных и касательных напряжений.

Целью данной работы является анализ влияния на каркас каменной кладки и его сравнение в разных расчетных моделях, изучение корректного задания прочностных и механических характеристик кладки в программных комплексах.

### **Обзор литературы**

Условия работы кладки в стенах каркасных зданий рассматривает в своей книге С. Поляков, говоря о том, что наружные стены могут работать из плоскости стен при приложении горизонтального ветрового давления. В этом случае работа заполнения может быть уподоблена работе сплошной или с проемами пластинки, опертой по четырем сторонам, с размерами, равными высоте этажа и расстоянию между смежными колоннами каркаса. Тем не менее, когда заполнение по каким-либо причинам имеет значительную ширину, например в отапливаемых зданиях, напряжения, возникающие в кладке при работе из плоскости, незначительны и, также как и напряжения от собственного веса, не вызывают опасения в прочности кладки [1].

### **Материалы и методы**

Методы – метод компьютерного моделирования в программных комплексах САПР.

### **Результаты исследования**

После расчета всех моделей по одному из сочетаний нагрузок с присутствием одного из двух вариантов действия ветра, наблюдаем следующие эпюры.

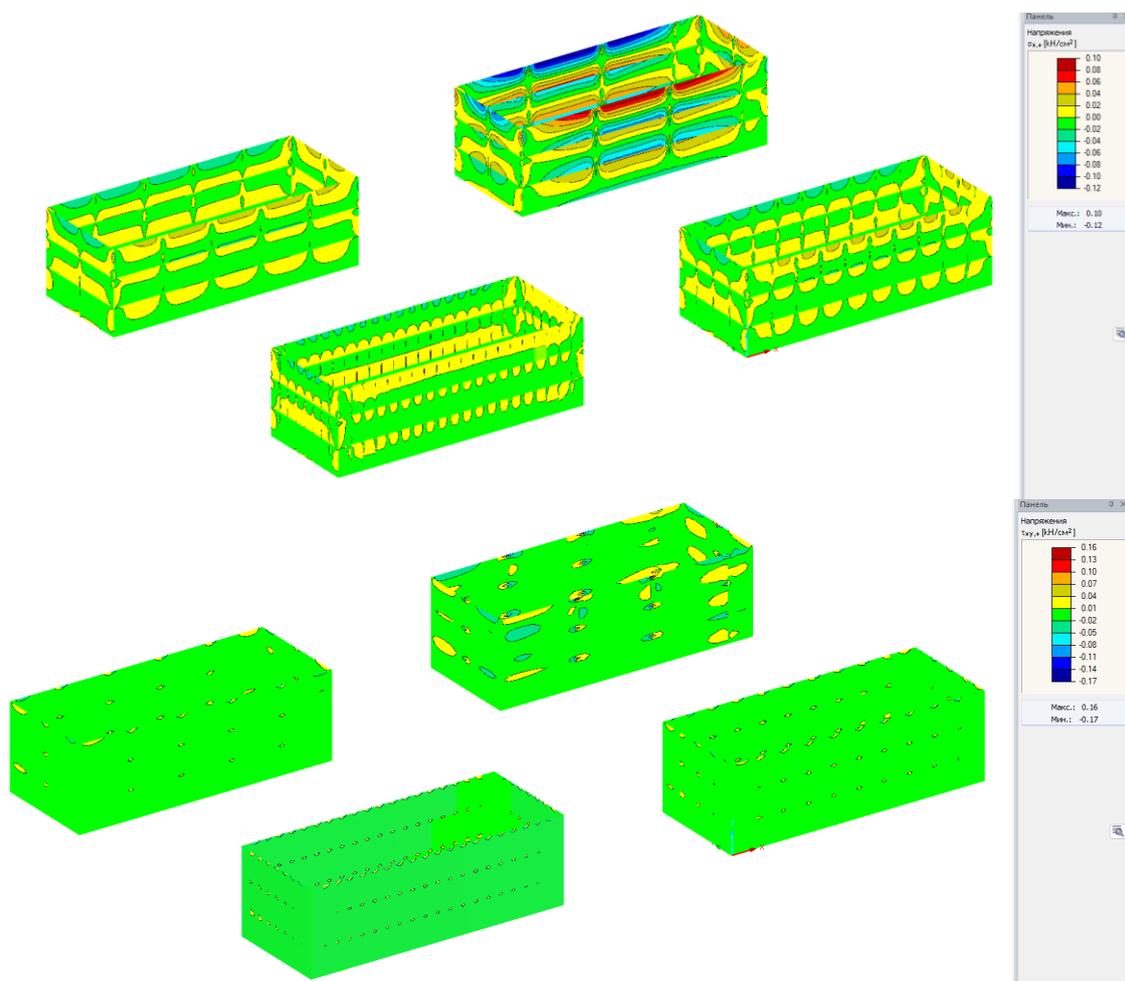
Аналогичным образом в дальнейшем можно провести расчеты при шарнирном и полужестком соединении.

### **Выводы**

По полученным эпюрам главных напряжений для схемы при жестком соединении стен можно оценить включение каменной кладки в работу каркаса. Полностью жесткое, как и шарнирное, соединение стен с каркасом недопустимо, поэтому в дальнейшем для определения жесткостных

характеристик при задании поверхностей в программных комплексах требуется произвести расчеты для схем с шарнирным соединением в качестве сравнения.

С конструктивной точки зрения, при конструировании железобетонных элементов каркаса (колонны и перекрытия) схемы 1 и 4 (шаг колонн 1,5 м и 9 м) нецелесообразны и будут иметь неоправданно большой перерасход армирования за счет количества элементов (схема с шагом колонн 1,5 м) или больших пролетов между колоннами (схема с шагом 9 м). Поэтому данные схемы приводятся только для сравнения результатов в самой кладке. Наиболее оптимальный вариант, как для кладки, так и для железобетонного каркаса это здания с шагом колонн от 3 до 6 м.



*Рисунок 3 – Результаты по главным напряжениям всех моделей зданий*

#### **Список цитируемых источников**

1. Поляков, С. В. Каменная кладка в каркасных зданиях (Исследование прочности и жесткости каменного заполнения) / С. В. Поляков. – М. : ЦНИПС, 1956. – 189 с.
2. Измайлов, Ю. В. Сейсмостойкость каркасно-каменных зданий / Ю. В. Измайлов. – Кишинев : Картя Молдовеняскэ, 1975. – 311 с.
3. Воздействия на строительные конструкции, здания и сооружения / В. В. Тур, А. Б. Шурин, П. В. Кривицкий [и др.] ; под ред. В. В. Тура, А. Б. Шурина. – Брест : БрГТУ, 2022. – 102 с.
4. Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Снеговые нагрузки : СН 2.01.04-2025. – Введ. 03.02.2025. – Минск : Мин-во архитектуры и строит. Респ. Беларусь, 2025. – 13 с.
5. Бетонные и железобетонные конструкции : СП 5.03.01-2020. – Введ. 16.09.2020. – Минск : Мин-во архитектуры и строит. Респ. Беларусь, 2022. – 237 с.

# КЛЮЧЕВЫЕ АСПЕКТЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ДОЛГОВЕЧНЫХ СИСТЕМ ТЕПЛОЙ РЕАБИЛИТАЦИИ ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ

*С. Н. Леонович<sup>1</sup>, Н. В. Черноиван<sup>2</sup>*

<sup>1</sup>*д. т. н., профессор, профессор Школы строительства Университета технологии Циндао, Циндао, Китай, e-mail: leonovichsn@tut.by*

<sup>2</sup>*к. т. н., доцент, заместитель декана по учебной и научной работе архитектурно-строительного факультета, Брестский государственный технический университет, Брест, Беларусь, e-mail: chernoivan@inbox.ru*

## **Аннотация**

**Предмет.** Исследование посвящено принципам обеспечения долговечности систем тепловой реабилитации фасадов. Актуальность обусловлена проблемой преждевременной деградации конструкций из-за неучета комплекса эксплуатационных нагрузок, прежде всего, температурно-влажностных.

**Цели.** Систематизировать ключевые аспекты проектирования и определить области эффективного применения навесных вентилируемых (НВФ) и «мокрых» фасадов (ETICS) на основе анализа механизмов деградации.

**Материалы и методы.** Исследование выполнено методами сравнительного анализа конструкций НВФ, слоистой кладки и ETICS с применением принципов строительной теплофизики для оценки влажностных режимов.

**Результаты.** Установлено, что НВФ являются универсальным и наиболее надежным решением, так как их конструкция физически исключает накопление влаги. Для систем ETICS доказана принципиальная возможность достижения долговечности, но лишь при строгом соблюдении принципа увеличения паропроницаемости слоев и высоком качестве производства работ. Разработаны специфические рекомендации: НВФ – для промышленных и сложных объектов, ETICS – для массового жилищного строительства при условии жесткого контроля технологий.

**Выводы.** Результаты работы имеют практическую ценность для проектировщиков. Высокая стоимость НВФ оправдана для объектов с повышенными нагрузками, а для типового жилья экономически оптимальным является внедрение ETICS при обязательном нормировании качества материалов и работ.

## **Введение**

Повышение энергетической эффективности существующего фонда зданий является одной из приоритетных задач в контексте устойчивого развития и ресурсосбережения [1]. Ключевым методом ее решения выступает тепловая реабилитация ограждающих конструкций. Однако на практике широко распространена проблема преждевременной деградации таких систем, приводящая к значительным экономическим потерям и снижению эксплуатационных характеристик. Научная проблема заключается в отсутствии систематизированного подхода к выбору и проектированию систем утепления, в полной мере учитывающего механизмы их деградации под воздействием комплекса эксплуатационных нагрузок, среди которых доминирующую роль играют температурно-влажностные воздействия [2]. Решение данной проблемы имеет важнейшее

значение для развития строительной науки и практики, так как позволит повысить долговечность, надежность и экономическую эффективность мероприятий по энергосбережению.

### **Обзор литературы**

Проведенный анализ последних исследований показывает, что основой долговечности ограждающих конструкций является управление их влажностным режимом. Работа К. Ф. Фокина [2] фундаментально доказывает, что накопление влаги в толще конструкции является основной причиной ее разрушения. В контексте навесных вентилируемых фасадов (НВФ) последние исследования [3...4] подчеркивают роль вентилируемой прослойки в обеспечении долговечности. В отношении штукатурных систем (ETICS) актуальные публикации, включая [5...6], сходятся во мнении, что их надежность напрямую зависит от соблюдения принципа увеличения паропроницаемости слоев. Специфика промышленных зданий рассмотрена в работе [7], где затрагивается необходимость применения систем, компенсирующих значительные температурные деформации. Несмотря на достаточную изученность отдельных аспектов, ощущается недостаток комплексных работ, дающих сравнительный анализ и четкие критерии выбора системы для зданий различного назначения.

### **Материалы и методы**

Объектом исследования выступили наиболее распространенные системы тепловой реабилитации: навесные вентилируемые фасады (НВФ), системы слоистой кладки с вентилируемым зазором и штукатурные фасадные системы утепления (ETICS). В качестве материалов рассматривались стандартные компоненты данных систем: минераловатные теплоизоляционные плиты, конструкции крепления, облицовочные материалы для НВФ, а также армирующие составы и штукатурные смеси для ETICS.

В ходе исследования применялся комплекс теоретических методов. Основным методом выступил сравнительный анализ конструктивных решений и их эксплуатационных характеристик. Для оценки влажностного состояния ограждающих конструкций использовались методы строительной теплофизики, в частности, анализ стационарных и нестационарных влажностных режимов с учетом паропроницаемости материалов. Был также проведен нормативный и литературный анализ для систематизации современных требований и выявления типичных причин деградации. Обоснование выбора методов заключается в их способности обеспечить комплексную оценку долговечности систем на стадии проектирования без необходимости проведения длительных натурных экспериментов.

### **Результаты исследования**

Проведенный анализ позволил систематизировать ключевые аспекты проектирования и выявить оптимальные области применения различных систем.

**Навесные вентилируемые фасады (НВФ).** Установлено, что данная система является наиболее универсальной и надежной. Конструкция НВФ физически исключает основную причину деградации – накопление влаги – за счет организации вентилируемой воздушной прослойки, обеспечивающей постоянное удаление влаги (рисунок 1). Ключевыми преимуществами являются защита утеплителя от внешних воздействий, возможность компенсации температурных деформаций и высокая ремонтпригодность.

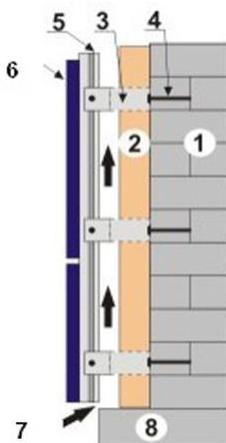
**Штукатурные системы (ETICS),** Доказано, что долговечность «мокрого» фасада является не столько функцией свойств материалов, сколько функцией качества производства работ и строгого соблюдения принципа увеличения

паропроницаемости слоев изнутри наружу (рисунок 2). Нарушение этого принципа (применение паронепроницаемых покрытий) неминуемо приводит к накоплению влаги и разрушению.

### **Сравнительный анализ для различных типов зданий**

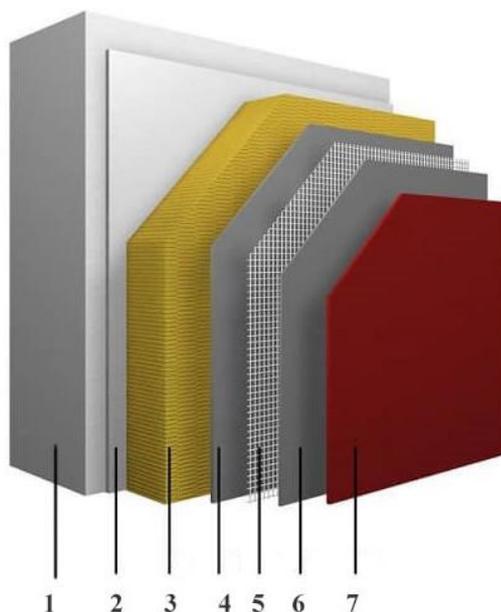
Для промышленных зданий с их значительными пролетами, температурными деформациями и агрессивными средами НВФ являются безальтернативным решением. Система ETICS в таких условиях не рекомендуется из-за хрупкости и низкой стойкости к вибрациям.

Для многоэтажных жилых зданий оба решения применимы. НВФ предпочтительны для объектов со сложными теплопроводными включениями, а ETICS – экономически оптимальное решение для массовой реабилитации типового жилья при условии качественного исполнения и применения ударопрочных покрытий в цокольной зоне.



*1 – стена; 2 – утеплитель; 3 – кронштейн; 4 – анкер; 5 – несущий профиль; 6 – навесной фасад; 7 – воздушный зазор; 8 – фундамент*

**Рисунок 1** – Схема навесного вентилируемого фасада



*1 – стена; 2 – клеевой слой; 3 – минераловатный утеплитель; 4 – базовый клеевой слой; 5 – армирующая сетка; 6 – финишный клеевой слой; 7 – декоративная штукатурка*

**Рисунок 2** – Схема штукатурного («мокрого») фасада

### **Выводы**

1. Систематизированы ключевые принципы проектирования долговечных систем тепловой реабилитации, центральным из которых является активное управление влажностным режимом ограждающей конструкции.

2. Доказано, что навесные вентилируемые фасады являются наиболее универсальным и надежным решением благодаря конструкции, исключающей накопление влаги. Их высокая первоначальная стоимость оправдана для объектов с повышенными эксплуатационными нагрузками (промышленные, уникальные здания).

3. Установлено, что долговечность штукатурных систем (ETICS) критически зависит от качества производства работ и строгого соблюдения принципа паропроницаемости. Данная система является экономически оптимальной для массового жилищного строительства, но требует внедрения строгого технического надзора.

4. Полученные результаты имеют практическую значимость и могут быть использованы для разработки методических рекомендаций по выбору и проектированию систем утепления. Перспективным направлением дальнейших исследований является разработка математических моделей для прогнозирования долговечности ETICS в зависимости от региональных климатических условий и качества монтажа.

#### **Список цитируемых источников**

1. Концепция энергетической безопасности Республики Беларусь: утв. постановлением Совета Министров Респ. Беларусь от 23 дек. 2015 г. № 1084 // Нац. правовой Интернет-портал Респ. Беларусь. – URL: <https://pravo.by/document/?guid=3871& p0=C21501084> (дата обращения: 10.10.2025).

2. Фокин, К. Ф. Строительная теплофизика ограждающих частей зданий / К. Ф. Фокин. – М. : АСВ, 2019. – 256 с.

3. Копейка, Д. В. Определение параметров влагопередачи и расположения плоскости возможной конденсации в системах навесных фасадов с вентилируемой воздушной прослойкой / Д. В. Копейка, С. В. Гридин // Современное промышленное и гражданское строительство. – 2019. – Т. 15, № 1. – С. 5–11.

4. Temperature and velocity conditions in vertical channel of ventilated facade / E. A. Statsenko, A. F. Ostrovaia, V. Ya. Olshevskiy, M. R. Petrichenko // Magazine of Civil Engineering. – 2018. – No. 4 (80). – P. 119–127.

5. Modelling the degradation and service life of ETICS in external walls / S. Ximenes, J. De Brito, P. L. Gaspar, A. Silva // Materials and Structures. – 2015. – Vol. 48, No. 7. – P. 2235–2249. – DOI: 10.1617/s11527-014-0305-8.

6. Амирханов, Н. С. Сравнительный анализ вариантов утепления кирпичных несущих стен многоэтажного жилого дома / Н. С. Амирханов // Интернаука. – 2025. – № 23-1(387). – С. 5–6.

7. Хуринхеев, В. И. Энергоэффективность промышленных зданий: роль современных технологий утепления фасадов / В. И. Хуринхеев // Вестник науки. – 2025. – Т. 1, № 6 (87). – С. 1826–1831.

# ОПЫТ ВНЕДРЕНИЯ ОСНОВНЫХ ПРИНЦИПОВ ИНФОРМАЦИОННОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ ЗДАНИЙ ИЗ МОНОЛИТНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

*Е. В. Матвеевко*

*главный специалист по разработке раздела проекта (конструктивные решения) ООО «БрестКАДпроект», Брест, Беларусь*

## **Аннотация**

Информационное моделирование – одна из наиболее обсуждаемых тем строительной отрасли. Несмотря на многочисленные преимущества, внедрение принципов информационного моделирования продвигается достаточно медленно. Это связано с тем, что информационное моделирование меняет формат взаимодействия между участниками строительного процесса. Этап проектирования здания является первым в жизненном цикле здания (не считая стадии инвестиционного проекта), поэтому на данном этапе информационное моделирование может внедряться без строгого учета других этапов, в рамках оптимизации процесса проектирования.

В статье приведен опыт внедрения основных принципов информационного моделирования: организация обмена информацией между участниками проектирования при разработке основных разделов проекта (архитектурные решения, конструктивные решения, водоснабжение и канализация, отопление и вентиляция). Сформулированы задачи и способы их решения на примере конкретного проекта жилого дома.

Результаты внедрения показали повышение качества проекта, заинтересованности заказчика, но не привели к существенному изменению сроков проектирования на данном этапе. Результатом внедрения является также разработка и принятие первой версии BIM-стандарта организации.

## **Введение**

Необходимость развития и применения информационного моделирования зданий аргументируется снижением сроков разработки проекта, снижением сроков строительства, оптимизации материалов и т. д. При этом учитывается весь жизненный цикл здания начиная от проектирования здания и заканчивая его сносом (ликвидацией) по окончании срока службы [1, 2, 3]. Одним из преимуществ является также возможность одновременной работы всех специалистов над одной моделью [4]. Однако на практике, в большинстве случаев, наблюдается противоположная ситуация: разработка информационной модели требует больше времени и трудозатрат на стадии проектирования, до подрядчиков информационная модель не доходит и как работать с ней они представления не имеют [5]. Классические двумерные чертежи являются основой для проведения процедур торгов, подтверждения объемов работ и материалов.

## **Эффективность при информационном моделировании**

В общем виде этапы создания и использования информационных моделей представлены на рисунке 1. Процесс проектирования охватывает этапы от эскиза до оценки стоимости. Основным видом деятельности ООО «БрестКАДпроект» является проектирование, а следовательно, получение эффективности от инфор-

мационного моделирования на этапах до получения чертежей является первостепенной задачей.



*Рисунок 1 – Этапы создания и использования информационных*

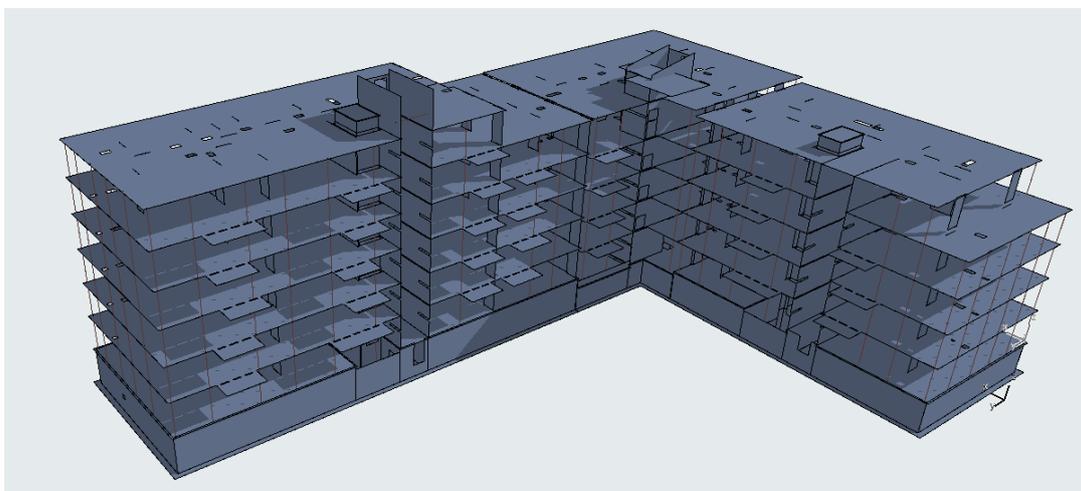
При проектировании с использованием информационного моделирования с момента появления данного термина подразумевается создание трехмерной объектно-цифровой модели, дополненной необходимой информацией. Процесс создания информационной модели требует постоянного обмена информацией между участниками процесса, а результат – полное соответствие чертежей разработанным моделям. Дополнительной сложностью является большое количество вариантов программного обеспечения (Autodesk, Graphisoft, Trimble, Renga), которые используют проприетарные форматы хранения моделей и полностью поддерживают открытые форматы обмена информацией, такие как IFC (Industry Foundation Classes) [6], разработанный buildingSMART, SAF (Structural Analysis Format) [7] и другие. Эти проблемы формируют несколько следующих требований при организации информационного моделирования:

- каждый участник должен знать полный набор информации, которую должен отразить в своей модели и несет ответственность за ее полноту и достоверность;
- каждый участник должен знать в каком виде и формате он предоставляет свою модель для других участников моделирования;
- каждый участник должен знать каким образом он может получить из модели информацию, предоставленную другими участниками (исходные данные, задание).

Выполнение этих требований достигается формулированием правил моделирования, которые составляют BIM-стандарт организации. Таким образом, повышение эффективности при проектировании достигается унификацией и стандартизацией принципов создания информационной модели.

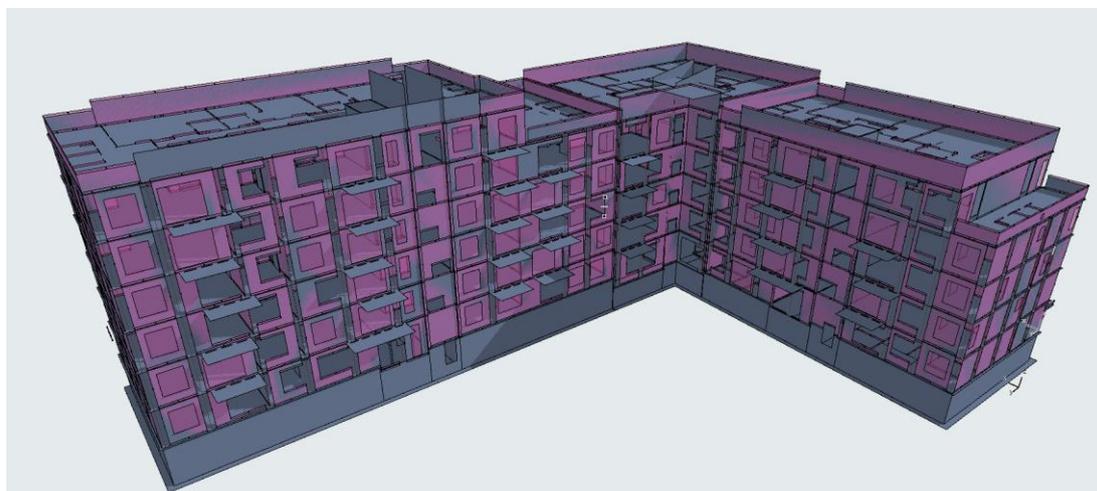
## Опыт внедрения

На этапе внедрения были сформулированы основные задачи. Первостепенной из них была максимальное сокращение времени между разработкой архитектурных планировок до получения актуальной расчетной модели в программных расчетных комплексах (Lira, Dlubal RFEM5). В ООО «БрестКАДпроект» имеется программное обеспечение собственной разработки, позволяющее автоматизировать данный процесс путем распознавания планов в формате Autodesk AutoCad (.dwg), а информационное моделирование не позволяло в полной мере использовать данный инструмент. Современные возможности программного комплекса Archicad 27 от компании Graphisoft позволяют получить аналитическую расчетную модель из архитектурной модели (рисунок 2), а также сохранить ее в открытом формате SAF.



*Рисунок 2 – Аналитическая модель в ArchiCaD 27*

На данном этапе, учитывая, что архитектурная модель является информационной, появилась возможность экспортировать не только оболочно-стержневую модель, но и некоторые нагрузки (вес поэтажно опертых стен, перегородок, полов, функциональные нагрузки), сопоставляя их соответствующим объектам модели (рисунки 3, 4).



*Рисунок 3 – Нагрузки от поэтажно опертых стен и перегородок в ArchiCaD 27*

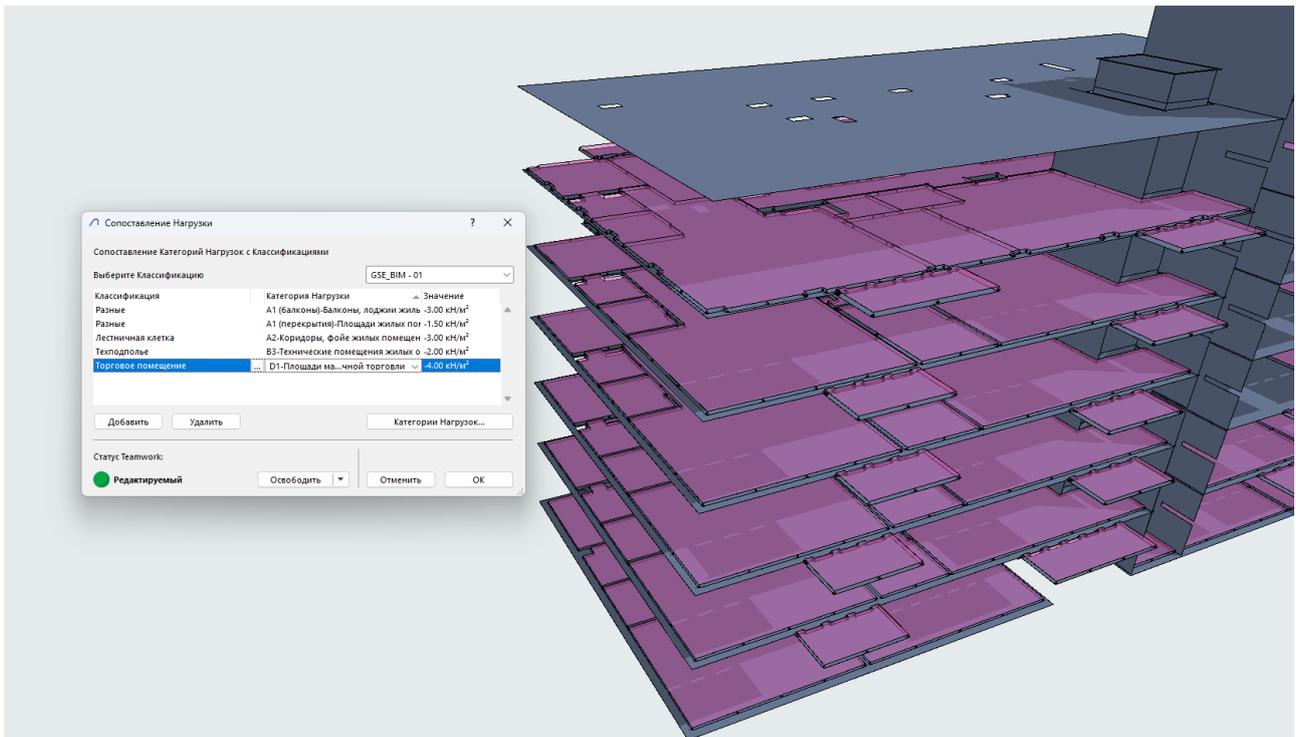


Рисунок 4 – Функциональные нагрузки на перекрытия в ArchiCAD 27

Современные расчетные комплексы на данный момент полностью не поддерживают формат конструктивного анализа SAF, поэтому для импорта в такие комплексы как (Lira, Dlubal RFEM5), собственными силами был разработан транслятор (рисунок 5).

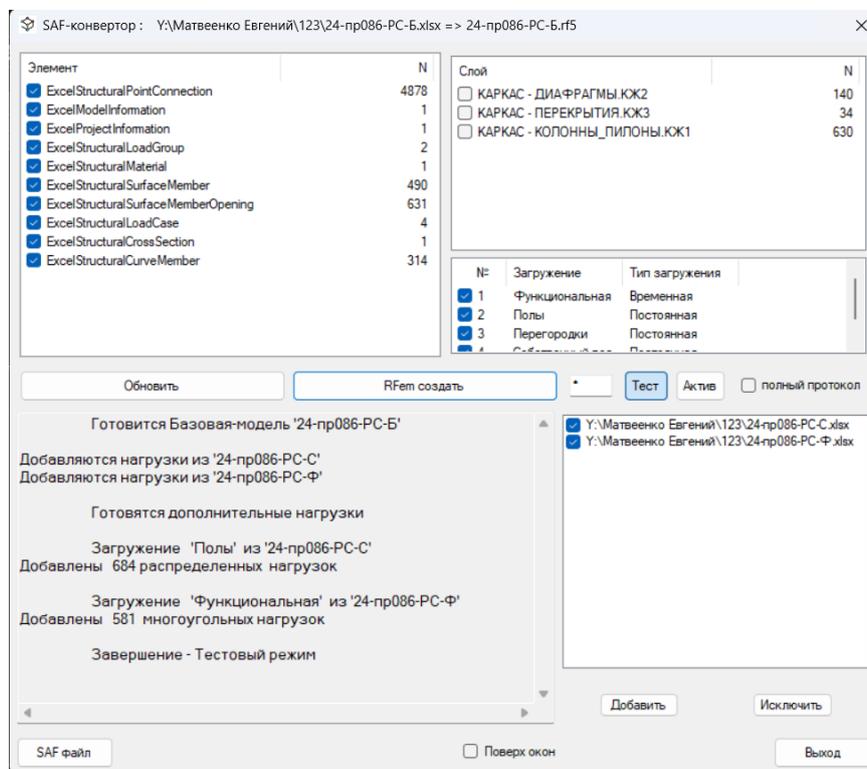
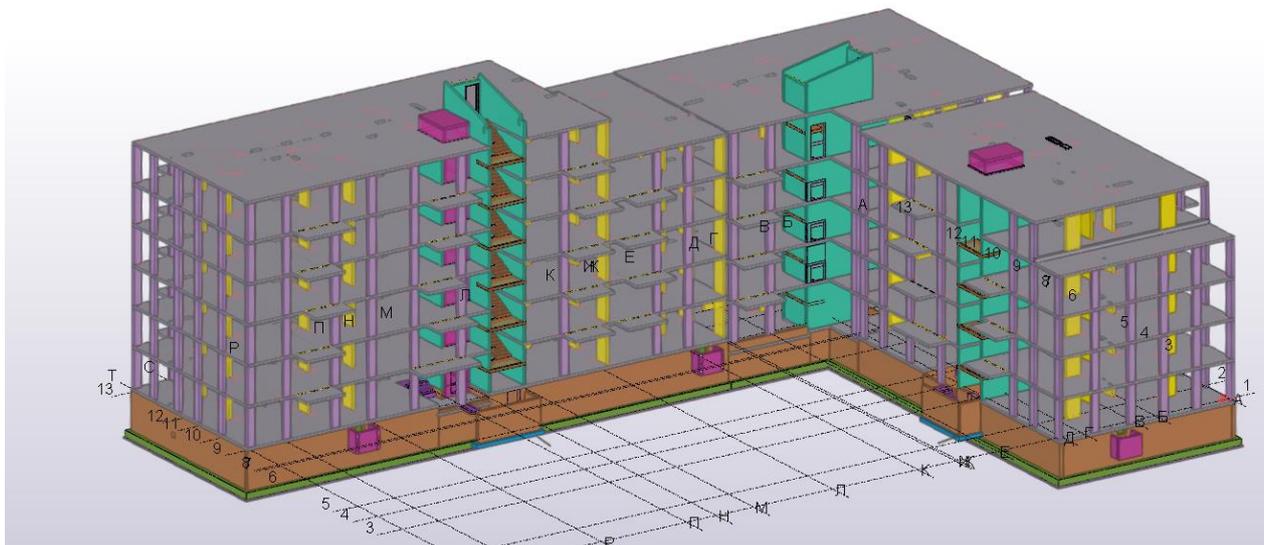
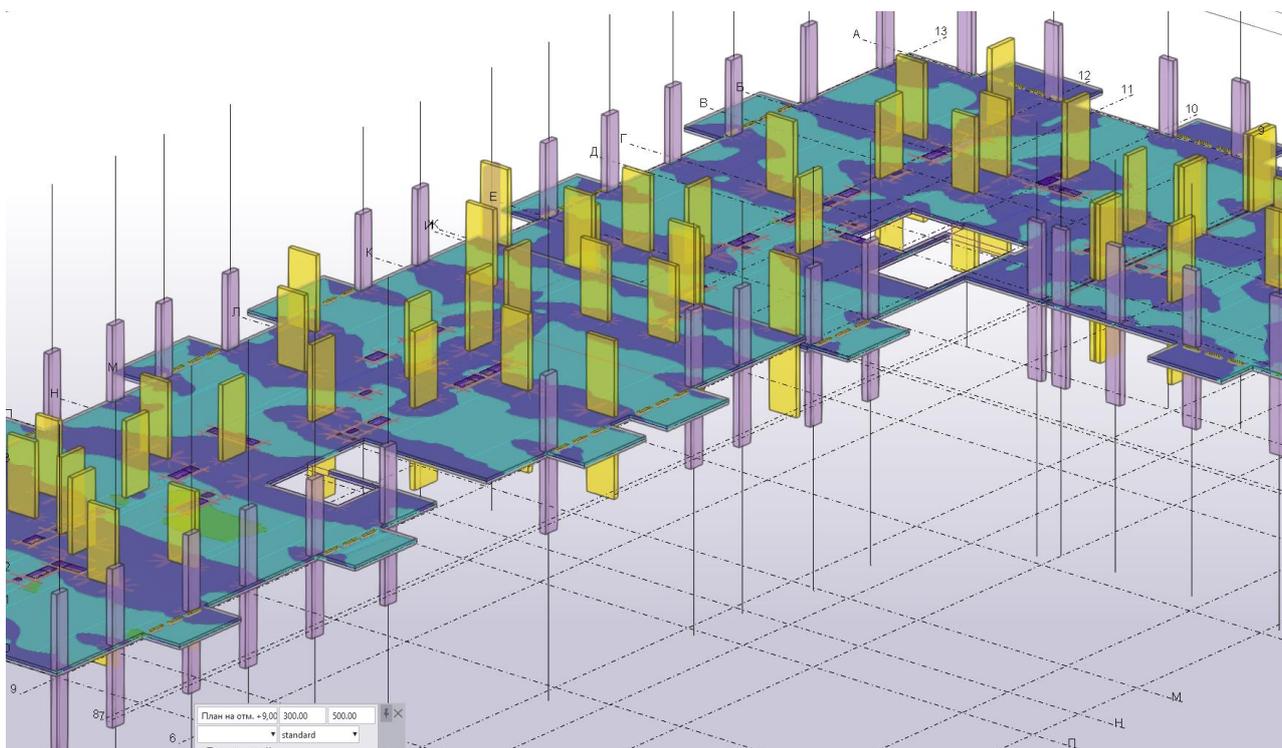


Рисунок 5 – Интерфейс транслятора из формата SAF в формат Dlubal RFEM5 (собственная разработка)

После выполнения анализа результаты выгружаются в программный комплекс Tekla Structures для разработки конструктивных разделов (рисунок 6). Результаты выгружаются в формате IFC из архитектурной модели в виде объектов несущих конструкций (колонн, стен, балок) и в формате Autodesk Autocad (.dwg) в виде карт армирования (рисунок 7).



*Рисунок 6 – Конструктивная модель в Tekla Structures*

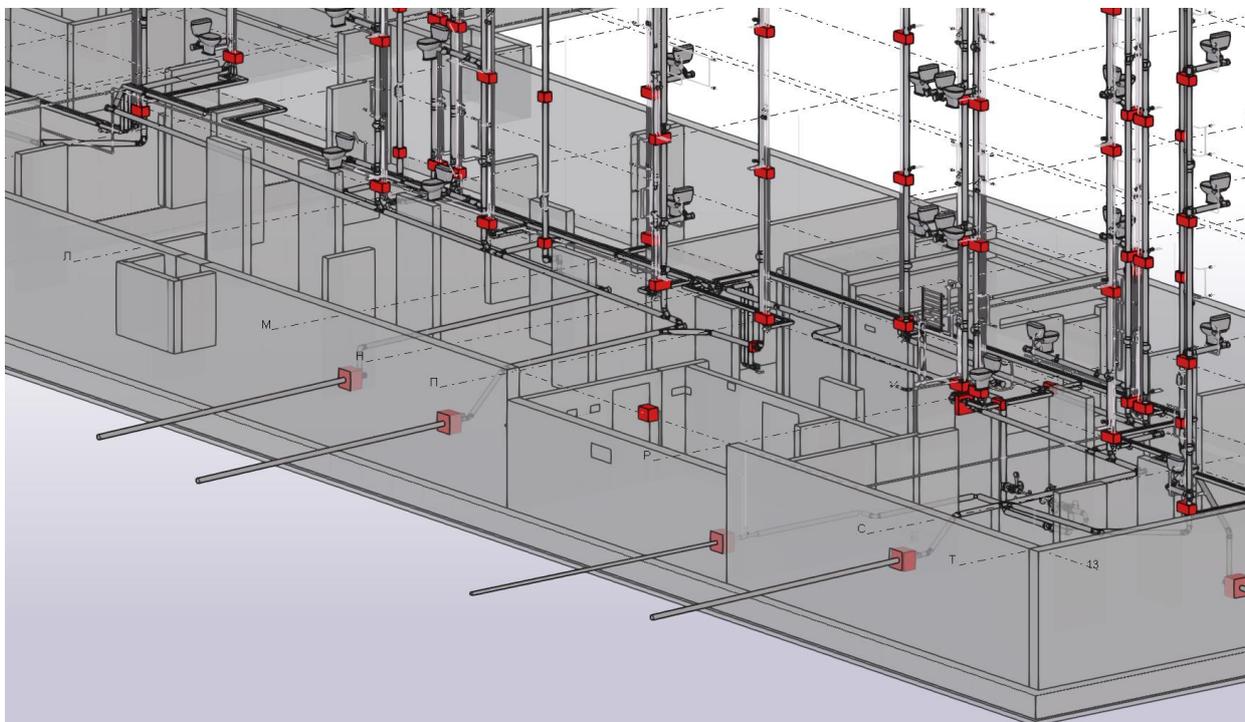


*Рисунок 7 – Карта армирования монолитного перекрытия в формате dwg наложена на опалубочную модель в Tekla Structures*

Окончательным этапом после разработки конструктивных разделов является экспорт разработанных конструкций в архитектурную модель, в которой первоначальные объекты несущих конструкций заменяются на запроектированные.

С этого момента архитектурная и конструктивная модели становятся связанными и дополняют друг друга. Другими словами, на чертежах архитектора отображаются несущие конструкции из конструктивных разделов и обновляются при изменениях.

Следующая задача заключалась в организации обмена информацией между моделями смежных разделов (водоснабжение и канализация, отопление и вентиляция), конструктивной моделью и архитектурной моделью. В классическом подходе этот обмен заключался в выдаче задания в формате Autodesk Autocad (.dwg). Смежные разделы выполняются в программном комплексе Autodesk Revit. Для реализации заданий на отверстия в информационной модели использовались объекты с определенным свойством, значение которого строго фиксировано (отверстие ВК, например). Для обмена модель выгружается в формате IFC. Таким образом, конструктор и архитектор после импорта модели точно знают, как необходимо отфильтровать модель, чтобы увидеть задания от смежных разделов (рисунок 8).



*Рисунок 8 – Модель фундаментов с отфильтрованными отверстиями (красным) в Tekla Structures*

## **Результаты**

По итогам проектирования получены информационные модели по основным разделам проекта (архитектурные решения, конструктивные решения, водоснабжение и канализация, отопление и вентиляция), которые полностью соответствуют чертежам. Дальнейшее применение внедренных принципов показывает повышение качества проектов (многие ошибки отслеживаются даже визуально в процессе работы с моделью) при незначительном увеличении сроков. Разработана первая версия BIM-стандарта организации, который стал обязательным для соблюдения. Отмечается повышенный интерес заказчика – на различных этапах проекта предоставлялись сводные ведомости по основным

материалам (бетон, арматура, кладочные материалы) с привязкой с технико-экономическим показателям здания (общая площадь, жилая площадь, строительный объем), что позволило заказчику контролировать ресурсоемкость проектируемого здания в течение процесса проектирования.

### **Выводы**

Информационное моделирование следует рассматривать как принцип, а не как готовую конечную технологию или систему. Этот принцип требует адаптации под конкретные проекты, проектные организации, заказчиков. Адаптация заключается в том, что каждый участник моделирования должен знать, как получить необходимые исходные данные из модели, какой информацией дополнить модель и куда и в каком виде предоставить результат. Эти процессы формируют BIM-стандарт организации. Эффективность на стадии проектирования проявляется при грамотной адаптации

### **Список цитируемых источников**

1. Барановский, И. В. Анализ мирового опыта внедрения BIM-технологий и их интеграция с телекоммуникационными системами: перспективы для Республики Беларусь / И. В. Барановский, И. В. Тимошкевич // Цифровая трансформация. – 2025. – Т. 31, № 3. – С. 54–65.
2. Мысовских, Д. А. Building information modeling в строительстве. Опыт использования. Проблемы внедрения / Д. А. Мысовских, И. Г. Овчинников // Вестник Евразийской науки. – 2021. – № 2.
3. BIM. Мировой опыт внедрения. – URL: <http://takosystems.com/polezno/item/69-bim-mirovoj-opyt-vnedreniya.html> (дата обращения: 11.11.2025).
4. BIM – от проекта до готового здания. Информационное моделирование в строительной отрасли. – URL: <https://rengabim.com/press-room/renga-v-smi/bim-ot-proekta-do-gotovogo-zdaniya-informacionnoe-modelirovanie-v-stroitelnoj-otrasli> (дата обращения: 11.11.2025).
5. BIM-моделирование в задачах строительства и архитектуры // Матер. VI Междунар. науч.-практ. конф. – URL: [https://www.spbgasu.ru/upload/iblock/345/hndzmlrvxjyyzvm75r16pbs2w06m3hwa/BIMAC\\_2023.pdf](https://www.spbgasu.ru/upload/iblock/345/hndzmlrvxjyyzvm75r16pbs2w06m3hwa/BIMAC_2023.pdf) (дата обращения: 11.11.2025).
6. Solutions and Standards. – URL: <https://www.buildingsmart.org/buildingsmart-international-events> (date of access: 11.11.2025).
7. What is SAF? – URL: <https://www.saf.guide/en/stable/getting-started/what-is-saf.html> (date of access: 11.11.2025).

# СОПРОТИВЛЕНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК БЕЗ ПОПЕРЕЧНОГО АРМИРОВАНИЯ ПРИ МЕСТНОМ ДЕЙСТВИИ РАСТЯГИВАЮЩИХ УСИЛИЙ

*Е. С. Матвеевко<sup>1</sup>, Н. Н. Шалобыта<sup>2</sup>, Н. В. Матвеевко<sup>3</sup>*

<sup>1</sup>научный сотрудник Испытательного центра, Брестский государственный технический университет, Брест, Беларусь, e-mail: elizabeth.brenkovich@yandex.by

<sup>2</sup>к. т. н., доцент, проректор по научной работе, Брестский государственный технический университет, Брест, Беларусь, e-mail: nnshalobyta@mail.ru

<sup>3</sup>к. т. н., ведущий научный сотрудник ОЛ НИЦИС, Брестский государственный технический университет, Брест, Беларусь, e-mail: nikifarych@yandex.ru

## **Аннотация**

**Предмет исследования:** сопротивление железобетонных балок без поперечного армирования при местном действии растягивающих сосредоточенных усилий (отрыва).

**Цели:** оценка зависимостей, приведенных в действующих технических отечественных и зарубежных нормативно-правовых актах, для определения сопротивления железобетонных балок без поперечного армирования при местном действии растягивающих усилий.

**Материалы и методы:** экспериментально-теоретические.

**Результаты:** выполнено экспериментальное исследование сопротивления железобетонных балок при различном положении по высоте сечения сосредоточенной силы. Выполнен сравнительный анализ действующих нормативных документов в области определения сопротивления срезу элементов без поперечного армирования.

**Выводы:** применение положений отечественных и зарубежных норм для определения сопротивления элементов без поперечного армирования при местном растяжении не вполне корректно. Необходима разработка модели, учитывающей особенности напряженно-деформированного состояния элементов подобного рода.

## **Введение**

Как известно, сопротивление срезу железобетонных балок зависит от различных факторов: прочности бетона, форм и размеров сечения элемента, схем загрузки элемента и пролета среза, а также процента продольного и поперечного армирования, степени предварительного напряжения и др. [1, 2].

Одним из наиболее важных и наименее изученных факторов является схема загрузки [3]. Как правило, балочные изгибаемые элементы нагружаются равномерно распределенной или сосредоточенной нагрузками. При этом нагрузка может быть приложена к верхней грани элемента или в пределах высоты ее сечения. Как установлено по результатам выполненных в разные годы экспериментальных исследований [2, 3], разрушение изгибаемых железобетонных элементов на приопорных участках при этих загрузках может происходить либо по наклонному сечению, либо вследствие отрыва их нижней части в месте передачи нагрузки.

## **Обзор литературы**

Исследования влияния схемы загрузки в зависимости от положения по высоте сечения точки приложения сосредоточенной силы на картину трещинообразования балок, а также на характер их разрушения и несущую способность проводились в середине 70-х годов прошлого столетия. Б. Н. Оныськивым

выделены следующие особенности разрушения балок при различных схемах загрузки [3].

1. При расположении грузовой консоли (второстепенной/поддерживаемой) в пределах всей высоты сжатой зоны бетона или по высоте сечения, когда верхние грани консолей балок совпадают, разрушение происходит по наклонному сечению.

2. При расположении грузовой консоли в растянутой зоне бетона и в средней части сечения разрушение происходит в следствии отрыва по трещине, огибающей консоль.

### Материалы и методы

Для исследования сопротивления железобетонных балок при различном положении по высоте сечения сосредоточенных сил изготовлены железобетонные однопролетные балки длиной 3000 мм и размерами сечения  $b \times h = 220 \times 500$  мм с железобетонными консолями, расположенными в разных уровнях по высоте сечения элемента [4]. Балки были запроектированы из условия обеспечения сопротивления изгибу и срезу в соответствии с СП 5.03.01-2020 [5], поперечное армирование в зоне приложения сосредоточенных сил предусмотрено не было.

Конструктивные характеристики балки представлены на рисунке 1 и в таблице 1.

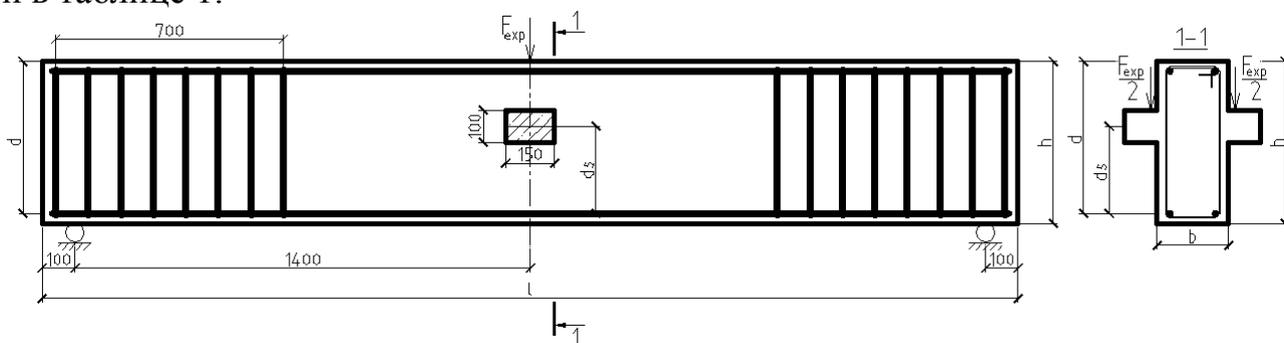


Рисунок 1 – Конструкция опытных балок

Таблица 1 – Основные конструктивные характеристики опытных балок

Марка балок	Размеры, см			$d_s/d$	Продольная арматура		$\rho_l, \%$	$f_{cm}, \text{МПа}$
	b	h	l		нижняя	верхняя		
Б-1	22	50	300	0,55	2Ø16 S500	2Ø8 S500	0,39	42,9
Б-2				0,43	2Ø14 S500			

### Результаты исследования

Разрушение обеих балок произошло вследствие отрыва нижней части образцов по трещине, огибающей консоль.

Поскольку отрыв является частным случаем среза, для оценки несущей способности опытных образцов в сравнительном анализе могут быть применены зависимости для определения сопротивления срезу элементов без поперечного армирования, приведенные в различных нормативных документах (таблица 2).

Как показано в таблице 2, различия в величине усилий, полученных по результатам экспериментальных исследований и вычисленных в соответствии с техническими нормативно-правовыми актами составляют от 5 % до 55 %, а сопротивление балки Б-2, рассчитанное по EN 1992-1-1: 2023, оказалось выше на 11 %, чем полученное экспериментально. Необходимо отметить, что практически все зависимости построены на учете схемы загрузки равномерно распределенной нагрузкой.

**Таблица 2 – Сопротивление срезу опытных образцов**

Нормативный документ	Экспериментальные образцы					
	Балка Б-1			Балка Б-2		
	$V_{рас}$	$V_{exp}$	%	$V_{рас}$	$V_{exp}$	%
СП 5.03.01-2020	54,9	65	84 %	56,0	60	93 %
СП 63.13330.2018	36,6		56 %	47,0		78 %
BS 8110-1	32,7		50 %	33,3		55 %
CSA A233-04	44,3		68 %	56,9		95 %
AS 3600	38,1		59 %	35,5		59 %
SCE 2007	35,1		54 %	35,7		59 %
ModelCode 2020	30,7		45 %	30,0		53 %
EN 1992-1-1: 2023	58,8		90 %	66,7		111 %
DIN 1045-1:2008-08	45,8		70 %	46,6		78 %
NSZ 3101-1	49,9		77 %	46,8		78 %

При использовании ряда нормативных документов (СП 63.13330.2018, BS 8110-1, AS 3600, SCE 2007, ModelCode 2020) получена приблизительно одинаковая несущая способность обеих балок, что практически в два раза ниже экспериментальных значений. При этом следует отметить, что согласно другим нормативным документам (СП 5.03.01-2020, EN 1992-1-1: 2023, NSZ 3101-1) соотношение сопротивления балок Б-2 и Б-1 составляет от 1,15 до 1,30. Данное обстоятельство может быть объяснено особенностями учета конструктивных параметров балок, таких как коэффициент армирования, масштабный фактор, прочность бетона.

### Выводы

Как показывают проведенные исследования, для оценки несущей способности элементов при местном действии сосредоточенных сил, приложенных в пределах высоты сечения элемента, применение известных методик для определения сопротивления срезу элементов без поперечного армирования требуют корректировки. Выражения, приведенные в ряде нормативных документов (СП 5.03.01-2020, EN 1992-1-1: 2023), показывают неплохую сходимость с результатами экспериментальных исследований. Однако окончательные вывод о возможности применения данных методик для балок с другими конструктивными параметрами (положением грузовой консоли по высоте сечения балки и по длине, наличия предварительного напряжения, процента продольного армирования и др.) требуется проведение дополнительных исследований.

### Список цитируемых источников

1. Сасонко, Л. В. Исследование изгибаемых предварительно напряженных железобетонных конструкций с отогнутой арматурой : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / Сасонко Леонид Владимирович ; Науч.-исслед. ин-т бетона и железобетона (НИИЖБ). – М., 1974. – 146 л.
2. Кривицкий, П. В. Сопротивление срезу предварительно напряженных железобетонных балок с полого отогнутыми канатами : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / Кривицкий Павел Васильевич ; Брест. гос. техн. ун-т (БрГТУ). – Брест, 2016. – 167 л.
3. Оныськив, Б. Н. Исследование прочности изгибаемых железобетонных элементов на действие поперечных сил при различном положении сосредоточенных нагрузок по высоте сечения : автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Оныськив Богдан Николаевич ; Науч.-исслед. ин-т строит. кон-ций (НИИСК) – Киев, 1976. – 19 с.
4. Матвеевко, Е. С. Численное исследование поведения железобетонного балочного элемента в условиях приложения местного действия растягивающих усилий / Е. С. Матвеевко, Н. В. Матвеевко, Н. Н. Шалобыта // Проблемы современного строительства – 2023 : междунар. конф., Минск, 23 мая 2023 г. : сборник научных статей / БНТУ. – Минск, 2023.
5. Бетонные и железобетонные конструкции : СП 5.03.01-2020. – Введ. 16.09.2020. – Минск : Мин-во архитектуры и строительства Респ. Беларусь, 2020. – 244 с.

# ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА И КОНСТРУИРОВАНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ СБОРНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО КАРКАСА С УЧЕТОМ ТРЕБОВАНИЙ СП 5.03.01-2020 В РАМКАХ АКТУАЛИЗАЦИИ СЕРИИ 1.020.1-1/87

*Н. В. Матвеевко<sup>1</sup>, П. В. Кривицкий<sup>2</sup>, К. К. Глушко<sup>3</sup>*

<sup>1</sup>к. т. н., ведущий научный сотрудник отраслевой лаборатории «Научно-исследовательский центр инноваций в строительстве», Брестский государственный технический университет, Брест, Беларусь, e-mail: [nikifarych@yandex.ru](mailto:nikifarych@yandex.ru)

<sup>2</sup>к. т. н., доцент, заведующий отраслевой лабораторией «Научно-исследовательский центр инноваций в строительстве», Брестский государственный технический университет, Брест, Беларусь, e-mail: [krivitskiyp@mail.ru](mailto:krivitskiyp@mail.ru)

<sup>3</sup>к. т. н., доцент, доцент кафедры архитектуры, Брестский государственный технический университет, Брест, Беларусь, e-mail: [konstantin.glushko@bk.ru](mailto:konstantin.glushko@bk.ru)

## **Аннотация**

**Предмет исследования:** несущая способность и устойчивость связевого каркаса по серии 1.020.1-1/87 и его отдельных несущих элементов.

**Цели:** подготовка рекомендаций по компоновке каркаса, разработка рабочих чертежей несущих конструкций каркаса, соответствующие современным требованиям надежности.

**Материалы и методы:** теоретические исследования, численное моделирование.

**Результаты:** разработаны рекомендации по компоновке конструктивных схем каркаса, определена несущая способность основных элементов каркаса в виде графиков.

**Выводы:** по результатам проведенной работы получены рабочие чертежи строительных конструкций, соответствующие требованиям современных строительных норм и отвечающие установленным критериям надежности, при снижении общего расхода стали.

## **Введение**

Строительная отрасль является важной составляющей экономики Беларуси. В республике строят жилые и промышленные здания, объекты сельского хозяйства и здравоохранения, спортивные сооружения, автомобильные магистрали. Этому способствует постоянное развитие промышленности строительных материалов, на долю которой приходится почти 5 % ВВП. Современные материалы дают возможность воплотить в жизнь смелые архитектурные решения, качественно проводить реставрацию, реконструкцию, ремонт различных объектов.

На настоящий момент для большинства заводов-производителей железобетонных конструкций остро стоит вопрос сертификации выпускаемых изделий. Результат анализа номенклатуры выпускаемой продукции показывает, что, в подавляющем большинстве, техническая документация, применяемая на предприятиях-изготовителях, устарела (выполнена по советским нормативно-техническим стандартам) и не соответствует требованиям, действующих в настоящее время технических нормативно-правовых актов (СН 2.01.01-2022, СН 2.01.02-2019, СП 5.03.01-2020, СТБ EN 206-2016). Следует отметить,

что применение типовых серий, выпущенных более 40 лет назад, создает условия, при которых имеет место не только необоснованный перерасход материалов, но и снижение надежности изделий сборного железобетона. Простая замена (без перерасчета количества) арматуры АШ по ГОСТ 5781-82 на арматуру S500 по СТБ 1704-2012 приводит не только к перерасходу стали (при замене диаметра на диаметр), но и изменяет форму разрушения элемента.

На протяжении 2023–2025 гг. в рамках научно-исследовательской работы «Разработать научно обоснованные модели сопротивления конструктивных систем из сборного железобетона, выполнить на их основе оценку надежности к живучести каркасов многоэтажных зданий, в том числе в особых расчетных ситуациях, и переработать (актуализировать) рабочие чертежи серий 1.020-1/87 и 1.020-1/83 «Конструкции каркаса межвидового применения для многоэтажных общественных зданий» специалисты отраслевой лаборатории «Научно-исследовательский центр инноваций в строительстве» выполняли переработку указанных серий.

### **Обзор литературы**

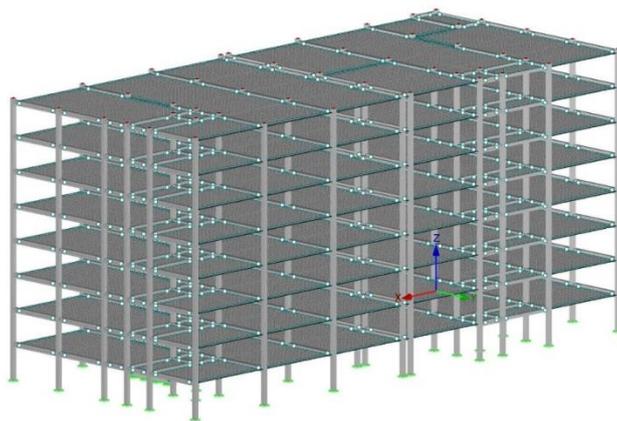
Каркасные здания, как в промышленности, так и в гражданском строительстве, приобрели широкую популярность благодаря разнообразию объемно-планировочных решений внутреннего пространства. Это стало возможным благодаря полной индустриализации изготовления и монтажа конструкций, а также дифференциации несущих и ограждающих элементов по их функциональному назначению. Упрощение системы унификации и типизации позволяет эффективно использовать и распределять материалы, что в свою очередь приводит к снижению общего расхода.

Одной из ключевых особенностей каркасов многоэтажных зданий из сборного железобетона является наличие большого количества узловых сопряжений, которые, в соответствии с принятой системой разрезки здания на элементы, обычно располагаются в наименее напряженных зонах [1]. Разрезка каркаса на конструктивные элементы основывается на нескольких принципах [2, 3]: минимизация числа типоразмеров и марок, простота и универсальность узлов сопряжения, соблюдение эстетических и архитектурных требований, а также экономичность и технологичность в процессе изготовления и монтажа.

### **Материалы и методы**

Работа по актуализации серии была начата с компоновки монтажных схем каркаса. За основу были взяты схемы, приведенные в выпусках 0-1 и 0-2 серии 1.020-1/87, и впоследствии доработанные с учетом действующих технических нормативно-правовых актов. Был выполнен сбор нагрузок, действующих на элементы каркаса: постоянных (собственный вес конструкций, вес конструкции пола, кровли и т. д.) и переменных (снеговые и функциональные нагрузки, ветровое воздействие). Статический расчет каркаса выполнялся в программных комплексах, таких как Dlubal Rfem, SAP 2000, Лира Софт (рисунок 1).

Результаты статического анализа ряда гипотетических, но реально реализуемых конструктивных систем получены в виде эпюр, изополей внутренних усилий в элементах каркаса, таблиц со значениями усилий. На основании вычисленных усилий выполнен расчет и конструирование основных несущих элементов каркаса: фундаментов, колонн, ригелей и диафрагм жесткости.



*Рисунок 1 – Численная модель каркаса с сеткой колонн  $6 \times 9$  м, высотой этажа 3,3 м, 8 этажей*

### **Результаты исследования**

Для каждого конструктивного элемента была получена несущая способность, определенная в соответствии с требованиями СП 5.03.01-2020.

Расчет фундаментов был произведен в соответствии с требованиями СП 5.03.01-2020 и СП 5.01.01-2023. При этом учитывались следующие требования:

1) требования, ограничивающие форму эпюры давления на грунт. Согласно СП 5.01.01-2023 допускается трапецидальная, треугольная ( $P_{\min} \geq 0$ ) и треугольная с неполным касанием подошвы грунта (двухзначная) эпюра давления. В последнем случае минимальная длина треугольной эпюры при действии момента должна быть не менее 0,75 размера подошвы в направлении действия момента;

2) несущая способность подошвы фундамента (плитной части) при работе на изгиб консольного выступа в сечении по грани колонны;

3) несущая способность стаканной части фундамента, определенная как для внецентренно сжатого элемента коробчатого сечения;

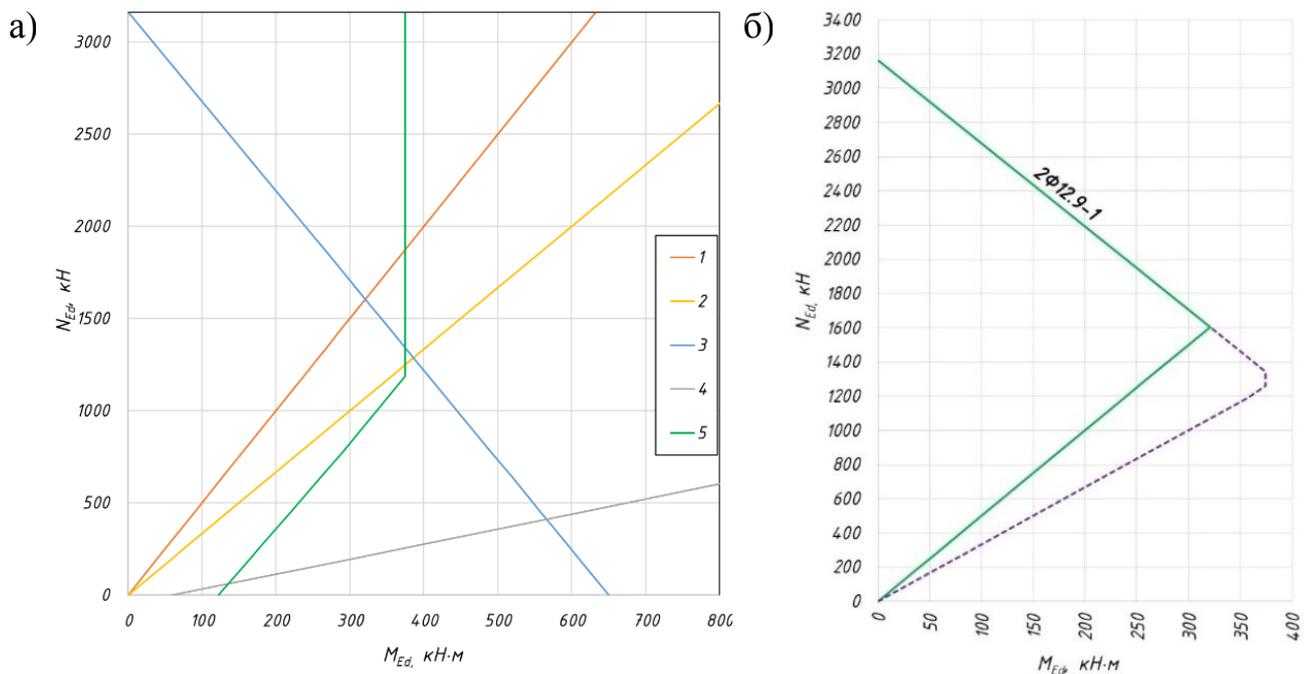
4) несущая способность стаканной части фундамента из расчета по наклонному сечению, проходящему через стенки стакана.

Графическое изображение несущей способности фундамента может быть представлено в виде системы графиков, каждый из которых отражает одно из перечисленных выше требований (рисунок 2а). Если принять за допустимые величины изгибающего момента и продольной силы координаты точек, расположенных внутри области, ограниченной линиями, то можно получить обобщенный график несущей способности (рисунок 2б).

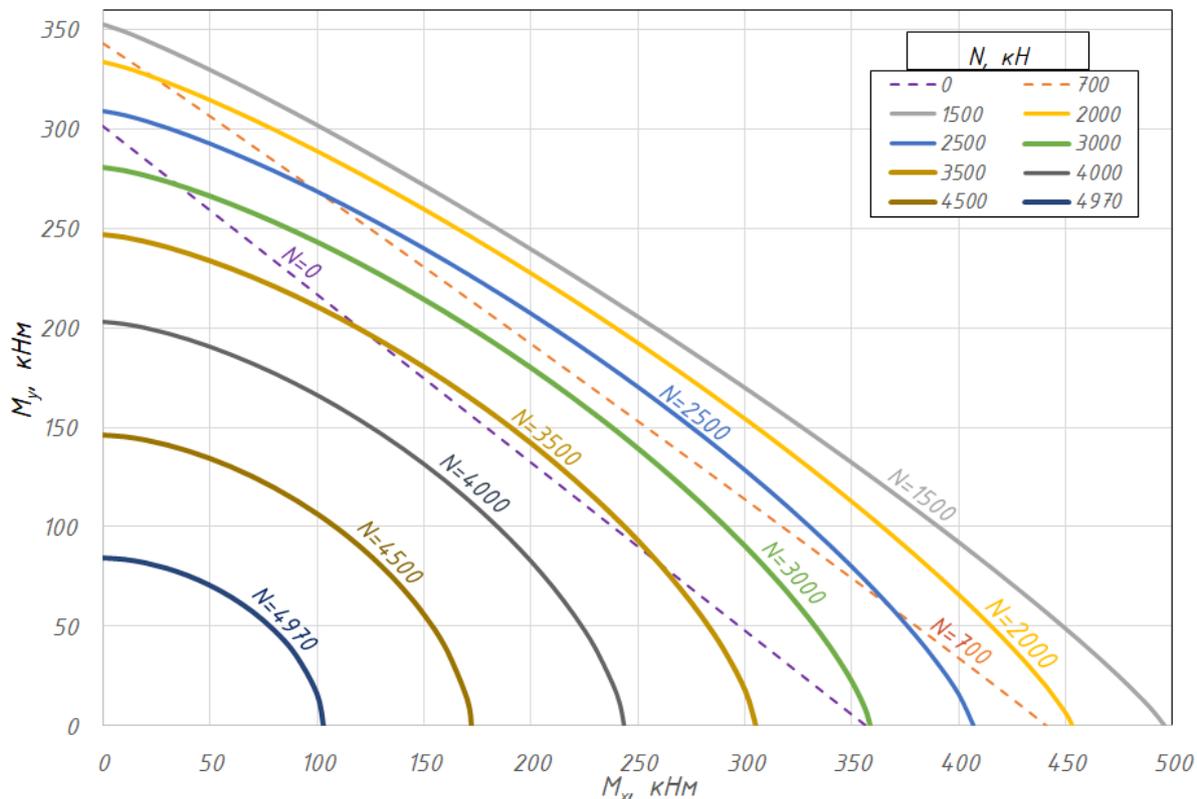
Колонны каркаса работают как внецентренно сжатые элементы. Поскольку пространственная жесткость в связевом каркасе обеспечивается диафрагмами жесткости величина изгибающих моментов незначительна.

Для удобства несущая способность колонны при двухосном изгибе представлена в виде графика сопротивления сечения, который представляет собой линии уровня (горизонтали) для определенных значений продольной силы  $N_{Ed}$  в координатах значений изгибающих моментов  $M_{Ed,x}$  (по горизонтальной оси) и  $M_{Ed,y}$  (по вертикальной оси) (рисунок 3) [4].

Несущая способность ригелей и диафрагм жесткости получена в виде таблиц.



1 –  $R_{\min} \geq 0$ ; 2 –  $R_{\min} \geq 0$  (неполное касание подошвы); 3 – Несущая способность подошвы фундамента; 4 – Несущая способность стаканной части (внецентренное сжатие); 5 – Несущая способность стаканной части (по наклонному сечению)  
 а) графики несущей способности; б) обобщенный графики несущей способности (штриховой линией обозначен случай неполного касания подошвы)  
**Рисунок 2** – Несущая способность для фундамента 2Φ12.9-1



**Рисунок 3** – График сопротивления сечения колонны с размерами 400 × 400 армированное 8Ø28 S500

## Выводы

По результатам проведенной работы получены рабочие чертежи строительных конструкций, соответствующие требованиям современных строительных норм и отвечающие установленным критериям надежности, при снижении общего расхода стали (таблица 1 и 2).

**Таблица 1** – Сравнение показателей расхода стали для колонн на здание

1.020-1/87			Б1.020-1.23		
Марка колонны	Кол.	Расход стали, кг	Марка колонны	Кол.	Расход стали, кг
крайние					
ЗКНО 33-2.34/44	18	371,6	2КНО 4.33-2.9/2	18	196,33
ЗКСО 33-2.33	18	177,4	2КСО 4.33-2.3	18	165,95
2КВО 33-2.23	18	105,1	2КСО 4.33-2.2	18	122,35
			2КВО 4.33-2.2	18	111,37
средние					
ЗКНД 33-2.59	32	1022,0	2КНД 4.33-2.17/15	32	568,25
ЗКСД 33-2.40	32	364,3	2КСД 4.33-2.5	32	242,61
2КВД 33-2.23	32	118,7	2КСД 4.33-2.2	32	133,93
			2КВД 4.33-2.2	32	122,95
Итого расход стали, кг		59933,8	Итого расход стали, кг		44895,7

**Таблица 2** – Сравнение показателей расхода стали для ригелей на здание

1.020-1/87			Б1.020-1.23		
Марка ригеля	Кол.	Расход стали, кг	Марка ригеля	Кол.	Расход стали, кг
РОП 4.56-60	80	170,22	РОП 4.56-60	80	284,16
РДП 4.56-110	28	254,3	РДП 4.56-110	28	289,37
РДП 4.26-110	12	75,57	РДП 4.26-110	12	104,96
РОП 4.26-55	40	79,02	РОП 4.26-55	40	100,4
Итого расход стали, кг		24805,6	Итого расход стали, кг		36109,9

По результатам анализа расхода стали на здания, запроектированные согласно сериям 1.020-1/87 и Б1.020-1.23 получили:

– уменьшение расхода стали на 25,09 % на изготовление колонн, принятых по серии Б1.020-1.23, по сравнению с серией 1.020-1/87 (таблица 1);

– уменьшение общего расхода стали (на изготовление колонн и ригелей) на 4,41 % для конструкций, принятых по серии Б1.020-1.23, по сравнению с серией 1.020-1/87 (таблица 2).

### Список цитируемых источников

1. Трекин, Н. Н. Податливость сборных дисков перекрытий / Н. Н. Трекин // Наука и техника транспорта. – 2003. – № 3. – С. 36–40.

2. Гранев, В. В. Повышение сборности и заводской готовности конструкций промышленных зданий / В. В. Гранев. – М. : Стройиздат, 1990. – 154 с.

3. Трекин, Н. Н. Пространственная работа несущих элементов каркасной системы с учетом нелинейности и податливости узловых сопряжений: дис... докт. техн. Наук : 05.23.01 / Трекин Николай Николаевич. – М., 2003. – 424 с.

4. Учет продольного изгиба при расчете сжатых элементов согласно отечественным и зарубежным нормам / Н. В. Матвеевко, П. В. Кривицкий, К. К. Глушко, Е. С. Матвеевко // сб. науч. ст. междунар. науч. конф. XVI Академические чтения, посвящ. 100-летию академика РААСН В. М. Бондаренко и 96-летию академика РААСН Г. Л. Осипова, Москва, 1–3 июля 2025 г. – НИУ МГСУ.

# МОДЕЛИРОВАНИЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ ПРОДАВЛИВАНИЮ ПЛОСКИХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ МЕТОДАМИ МАШИННОГО ОБУЧЕНИЯ

***В. В. Молош<sup>1</sup>, А. Е. Желткович<sup>2</sup>, К. Пархоц<sup>3</sup>, И. Г. Томашев<sup>4</sup>***

<sup>1</sup>*к. т. н., доцент, доцент кафедры прикладной механики, Брестский государственный технический университет, Брест, Беларусь, e-mail: m.vic@rambler.ru*

<sup>2</sup>*к. т. н., доцент, доцент кафедры прикладной механики, Брестский государственный технический университет, Брест, Беларусь, e-mail: gelpek@mail.ru*

<sup>3</sup>*инженер-программист, Беларусь, e-mail: konstantinparhoc@gmail.com*

<sup>4</sup>*м. т. н., ст. преподаватель кафедры прикладной механики, Брестский государственный технический университет, Брест, Беларусь, e-mail: tomashev@mail.ru*

## **Аннотация**

**Предмет исследования:** величина результирующей равнодействующей поперечной силы в расчетах сопротивления продавливанию плоской железобетонной плиты.

**Цели:** разработать расчетную модель сопротивления продавливанию железобетонной монолитной плиты, в основу которой положен современный альтернативный подход, базирующийся на применении полносвязной нейронной сети; выявить оптимальное количество промежуточных слоев и нейронов в каждом слое нейронной сети; проверить точность разработанной модели.

**Материалы и методы:** методы алгоритмизации обучения полносвязной нейронной сети, предназначенной для предсказания величины результирующей равнодействующей поперечной силы, а также методы статистического оценивания ошибки расчетной модели.

**Результаты:** в исследовании применены обучаемые нейронные сети с целью определения сопротивления продавливанию железобетонных плит перекрытий и фундаментов без поперечной арматуры; разработана достоверная расчетная модель, базирующиеся на алгоритме работы полносвязной искусственной нейронной сети (персептрон), которая значительно быстрее, а в ряде случаев и проще, в сравнении с известными методами предсказывает величину предельной продавливающей силы в расчетах сопротивления продавливанию железобетонных плит перекрытий и фундаментов без поперечной арматуры и обладает относительной высокой точностью, которая превышает точность большинства известных в настоящее время расчетных моделей сопротивления продавливанию.

**Выводы.** Модели, базирующиеся на применении нейронной сети с полносвязной архитектурой, обладают достаточно высокой способностью для предсказания величины сопротивления продавливанию плоских железобетонных монолитных плит и могут быть использованы в ситуациях, когда необходимо получить предварительное быстрое оценивание величины сопротивления продавливанию. Данное направление требует дальнейшего углубленного анализа с целью получения надежных расчетных моделей, позволяющих выполнять

цифровое моделирование и прогнозирование предельных величин сопротивления продавливанию.

### **Введение**

В соединении железобетонной монолитной плиты перекрытия и колонны под нагрузкой возникает сложное напряженно-деформированное состояние, в результате которого в предельном состоянии плита хрупко разрушается с выделением из нее части бетона конической формы (пирамиды продавливания). Многочисленные экспериментальные и теоретические исследования, направленные на изучение сопротивления продавливанию, привели к возникновению целого ряда расчетных моделей. Однако вышеупомянутые расчетные модели имеют относительно невысокую точность предсказания.

Развитие нейросетевых технологий, которые получают в последние годы все большее применение во всех отраслях техники, позволило использовать в решении огромного количества инженерных задач, в том числе и задачи сопротивления продавливанию, алгоритмы, в основе которых лежат методы обработки данных [1, 2] и машинное обучение (machine learning, ML) [1, 3, 4, 8].

### **Обзор литературы**

Задача сопротивления железобетонных плит продавливанию исследуется с начала прошлого столетия. Тем не менее, к настоящему времени она остается не решенной в полной мере и в области теории железобетонных конструкций с точки зрения значимости является одной из наиболее актуальных. Продолжается поиск не только традиционных методов решения задачи сопротивления продавливанию, но также разрабатываются новые альтернативные подходы, к которым относятся методы машинного обучения.

Достаточно большое количество исследований связано с разработкой расчетных моделей сопротивления продавливанию железобетонных плит, в основу которых положены нейросетевые алгоритмы: А. N. D. Hoang [5], Н. D. Nguyen и др. [6], S. Mangalathu и др. [7], Y. X. Shen и др. [1], G. T. Truong и др. [8].

### **Материалы и методы**

Для предсказания сопротивления продавливанию железобетонных монолитных плит применяли полносвязную нейросеть (персептрон).

При обучении искусственный нейрон (рисунок 1, а) выполняет операцию нелинейного преобразования суммы произведений входных сигналов  $x_i$  на весовые коэффициенты  $\omega_{ij}$  (взвешенное суммирование) с добавлением порога нейронного элемента  $T$ , характеризующего расположение функции активации по оси абсцисс [9]. Взвешенная сумма  $S$  рассчитывается по формуле (1)

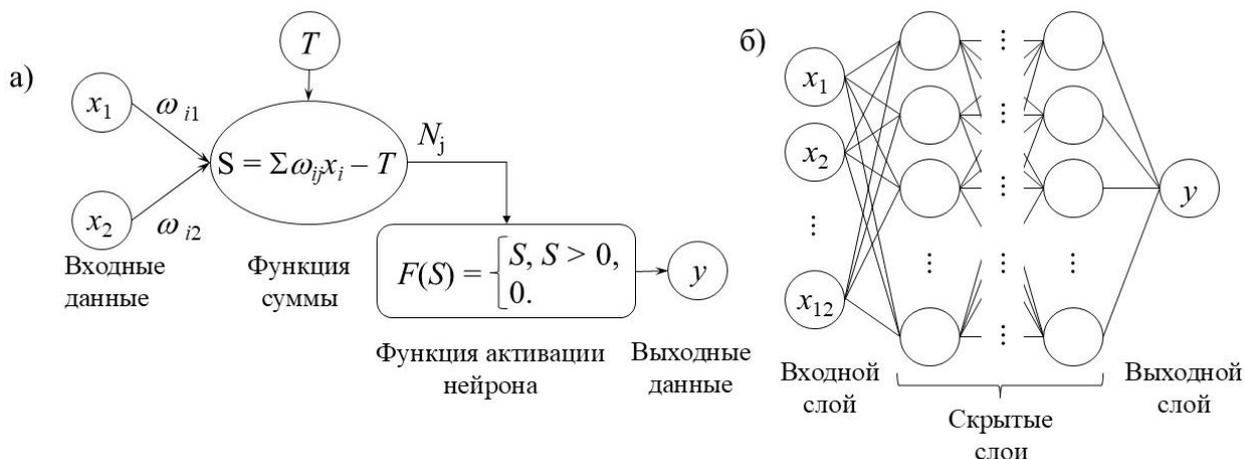
$$S = \sum \omega_{ij} x_i - T. \quad (1)$$

Для активации нейрона использовали ректификационную функцию (*ReLU*)

$$F(S) = \begin{cases} S, & S > 0, \\ 0. & \end{cases} \quad (2)$$

Такие вычисления выполняются для каждого из нейронов скрытых и выходного слоев (рисунок 1, б). В результате в выходном слое получается некоторое значение искомой величины  $Y$ , которое сравнивается с действительным

эталонным значением  $E$  – сопротивление срезу при продавливании  $V_{u,exp}$ , полученное при экспериментальном исследовании фактических образцов железобетонных плит. В процесс обучения нейронной сети изменяются весовые коэффициенты методом обратного распространения ошибки (англ. backpropagation).



а) – структура персептрона. имитирующая один биологический нейрон [9];

в) – общая принципиальная схема персептрона с несколькими скрытыми слоями. используемая в данном исследовании

**Рисунок 1** – Архитектура нейросети

В качестве ошибки модели использовали среднеквадратичную ошибку

$$E_s = \frac{1}{n} \sum_j (y_j^k - e_j^k)^2, \quad (3)$$

где  $n$  – размерность обучающей выборки.

Алгоритм выполняется до тех пор. пока суммарная квадратичная ошибка сети не станет меньше заданной. т. е.

$$E_s \leq E_e. \quad (4)$$

Нейронная сеть была реализована с помощью открытой программной библиотеки для машинного обучения TensorFlow, разработанной компанией Google для решения задач построения и обучения нейронных сетей.

Для обучения нейронной сети была сформирована база экспериментальных данных, взятых из доступных литературных источников, которая включала сведения о 248 экспериментальных образцах плит, испытанных зарубежными и отечественными авторами, которая была разделена на две части: 200 образцов были предназначены для обучения нейросетевой модели; 48 образцов, неиспользованных в обучении, составили тестовую выборку.

Входной слой включал двенадцать нейронов (факторы, влияющие на сопротивление продавливанию):  $X_1$  – форма колонны в плане;  $X_2, X_3$  – размеры сторон экспериментальной железобетонной плиты ( $a, b$ );  $X_4$  – высота плиты ( $h$ );  $X_5, X_6$  – размеры колонны ( $r, a_k, b_k$ );  $X_7$  – рабочая эффективная высота плиты ( $d$ );  $X_8, X_9$  – средние соответственно прочность ( $f_{cm}$ ) и модуль упругости ( $E_{cm}$ ) бетона;  $X_{10}$  – коэффициент продольного армирования плиты ( $\rho$ );  $X_{11}, X_{12}$  – средние соответственно прочность ( $f_s$ ) и модуль упругости ( $E_s$ ) арматуры.

## Результаты исследования

С целью определения оптимального количества скрытых слоев и нейронов в каждом из них были разработаны несколько нейросетевых моделей, в которых количество промежуточных слоев варьировалось от 1 до 39, а количество нейронов в слое от 6 до 45.

Средствами оценивания достоверности нейросетевых моделей были выбраны следующие статистические параметры: средняя абсолютная ошибка ( $MAE$ ), стандартное отклонение ( $RMSE$ ), коэффициент корреляции Пирсона ( $r$ ), коэффициента детерминации ( $R^2$ ), величина поправочного коэффициента  $b$ , характеризующая насколько в среднем исследуемая модель безопасна или небезопасна, а также значения средней ошибки моделей ( $\Delta$ ), полученное по вектору ошибок ( $\delta$ ), и коэффициент вариации ( $V_\delta$ ) вектора ошибок  $\delta$ , рассчитанные в соответствии с процедурой, приведенной в приложении Д СН 2,01,01 [10]. Критериями наибольшей точности исследуемых моделей считали наименьшие значения средней абсолютной ошибки ( $MAE$ ), стандартного отклонения ( $RMSE$ ), значения средней ошибки ( $\Delta$ ) и коэффициент вариации ( $V_\delta$ ), а также наиболее близкие к 1 значения коэффициента корреляции Пирсона ( $r$ ) и коэффициента детерминации ( $R^2$ ).

Для моделей с количеством промежуточных слоев восемь и более, отмечена меньшая стабильность в обучении, о чем свидетельствует менее гладкая поверхность изменения кривой изменения ошибки модели в процессе ее обучения (рисунок 3).

С увеличением количества нейронов в слое в среднем наблюдается улучшение всех исследуемых статистик, которое, тем не менее, имеет вероятностный характер. Увеличение количества нейронов в слое практически не влияет на изменение ошибки ( $\delta$ ) и коэффициента вариации вектора ошибок ( $V_\delta$ ) в моделях с одним промежуточным слоем нейронов. Но в модели с 39 промежуточными слоями наблюдается в среднем значительное снижение этих параметров.

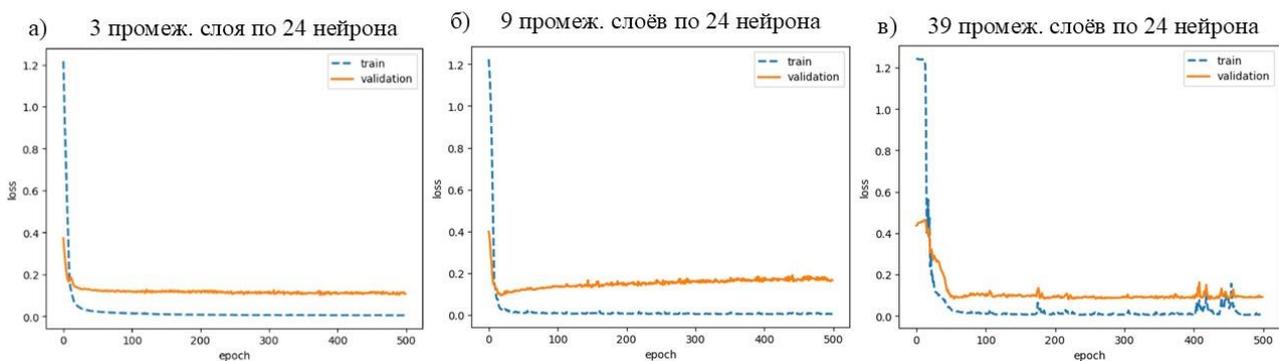


Рисунок 3 – Параметры обучения моделей нейронной сети

Увеличение количества промежуточных слоев ведет в среднем к уменьшению коэффициента корреляции Пирсона и коэффициента детерминации и увеличению средней абсолютной ошибки и стандартного отклонения, что свидетельствует об ухудшении моделей при увеличении промежуточных слоев. В общем ухудшение статистических параметров отмечено для моделей, у которых количество промежуточных слоев нейронов больше 18.

## Выводы

Модели, базирующиеся на применении нейронной сети с полносвязной архитектурой, обладают достаточно высокой способностью для предсказания величины сопротивления продавливанию плоских железобетонных монолитных плит перекрытий и покрытий.

Наилучшая предсказательная способность была отмечена для моделей с 12–18 промежуточными слоями по 20–24 нейрона в каждом слое.

Изменение всех статистических параметров, а, следовательно, и точность моделей, имеет вероятностный характер и сильно зависит от удачного подбора весовых коэффициентов в самом начале обучения, который осуществляется программой путем случайной генерации. При условии удачно сгенерированных весовых коэффициентах процесс обучения нейронной сети протекает более предсказуемо и стабильно, а результаты предсказаний, полученные после обучения, обладают высокой достоверностью.

## Список цитируемых источников

1. Shen, Y. Interpretable Machine Learning Models for Punching Shear Strength Estimation of FRP Reinforced Concrete Slabs / Y. Shen, J. Sun, S. Liang // *Crystals*, 2022. – № 259.
2. Geetha, N. K. Overview of machine learning and its adaptability in mechanical engineering / N. K. Geetha, P. Bridjesh // *Mater. Today*. – 2020. – Vol. 4.
3. Machine-learning interpretability techniques for seismic performance assessment of infrastructure systems / S. Mangalathu, K. Karthikeyan, D. C. Feng, J. S. Jeon // *Eng. Struct.* – 2022. – Vol. 250. – P. 112883.
4. Development of data-driven prediction model for CFRP-steel bond strength by implementing ensemble learning algorithms / S. Z. Chen, D. C. Feng, W. S. Han, G. Wu // *Constr. Build. Mater.* – 2021. – Vol. 303. – P. 124470.
5. Hoang, A. N. D. Estimating punching shear capacity of steel fibre reinforced concrete slabs using sequential piecewise multiple linear regression and artificial neural network Measurement / A. N. D. Hoang. – 2019. – Vol. 137. – P. 58–70.
6. Nguyen, H. D. Development of extreme gradient boosting model for prediction of punching shear resistance of r/c interior slabs / H. D. Nguyen, G. T. Truong, M. Shin // *Eng. Struct.* – 2021. – Vol. 235. – P. 112067.
7. Explainable machine learning models for punching shear strength estimation of flat slabs without transverse reinforcement / S. Mangalathu, H. Shin, E. Choi, J. S. Jeon // *J. Build. Eng.* – 2021. – Vol. 39. – P. 102300.
8. Truong, G. T. Assessment of punching shear strength of FRP-RC slab-column connections using machine learning algorithms / G. T. Truong, H. J. Hwang, C. S. Kim // *Eng. Struct.* – 2022. – Vol. 255. – P. 113898.
9. Головки, В. А. Нейросетевые технологии обработки данных / В. А. Головки, В. В. Краснопрошин. – Минск : Бел. гос. ун-т, 2017. – 264 с.
10. Основы проектирования строительных конструкций = Основы проектирования будауничых канструкций : СН 2.01.01. – Введ. 16.19.2019. – Минск : Стройтехнорм; Мин. арх. и стр. Республики Беларусь, 2020. – 89 с.

# ВЛИЯНИЕ ПОВЕРХНОСТНОЙ ОБРАБОТКИ ОТРАБОТАННЫХ ЛЕНТОЧНЫХ ПИЛ НА АДГЕЗИВНУЮ ПРОЧНОСТЬ КЛЕЕВЫХ СОЕДИНЕНИЙ С ДРЕВЕСИНОЙ

*Д. О. Мясников<sup>1\*</sup>, М. С. Лисятников<sup>2</sup>, С. И. Рощина<sup>3</sup>*

<sup>1</sup>*аспирант кафедры строительных конструкций, ВлГУ, Владимир, Россия, e-mail: daniil.miasnikov.96@mail.ru, 89607220500*

<sup>2</sup>*к. т. н., доцент кафедры строительных конструкций, ВлГУ, Владимир, Россия, e-mail: mlisyatnikov@mail.ru, 89040358335*

<sup>3</sup>*д. т. н., профессор, зав. кафедрой строительных конструкций ВлГУ, Владимир, Россия, e-mail: rsi3@mail.ru, 4922479804*

## **Аннотация**

**Предмет исследования:** в связи с высокими объемами производства пиломатериалов в Российской Федерации возникает проблема по утилизации отработанных полотен ленточных пил (ОПЛП), срок службы которых составляет 20–500 часов. Одним из перспективных направлений решения данной проблемы является использование ОПЛП в качестве материала для армирования деревянных строительных конструкций, что способствует как решению экологических проблем, так и снижению стоимости строительных конструкций.

**Цели:** целью исследования является определение влияния различных методов поверхностной обработки ОПЛП на адгезивную прочность клеевых соединений с древесиной для оптимизации технологии армирования деревянных балок.

**Материалы и методы:** исследование проводилось с использованием образцов древесины сосны сечением 50 × 50 мм, в которые клеивались ОПЛП, обработанные тремя различными способами: снятием гальванического слоя (царапины), нанесением вертикальных насечек с шагом 20 мм, нанесением крестообразных насечек с шагом 200 мм. Испытания выполнялись на разрывной машине РЭМ-100 при скорости нагружения 5 мм/мин. Общий объем испытаний составил 15 образцов (по пять образцов для каждого типа обработки).

**Результаты:** результаты испытаний показали, что образцы с ОПЛП, обработанными методом снятия гальванического слоя, демонстрируют наибольшую адгезивную прочность (среднее значение 11,28 кН) с разрушением по древесине. Образцы с крестообразными насечками показали прочность 9,93 кН с разрушением по металлу, а образцы с продольными насечками – 8,94 кН с разрушением по металлу. Коэффициенты вариации для всех типов обработки не превышали 6,5 %, что свидетельствует о достаточной однородности результатов.

**Выводы:** наиболее эффективным способом поверхностной обработки ОПЛП для обеспечения высокой адгезивной прочности является снятие гальванического слоя. Полученные результаты могут быть использованы при разработке технологии производства армированных деревянных конструкций с применением вторичных материалов, что способствует решению проблем утилизации отходов деревообрабатывающей промышленности и снижению стоимости строительных конструкций.

## **Введение**

В условиях интенсивного развития строительной индустрии в Российской Федерации особую актуальность приобретают вопросы рационального использования природных ресурсов и экологически безопасной утилизации промышленных отходов [1, с. 29]. Деревообрабатывающая промышленность является одним из крупнейших потребителей металлорежущего инструмента, в том числе ленточных пил, ресурс которых ограничен и составляет от 20 до 500 часов, в зависимости от условий эксплуатации [2, с. 44].

Накопление отработанных полотен ленточных пил (ОПЛП) создает серьезную экологическую проблему, поскольку данные отходы содержат легированные стали и твердые сплавы, а также остатки древесных материалов, что затрудняет их переработку и утилизацию традиционными методами [3, с. 107].

Использование ОПЛП в качестве армирующих элементов для деревянных конструкций представляется перспективным направлением, позволяющим решить одновременно несколько задач: утилизацию промышленных отходов, снижение стоимости строительных материалов за счет использования вторичных ресурсов, а также повышение прочностных характеристик деревянных элементов [4, с. 459], [5, с. 99].

В работах [6, с. 317], [7, с. 24] отмечается, что армирование деревянных конструкций различными материалами позволяет повысить их несущую способность и жесткость, снизить расход древесины до 30 %, применять древесину более низких сортов и значительно снизить стоимость конструкций “в деле”.

Эффективность клеевых соединений “древесина – арматура” в значительной степени зависит от качества подготовки поверхности контакта, обеспечивающего оптимальные условия для адгезионного взаимодействия [8, с. 145]. Поэтому выбор метода поверхностной обработки ОПЛП является ключевым фактором для обеспечения требуемых эксплуатационных характеристик армированных деревянных конструкций.

Цель настоящего исследования – определить влияние различных методов поверхностной обработки ОПЛП на адгезивную прочность клеевых соединений с древесиной и выбрать оптимальную технологию подготовки поверхности для армирования деревянных конструкций.

## **Обзор литературы**

Исследования в области армирования деревянных конструкций ведутся на протяжении нескольких десятилетий, В работах [9, с. 100], [10, с. 22] было показано, что включение различных армирующих элементов в древесные композиты позволяет значительно улучшить их механические характеристики, Особый интерес представляют исследования по использованию вторичных металлических материалов в качестве арматуры [11, с. 37].

Применение эпоксидных клеев для соединения древесины с различными материалами исследовано в работах [12, с. 81], [13, с. 176]. Показано, что эпоксидные композиции обеспечивают высокую прочность соединений при правильной подготовке поверхности контакта. Важность подготовки поверхности для обеспечения адгезии подчеркивается в работах [14, с. 244], [15, с. 96].

Методы поверхностной обработки металлов для улучшения адгезии с полимерными материалами рассматриваются в работах [16, с. 260], [17, с. 135]. Механическая обработка, включая создание шероховатости, является одним из наиболее эффективных способов повышения адгезионной прочности [18, с. 247].

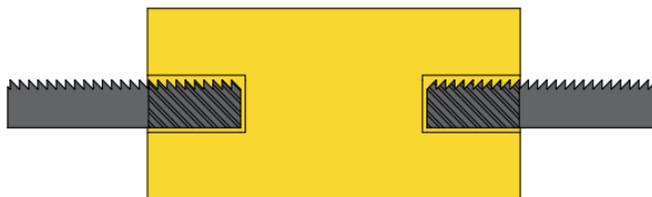
Исследования возможности использования отработанных металлорежущих инструментов в строительных конструкциях представлены в работах, в которых показана перспективность данного направления для решения экологических и экономических задач.

### **Материалы и методы**

Для проведения экспериментальных исследований использовались образцы древесины сосны обыкновенной с размером поперечного сечения  $50 \times 50$  мм и длиной 200 мм. Выбор древесины сосны обусловлен ее широким применением в строительстве, доступностью и хорошими технологическими свойствами [19, с. 9]. В качестве армирующих элементов использовались отработанные полотна ленточных пил, с поперечным сечением  $1,1 \times 25$  мм и переменным шагом зубьев 10/14 [20, с. 235].

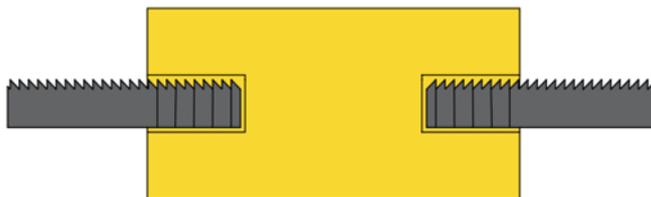
Всего было изготовлено 15 образцов (по пять образцов для каждого типа поверхностной обработки).

ОПЛП с обработанной поверхностью (маркировка ОЦ-1–ОЦ-5): механическое удаление гальванического слоя до основного металла с созданием шероховатости (рисунок 1).



*Рисунок 1 – ОПЛП с нанесением царапин*

ОПЛП с вертикальными насечками (маркировка ОН-1–ОН-5): нанесение вертикальных параллельных насечек по всей длине пильного полотна с шагом 20 мм (рисунок 2).



*Рисунок 2 – ОПЛП с вертикальными насечками*

ОПЛП с крестообразными насечками (маркировка ОК-1–ОК-5): нанесение крестообразных насечек по всей длине пильного полотна с шагом 200 мм (рисунок 3).



*Рисунок 3 – ОПЛП с крестообразными насечками*

Паз в древесной заготовке для вклеивания ОПЛП выполнялся прямоугольной формы глубиной 3,7 мм и шириной 30,6 мм с помощью пазовой фрезы диаметром 10 мм на фрезере при частоте вращения шпинделя 30000 об/мин [21, с. 217].

Для клеевого соединения использовалась композиция на основе эпоксидной смолы ЭД-20 с отвердителем – полиэтиленполиамином (ПЭПА) в соотношении 100:12 по массе, с наполнителем – кварцевым песком (20 % от массы смолы) и пластификатором – дибутилфталатом (5 % от массы смолы) [22, с. 114].

Процесс подготовки образцов включал следующие этапы:

- 1) подготовку древесных заготовок с устройством пазов;
- 2) поверхностную обработку ОПЛП согласно экспериментальной программе;
- 3) очистку и обезжиривание поверхностей;
- 4) приготовление клеевой композиции;
- 5) вклеивание ОПЛП в пазы древесных заготовок;
- 6) отверждение клеевого соединения при температуре  $20 \pm 2^\circ\text{C}$  в течение 72-х часов.

Испытания на выдергивание проводились на разрывной машине РЭМ-100 с измерением максимальной разрушающей нагрузки. Скорость нагружения составляла 5 мм/мин согласно рекомендациям [23, с. 409].

Статистическая обработка результатов включала расчет среднего значения разрушающей нагрузки ( $F_{\text{ср}}$ ), стандартного отклонения ( $\sigma$ ), коэффициента вариации (CV) для каждой группы образцов, Достоверность различий оценивалась по критерию Стьюдента при уровне значимости  $p = 0,05$ .

### Результаты исследования

Результаты испытаний образцов на выдергивание представлены в таблице 1.

**Таблица 1** – Результаты испытаний образцов на выдергивание

№ образца	ОПЛП с царапинами (F, кН)	ОПЛП с вертикальными насечками (F, кН)	ОПЛП с крестообразными насечками (F, кН)
1	11,1	8,7	9,8
2	12,3	8,5	10,0
3	10,7	9,1	10,2
4	10,8	8,6	9,9
5	11,5	9,8	9,75

Статистический анализ результатов испытаний представлен в таблице 2.

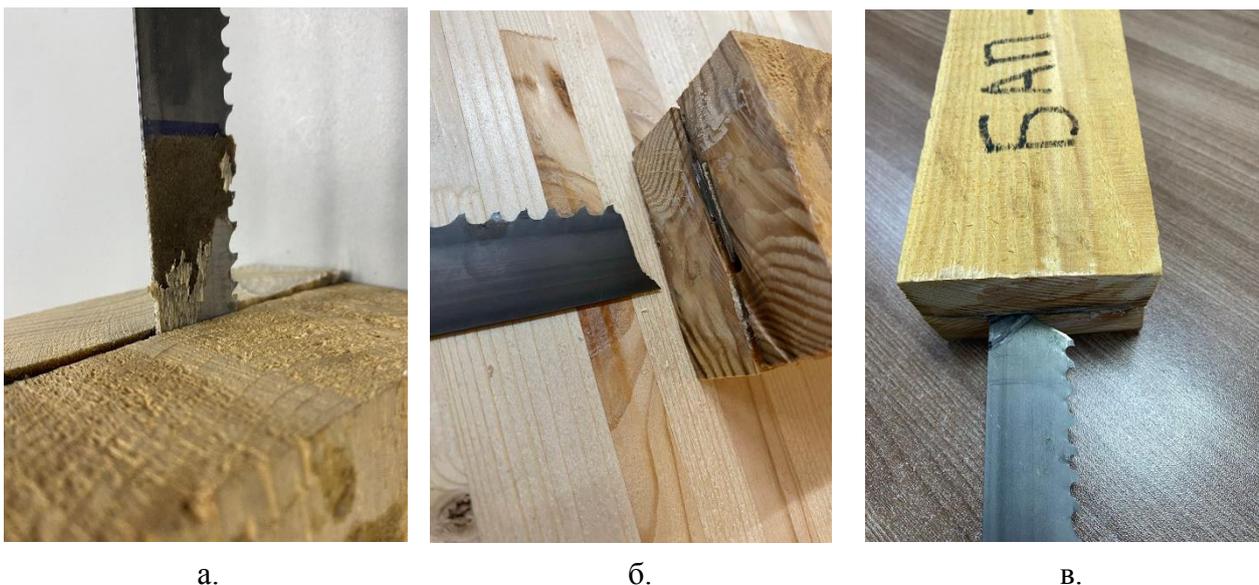
**Таблица 2** – Статистические параметры разрушающих нагрузок

Тип обработки	$F_{\text{ср}}$ , кН	$\sigma$ , кН	CV, %	Характер разрушения
Обработанная поверхность	11,28	0,67	5,94	По древесине
Вертикальные насечки	8,94	0,58	6,49	По металлу в области насечек
Крестообразные насечки	9,93	0,19	1,91	По металлу в области насечек

Анализ результатов показывает, что наибольшую адгезивную прочность демонстрируют образцы с ОПЛП, обработанными методом снятия гальванического слоя ( $F_{ср} = 11,28$  кН). При данном типе обработки происходит разрушение по древесине, что свидетельствует о достижении максимально возможной прочности соединения в пределах прочности основного материала.

Образцы с крестообразными насечками показали промежуточные результаты ( $F_{ср} = 9,93$  кН), при этом разрушение происходило по металлу в области насечек, Вертикальные насечки обеспечили наименьшую прочность ( $F_{ср} = 8,94$  кН) с разрушением также по металлу.

Характер разрушения образцов представлен на рисунке 4.



а – ОПЛП с царапинами; б – ОПЛП с вертикальными насечками; в – ОПЛП с крестообразными насечками

*Рисунок 4 – Характер разрушения образцов*

Полученные результаты хорошо коррелируют с теоретическими представлениями о влиянии шероховатости поверхности на адгезионную прочность. Обработка поверхности путем удаления гальванического слоя создает оптимальную шероховатость, способствующую максимальному механическому сцеплению с клеевым составом.

Сравнительный анализ с традиционными видами арматуры показывает, что ОПЛП с оптимальной обработкой поверхности обеспечивают адгезивную прочность, близкую к прочности соединений со стальной арматурой (разница составляет около 3%), что подтверждает перспективность их применения в качестве армирующих элементов.

### **Выводы**

Наиболее эффективным способом поверхностной обработки ОПЛП для обеспечения высокой адгезивной прочности с древесиной является механическое удаление гальванического слоя с созданием шероховатости ( $F_{ср} = 11,28$  кН).

Нанесение вертикальных насечек обеспечивает наименьшую адгезивную прочность ( $F_{ср} = 8,94$  кН), что объясняется концентрацией напряжений в узких насечках.

Крестообразные насечки занимают промежуточное положение ( $F_{ср} = 9,93$  кН) и обеспечивают большую прочность по сравнению с вертикальными насечками.

Характер разрушения образцов с ОПЛП при оптимальной обработке поверхности происходит по древесине, что свидетельствует о достижении максимально возможной прочности соединения.

Полученные результаты подтверждают перспективность использования ОПЛП в качестве армирующих элементов для деревянных конструкций, что позволяет решить проблему утилизации отходов деревообрабатывающей промышленности.

Применение ОПЛП в качестве арматуры может обеспечить экономию до 15–20 % стоимости армированных деревянных конструкций за счет использования вторичных материалов.

### Список цитируемых источников

1. Георгиев, С. В. Изменение относительных деформаций в композитных материалах центрально сжатых железобетонных стоек / С. В. Георгиев, А. И. Соловьева, Д. Р. Маилян // Современные тенденции в строительстве, градостроительстве и планировке территорий. – 2022. – № 1 (3). – С. 24–34.
2. Погорельцев, А. А. Поперечное армирование деревянных конструкций клееными стержнями из древесных материалов / А. А. Погорельцев // Экспериментальные и теоретические исследования строительных конструкций : Сборник научных трудов. – М. : ЦНИИ строительных конструкций им. В. А. Кучеренко, 1987. – С. 41–47.
3. Римшин, В. И. Экспериментальные исследования композитных деревянных балок с локальной модификацией древесины / В. И. Римшин, С. И. Рощина // IOP Conf Ser: Mater Sci Eng. – 2019. – Vol. 687. – P. 033039.
4. Численное моделирование напряженно-деформированного состояния сжатых железобетонных стоек, усиленных композитными материалами / Д. А. Шилов, А. А. Веремеенко, А. В. Шилов, Д. Р. Маилян // Инженерный вестник Дона. – 2024. – № 5 (113). – С. 457–474.
5. Кула, К. Реновация и усиление деревянных балок с использованием лент CFRP с учетом реологических эффектов / К. Кула, Т. Соха // Civ Environ Eng Rep. – 2016. – Vol. 22 (3). – P. 93–102.
6. Усиление деревянных балочных перекрытий на сдвиг с использованием / М. Корради, Э. Сперанзини, А. Борри, А. Виньоли // FRP. Compos Part B Eng. – 2006. – Vol. 37 (4–5). – P. 310–319.
7. Экспериментальное сравнение различных углеродных композитов в схемах армирования деревянных балок исторических зданий / Ф. Х. Рескальво, И. Вальверде-Паласьос, Э. Суарез, А. Гальего // Materials. – 2017. – Vol. 10. – P. 1113.
8. Попова, М. В. Напряженное состояние балок с раскосной перфорацией / М. В. Попова, М. В. Тужилова, В. А. Репин // Международная конференция по физике материалов, строительным конструкциям и технологиям в строительстве, промышленной и производственной инженерии (MPCPE-2024) : сб. трудов V Междунар. науч.-технич. конф., Владимир, 23–25 апр. 2024 г. – Владимир : АРКАИМ, 2024. – С. 141–147.
9. Анализ методов расчета деревянных изгибаемых элементов, усиленных углеродным волокном / А. В. Крицин, С. Ю. Лихачева, Д. М. Любов, А. В. Тихонов // Региональная архитектура и строительство. – 2014. – № 4. – С. 97–104.
10. Уточкин, Е. А. Экологические аспекты производства и утилизации новых материалов: жизненный цикл и устойчивое развитие / Е. А. Уточкин, Д. О. Мясников // Дни науки студентов ИАСЭ – 2025 : материалы науч.-практич. конф. – Владимир : Владимирский гос. ун-т им. А. Г. и Н. Г. Столетовых, 2025. – С. 332–339.
11. Рощина, С. И. Армирование – эффективное средство повышения надежности и долговечности деревянных конструкций / С. И. Рощина // Известия высших учебных заведений. Лесной журнал. – 2008. – № 2. – С. 12.

12. Карельский, А. В. Испытание на изгиб деревянных составных балок, соединенных металлическими зубчатыми пластинами, разрушающей нагрузкой / А. В. Карельский, Т. П. Журавлева, Б. В. Лабудин // Инженерно-строительный журнал. – 2015. – № 2 (54). – С. 77–85.
13. Мартынов, В. А. Исследование прочности и деформативности клееных деревянных балок с ламелями из термически поврежденной древесины сосны обыкновенной (*Pinus sylvestris* L.) на основе планирования эксперимента / В. А. Мартынов, Д. О. Мясников, С. И. Рощина // Лесотехнический журнал. – 2024. – № 14 (1). – С. 170–189.
14. Пятницкий, А. А. Возможности использования композиционных материалов на основе углепластика в деревянных конструкциях / А. А. Пятницкий, С. А. Крутик, М. А. Журенкова // Научно-технический вестник Поволжья. – 2013. – № 3. – С. 241–245.
15. Орлов, А. О. Исследование прочности и жесткости коннектора с клеем и нагелем / А. О. Орлов, Б. В. Лабудин, В. С. Морозов // Вестник Поволжского государственного технологического университета. Сер.: Материалы. Конструкции. Технологии. – 2019. – № 4 (12). – С. 95–101.
16. Ивакин, А. И. Армирование как средство повышения несущей способности деревянных конструкций / А. И. Ивакин, А. А. Иодчик // Материалы 59-й студенч. науч.-технич. конф. инженерно-строительного ин-та ТОГУ, 10–23 апр. 2019 г. – ТОГУ : Тихоокеанский гос. ун-т, 2019. – С. 257–260.
17. Попова, М. В. Устойчивость несущих конструкций против прогрессирующего обрушения. Безопасность строительного фонда России / М. В. Попова, М. В. Тужилова // Проблемы и решения: мат. Международных академич. Чтений, Курск, 18 нояб. 2023 г. – Курск : Университетская книга, 2023. – С. 131–138.
18. Ашкенази, Е. К. Анизотропия конструкционных материалов / Е. К. Ашкенази, Э. В. Ганов. – Ленинград : Машиностроение, 1980. – 247 с.
19. Георгиев, С. В. Новый метод усиления железобетонных сжатых колонн, основанный на использовании бетона и композита / С. В. Георгиев, Д. Р. Маилян, А. И. Соловьева // Современные тенденции в строительстве, градостроительстве и планировке территорий. – 2022. – № 1 (2). – С. 4–12.
20. Фадеев, Р. Н. Развитие области применения модифицированной древесины в комбинированных клееных деревянных конструкциях / Р. Н. Фадеев, М. С. Лисятников // Международная конференция по физике материалов, строительным конструкциям и технологиям в строительстве, промышленной и производственной инженерии (МРСРЕ-2024) : сб. трудов V Междунар. науч.-технич. конф., Владимир, 23–25 апр. 2024 г. – Владимир : АРКАИМ, 2024. – С. 230–236.
21. Блохина, Н. С. Компьютерный анализ пространственной работы балок из древесины, армированных поперечной арматурой / Н. С. Блохина, А. Г. Галкин // Инновации и инвестиции. – 2016. – № 10. – С. 216–218.
22. Клееные армированные балки / О. М. Устарханов, Х. М. Муселемов, Р. И. Вишталов, Т. О. Устарханов. – Махачкала : ИП Овчинников Михаил Артурович (Типография Алеф), 2016. – 114 с.
23. 17 – Comparing the environmental impact of reinforced concrete and wooden structures / F. Pacheco-Torgal, L.F. Cabeza, J. Labrincha [et al.] // Eco-efficient Construction and Building Materials. Woodhead Publishing. 2014. – P. 407–433.

# МОДЕЛИРОВАНИЕ НЕСОВЕРШЕНСТВ В РАСЧЕТАХ ХОЛОДНОФОРМОВАННЫХ ПРОФИЛЕЙ НА ОСНОВЕ МКЭ

*В. В. Надольский*

*к. т. н., доцент, доцент кафедры технологии строительного производства,  
Брестский государственный технический университет, Брест. Беларусь,  
e-mail: Nadolski@mail.ru*

## **Аннотация**

В работе рассмотрены подходы к моделированию несовершенств в холодноформованных стальных конструкциях при численном анализе. Показано, что в отличие от сварных и прокатных элементов, для которых возможно применение эквивалентных несовершенств, холодноформованные профили требуют отдельного учета геометрических и структурных несовершенств. Обоснована необходимость анализа различных комбинаций форм потери устойчивости на уровне сечения и элемента для выявления наиболее неблагоприятных сценариев. Отмечено, что комбинирование эквивалентных несовершенств в двух взаимно перпендикулярных направлениях не является обязательным. В качестве перспективных направлений исследований выделено развитие методик прямого моделирования геометрических и эквивалентных несовершенств холодноформованных элементов с целью более точного определения несущей способности.

**Предмет исследования:** работа посвящена моделированию несовершенств в холодноформованных стальных конструкциях. Существующие подходы к моделированию несовершенств для сварных и прокатных элементов недостаточно учитывают геометрию и технологические особенности тонкостенных профилей.

**Цель:** разработка подходов к учету несовершенств холодноформованных элементов для прогнозирования несущей способности.

**Материалы и методы:** анализ и систематизация результатов аналитического обзора литературы.

**Результаты.** Показано, что главным фактором являются геометрические несовершенства, тогда как мембранными остаточными напряжениями можно пренебречь. Обоснована необходимость анализа нескольких форм потери устойчивости и их комбинаций.

**Выводы.** На основании проведенного анализа можно заключить, что пренебрежение остаточными напряжениями при численном моделировании холодногнутых профилей в большинстве исследований является методологически обоснованным, однако требует верификации и валидации на основе экспериментальных данных.

## **Введение**

Поведение и несущая способность холодноформованных тонкостенных конструкций в значительной степени определяются влиянием начальных несовершенств. К ним относятся как геометрические отклонения, так и структурные неоднородности материала, например, остаточные напряжения,

возникающие в процессе формования. Учет этих факторов является критически важным для получения достоверных результатов при численном моделировании.

Актуальность задачи возросла в последние десятилетия в связи с интенсивным развитием и повсеместным внедрением методов компьютерного численного моделирования в практику расчетов. Однако отсутствие единой методологии задания несовершенств, как по форме, так и по амплитуде, на уровне элемента и сечения остается пробелом, требующим решения. Существующие нормативные документы (например, ТКП EN 1993-1-3) предлагают общие принципы, которые зачастую нуждаются в адаптации и уточнении для сложных случаев нагружения и форм сечений.

В исследовании представлены результаты аналитического обзора исследований по моделированию несовершенств холодноформованных конструкций применительно к анализу несущей способности на основе компьютерного численного моделирования. Основное внимание уделяется систематизации подходов к учету геометрических и структурных несовершенств в рамках численного анализа методом конечных элементов. Целью работы является формулировка рекомендаций и принципов для повышения точности и надежности расчетных моделей.

### **Обзор литературы**

Исследование поведения холодноформованных тонкостенных конструкций при статическом нагружении неразрывно связано с учетом начальных несовершенств, которые существенно влияют на несущую способность и формы потери устойчивости. В научной литературе отмечается, что определяющими факторами являются как геометрические отклонения от проектной формы, так и остаточные напряжения, возникающие в процессе холодной формовки. Численный анализ холодноформованных конструкций может выполняться с применением методики задания несовершенств, аналогичной той, что используется для сварных и прокатных элементов [1]. Однако в исследованиях по холодноформованным конструкциям несовершенства обычно рассматриваются несколько иначе, особенно в случае оболочечных конечно-элементных моделей, разработанных для прямого прогнозирования предельного значения несущей способности конструкции, элемента или детали.

Современные работы демонстрируют широкий спектр подходов к заданию геометрических несовершенств. Обзор [2] показывает, что методы варьируются от использования форм потери устойчивости, полученных в результате линейного бифуркационного анализа, до прямого переноса измеренных форм несовершенств. Подчеркивается, что амплитуда и форма несовершенств существенно влияют на предельную нагрузку для тонкостенных профилей.

В ряде исследований внимание уделяется остаточным напряжениям. Результаты исследования [3] позволяют аналитически предсказывать напряженное состояние угловых зон при упруго-идеально-пластической модели материала, что облегчает учет этих эффектов в численных расчетах. Экспериментальные измерения с использованием методов рентгеновской дифракции [4] подтверждают значительную неравномерность распределения остаточных напряжений по толщине и периметру сечения.

Особое внимание уделяется исследованию взаимного влияния форм несовершенств. В работах [5] и [6] показано, что комбинации различных форм несовершенств (местных, сечений, элементов) приводят к значительным различиям в результатах численного анализа. Это подтверждает необходимость анализа нескольких возможных форм потери устойчивости и выбора наихудшего сценария.

В исследовании [7] предложен инновационный подход, основанный на интеграции данных экспериментальных измерений в конечно-элементные модели, что позволило повысить точность оценки несущей способности элементов. Параллельно ведутся работы по верификации численных моделей с результатами экспериментальных испытаний [8].

Таким образом, анализ литературы показывает, что, несмотря на значительный прогресс в области моделирования холодноформованных конструкций, остается ряд нерешенных вопросов. В первую очередь это касается согласованного выбора амплитуды и формы несовершенств, а также комплексного учета остаточных напряжений. Эти аспекты являются ключевыми для разработки надежных методик расчета и требуют дальнейшего развития как на экспериментальном, так и на численном уровнях.

### **Материалы и методы**

В качестве объектов моделирования рассматривались холодноформованные тонкостенные профили, наиболее часто применяемые в строительной практике (С-образные, Z-образные и  $\Sigma$ -образные сечения). Методы исследования анализ и систематизация результатов аналитический обзор литературы.

### **Результаты исследования**

Анализ показал, что в большинстве исследований холодноформованных профилей моделируются преимущественно геометрические несовершенства, тогда как остаточными напряжениями полностью или частично пренебрегают.

С одной стороны, предполагается, что отрицательное влияние мембранных остаточных напряжений компенсируется положительным влиянием холодной формовки на предел текучести. Поэтому мембранные остаточные напряжения, как правило, не учитываются. С другой стороны, влияние изгибных (по толщине) остаточных напряжений либо считается несущественным, либо предполагается, что оно учитывается через график деформирования материала, который должен быть получен в результате испытаний образцов, извлеченных после процесса формования.

Для описания материала рекомендуется применять четырехлинейную диаграмму напряжение–деформация с пределом текучести ( $f_y$ , МПа), равным номинальному пределу текучести. Эта кривая может быть упрощена до билинейной кривой ( $E_1 = E_2 = E$  и  $E_3 = E/100$ ), если доминирующей формой потери устойчивости является изгибная или изгибно-крутильная потеря устойчивости элемента. Повышение предела текучести вследствие холодной формовки можно рассматривать только при соблюдении условий, указанных в EN1993-1-3 (п. 5.2.2 (4)). В этом случае кривая материала с  $f_y$  выше номинального предела текучести может быть определена для зонгиба поперечных сечений в конечно-элементной модели оболочки. Несколько исследований были посвящены измерению увеличения предела текучести, вызванного процессом формования, которые показали, что увеличение обычно

составляет от 5 % до 40 % [9, 10] и может быть использовано для определения значения предела текучести на изгибах. В некоторых конкретных ситуациях (см. EN1993-1-3, п. 5.2.2 (4)) допускается учитывать положительное влияние холодной формовки на предел текучести путем использования так называемого среднего предела текучести. Однако этот эффект учитывается только при проверке конструкции посредством формульных моделей сопротивления (см. EN1993-1-3 п. 5.2.2 (3)).

Применяемые геометрические несовершенства могут быть основаны на измеренных значениях или производственных допусках. Значения общих (поперечное отклонение) несовершенств холодноформованных конструкций могут быть установлены в соответствии со стандартом EN1993-1-3, аналогично конструкциям, выполненным из прокатных или сварных профилей.

Формы несовершенств сечения для холодноформованных конструкций назначаются на основании форм потери устойчивости, полученных посредством линейного расчета на устойчивость (бифуркационного анализа) [2]. Иногда формы потери устойчивости показывают комбинирование различных форм потери устойчивости сечения и элемента [7, 8]. Необходимо выбрать наименьшую доминирующую форму потери устойчивости, соответствующую исследуемому несовершенству. Тем не менее, рекомендуется исследовать несколько наименьших форм потери устойчивости, соответствующих изучаемому несовершенству, и применять ту, которая приводит к наиболее неблагоприятному эффекту.

Если полка имеет подкрепление (свес), то рекомендуется рассматривать альтернативно две формы несовершенств: местное несовершенство полки, несовершенство формы сечения. К краевому ребру жесткости обычно отдельно не прикладывают несовершенство, так как местное несовершенство полки, основанное на форме потери устойчивости, уже будет включать поворот ребра жесткости.

Наиболее типичные формы несовершенств С-образного сечения представлены в таблице 1.

Значение несовершенства для потери устойчивости формы сечения предложено на основании исследования [11, 12]. В общем виде значение геометрического несовершенства может быть определено согласно следующему выражению:

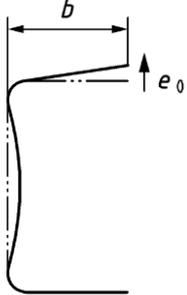
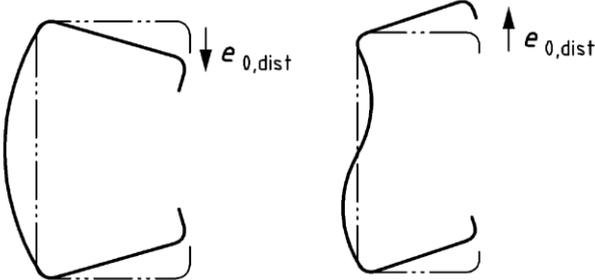
$$e_{0,\text{dist}} = 0.3 \cdot t \cdot \sqrt{(f_{yb} / \sigma_{\text{cr,dist}})}, \quad (1)$$

$f_{yb}$  – основной предел текучести в соответствии с EN 1993-1-3;

$\sigma_{\text{cr,dist}}$  – упругое критическое напряжение потери устойчивости формы сечения.

Рекомендуется, чтобы  $\sigma_{\text{cr,dist}}$  было равно минимальному критическому напряжению потери устойчивости формы сечения (как правило, соответствует форме деформирования стенки по полусинусоиде [12]). Следовательно, значение несовершенства формы сечения одинаково для любой длины элемента. Условия закрепления на конце элемента должны допускать деформацию концевых сечений, но не искажение формы сечения (потеря устойчивости формы сечения должна исключаться).

**Таблица 1** – Типичные формы несовершенств С-образного сечения

Несовершенство	Форма несовершенства	Амплитуда
Полки		$b/125$
Формы сечения		$0,3 \cdot t \cdot \sqrt{(f_{yb} / \sigma_{cr,dist})}$

### Выводы

Высокая степень взаимодействия различных форм потери устойчивости в холодноформованных стальных конструкциях требует анализа возможных комбинаций несовершенств частей и формы поперечного сечения с целью выявления наиболее неблагоприятного сценария. При этом рекомендуется также рассматривать сочетания данных несовершенств с несовершенствами на уровне элементов. Вместе с тем комбинирование эквивалентных несовершенств элемента в двух взаимно перпендикулярных направлениях не является необходимым.

На основании проведенного анализа можно заключить, что пренебрежение остаточными напряжениями при численном моделировании холодногнутых профилей в большинстве исследований является методологически обоснованным, однако требует верификации и валидации на основе экспериментальных данных.

Это положение опирается на следующие ключевые аргументы.

**1. Эффект компенсации для мембранных напряжений.** Существует научно обоснованное предположение, что отрицательное влияние мембранных остаточных напряжений (снижающих несущую способность) компенсируется положительным эффектом от упрочнения материала в процессе холодной деформации. Последнее приводит к увеличению предела текучести в угловых зонах профиля, что в среднем для сечения дает нейтральный или даже положительный эффект.

**2. Пренебрежимо малое влияние изгибных напряжений.** Влияние изгибных (градиентных по толщине) остаточных напряжений считается несущественным для общего поведения и несущей способности тонкостенного элемента. Их локальный эффект не оказывает решающего воздействия на глобальные формы потери устойчивости.

**3. Косвенный учет через свойства материала.** Наиболее важным является тот факт, что влияние процесса формования на механические свойства материала уже учтено в диаграмме деформирования ( $\sigma$ - $\epsilon$ ), если она была получена в результате испытаний образцов, вырезанных из готового профиля. Таким образом, результирующие свойства материала включают в себя интегральный эффект от наклепа и остаточных напряжений, что делает их явное моделирование избыточным для большинства практических задач.

В качестве направления дальнейших исследований целесообразно выделить разработку подходов к учету геометрических и эквивалентных несовершенств холодноформованных элементов при прямом определении их несущей способности. Следует подчеркнуть, что существующие методики задания эквивалентных несовершенств, применяемые для прокатных и сварных профилей, не могут быть напрямую использованы для холодноформованных элементов, поскольку они не учитывают специфические геометрические и технологически обусловленные структурные несовершенства, характерные для тонкостенных холодноформованных профилей.

#### Список цитируемых источников

1. Надольский, В. В. Параметры численных моделей несущей способности для стальных элементов / В. В. Надольский // Строительство и реконструкция. – 2023. – Т. 17, № 3. – С. 45–56.
2. Aktepe, R. State-of-the-art review on measurement techniques and numerical modeling of geometric imperfections in cold-formed steel members / R. Aktepe, B. G. Erkal // Journal of Constructional Steel Research. – 2023. – Vol. 207. – P. 107942.
3. Chinnaraj, K. Analytical prediction of residual stresses in cold-formed steel sections with elastic-perfectly plastic material model / K. Chinnaraj, R. Padmanaban // SAE Technical Papers. – 2017. – № 2017-26-0169.
4. Residual stresses in cold-formed square hollow section of high strength steel / I. Petukhovskaia, P. Saremi, W. Lu, J. Puttonen // Aalto University Dissertation. – Espoo, Finland. 2023. – 142 p.
5. Modelling of geometric imperfections in numerical simulations of built-up cold-formed steel beams / D. Portioli, B. D'Amico, A. Di Lorenzo, R. Landolfo // Napier University Reports. – 2010.
6. Garifullin, M. Computational analysis of cold-formed steel columns with initial imperfections / M. Garifullin, U. Nackenhorst // Thin-Walled Structures. – 2015. – Vol. 91. – P. 60–73.
7. Çağrıç, Ö. G. Novel imperfection method for post-buckling strength of C-sectioned CFS members / Ö. G. Çağrıç, R. Aktepe, B. G. Erkal // Turkish Journal of Civil Engineering. – 2023. – Vol. 31, № 1. – P. 45–63.
8. Verification of numerical models of high thin-walled cold-formed steel purlins / P. Parenica, M. Krejsa, J. Brozovsky, P. Lehner // Materials. – 2024. – Vol. 17, № 17. – P. 4392.
9. Put, B. M. Lateral buckling tests on cold-formed channel beams / B. M. Put, N. Trahair // Journal of Structural Engineering-asce. – 1999. – Vol. 125. – P. 532–539.
10. Influence of the cold work effects in perforated rack columns under pure compression load / J. Bonada, M. Pastor-Artigues, F. Roure, M. Casafont // Engineering Structures. – 2015. – Vol. 97.
11. Lecce, M. Distortional Buckling of Cold-Formed Stainless Steel Sections: Finite-Element Modeling and Design / M. Lecce, K. Rasmussen // Journal of Structural Engineering. – 2006. – Vol. 132 (4). – P. 505–514.
12. Seek, M. Evaluation of local and distortional buckling strength of purlins with paired torsion bracing using Direct Strength Method / M. Seek, O. Avci // Journal of Constructional Steel Research. – 2023. – Vol. 203. – Paper 107698.

## **ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ СОПРОТИВЛЕНИЯ СРЕЗУ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК ИЗ КЕРАМЗИТОБЕТОНА С ПОПЕРЕЧНЫМ АРМИРОВАНИЕМ**

*А. А. Невдах*

*аспирант кафедры строительных конструкций, младший научный сотрудник  
отраслевой лаборатории «Научно-исследовательский центр инноваций  
в строительстве», Брестский государственный технический университет,  
Брест, Беларусь, e-mail: alina.nevdah@mail.ru*

### **Аннотация**

Предметом исследования является напряженно-деформированное состояние в зоне среза железобетонных балочных элементов из керамзитобетона с поперечным армированием.

Целью работы является выполнение экспериментально-теоретических исследований механизмов разрушения балок и валидации существующих расчетных моделей на основе сформированной базы данных. Существующие нормативные подходы, использующие понижающие коэффициенты, не всегда в полной мере учитывают сложное напряженно-деформированное состояние в железобетонных балках из легкого конструкционного бетона и могут существенно занижать реальные прочностные характеристики.

Материалы и методы включают анализ механических и эмпирических моделей сопротивления срезу, а также формирование и изучение обширной базы данных. При анализе варьировались ключевые конструктивные и материальные параметры, такие как пролет среза  $a/d$ , коэффициент поперечного армирования  $\rho_{sw}$  и прочность бетона  $f_{1ck}$ .

Полученные результаты подтверждают, что особенностью разрушения керамзитобетонных балок является развитие наклонных трещин, проходящих через пористый крупный заполнитель. Установлена роль поперечного армирования: его наличие значительно повышает сопротивление срезу, компенсируя склонность элементов без поперечного армирования к хрупкому разрушению по сжатой бетонной полосе.

Выводы указывают на необходимость усовершенствования расчетных методик. Предлагается детальная проработка аналитических моделей, основанная на валидации по экспериментальным данным, что позволит повысить эффективность проектирования железобетонных конструкций из керамзитобетона.

### **Введение**

В современных условиях строительства, как в мировой практике, так и в Республике Беларусь, приоритетным является направление, связанное со снижением материалоемкости и уменьшением собственного веса конструкций без утраты их несущей способности. В этом контексте керамзитобетон выступает как высокоперспективный строительный материал, сочетающий

невысокую плотность, высокую призмную прочность на сжатие, а также улучшенные тепло- и звукоизоляционные характеристики. Применение конструкционного керамзитобетона позволяет создавать долговечные и эффективные строительные конструкции.

Однако внедрение железобетонных балочных элементов из керамзитобетона требует глубокого анализа их сопротивления срезу, особенно в условиях сложного напряженно-деформированного состояния. Ранние экспериментальные исследования демонстрируют, что сопротивление срезу конструкций из легкого конструкционного бетона, как правило, ниже, чем у аналогичных конструкций из бетонов нормального веса (тяжелых бетонов) при прочих равных условиях.

В современных отечественных и зарубежных нормативных документах эта особенность учтена преимущественно путем введения понижающих коэффициентов и существенных ограничений на прочность бетона. Подобные подходы могут существенно занижать реальные прочностные характеристики легкого бетона, что вызывает необходимость в адаптации нормативно-технических стандартов и углубленном изучении механизмов разрушения.

### **Обзор литературы**

Сопротивление срезу в железобетонных конструкциях является сложной проблемой, которая зависит от множества конструктивных параметров и характеристик материалов. В научной практике для определения и анализа сопротивления срезу используются два ключевых подхода:

- 1) механические модели, базирующиеся на аналитических зависимостях и позволяющие в полной мере учитывать механические свойства материалов;
- 2) эмпирические модели, которые опираются на результаты обобщения экспериментальных данных и могут напрямую учитывать специфические эффекты, связанные с типом и свойствами заполнителей (например, керамзита).

В большинстве своем теоретические модели сопротивления срезу учитывают как минимум четыре составляющих, работающих в наклонном сечении: усилие в сжатом бетоне, нагельный эффект продольной арматуры, силы зацепления по берегам трещины и усилие в поперечной арматуре (при ее наличии).

В современных нормативно-технических документах [1–11] учет особенностей сопротивления срезу железобетонных элементов из легких бетонов реализован посредством введения понижающих коэффициентов прочности и существенных ограничений. Большинство из этих коэффициентов напрямую связаны с уменьшения плотности легкого бетона и, в меньшей степени, с его фактическим составом.

Такой подход, основанный на упрощенных эмпирических зависимостях, не позволяет адекватно описать сложное напряженно-деформированное состояние бетона на участках между наклонными трещинами, а также истинный характер разрушения, проходящего через пористый заполнитель. Нормативные ограничения, установленные на основе характеристик бетонов ранних поколений, могут существенно занижать реальные прочностные характеристики современных высококачественных легких конструкционных бетонов.

### **Материалы и методы**

Анализ экспериментальных данных [12–15] показывает, что тип бетона оказывает критическое влияние на характер трещинообразования и разрушения. В балках из легких бетонов наблюдается тенденция развития трещин

с шероховатыми краями, которые проходят через цементный камень (матрицу) и непосредственно через заполнитель. Это приводит к снижению эффективности сил зацепления по сравнению с тяжелыми бетонами.

Вследствие структурных особенностей и пониженной эффективности механизмов сцепления, балки из легких бетонов без поперечного армирования склонны к хрупкому разрушению по сжатой бетонной полосе.

Ввиду склонности к хрупкому разрушению и особенностей микроструктуры, использование поперечного армирования значительно повышает сопротивление срезу железобетонных балок из легкого конструкционного бетона. Поперечная арматура не только воспринимает часть перерезывающей силы, но и способствует обеспечению пластичности работы элемента. Однако количественное влияние этого параметра в зависимости от типа легкого бетона и конструктивных особенностей требует дополнительного детального изучения путем выполнения натурных экспериментальных исследований.

### **Результаты исследования**

Для проведения валидации существующих расчетных моделей и углубленного изучения механизмов разрушения была сформирована обширная база экспериментальных данных, включающая результаты испытаний железобетонных балок с различным видом легких крупных заполнителей, включая керамзит.

База данных охватывает образцы, в которых варьировались ключевые конструктивные и материальные параметры, влияющие на сопротивление срезу:

- 1) геометрические характеристики: эффективная (рабочая) высота сечения  $d$ ;
- 2) пролет среза  $a/d$  (отношение пролета среза к рабочей высоте). Варьирование этого параметра имеет принципиальное значение, поскольку позволяет оценить переход от арочного эффекта (в коротких балках) к работе по ферменной аналогии, где роль поперечной арматуры становится решающей;
- 3) коэффициенты армирования: коэффициент продольного армирования  $\rho_s$  и коэффициент поперечного армирования  $\rho_{sw}$ ;
- 4) прочность легкого бетона при сжатии  $f_{lck}$ .

Исследование взаимосвязи и особенностей учета этих параметров, а также изучение характера трещинообразования и разрушения экспериментальных образцов, является основой для повышения точности прогнозирования несущей способности керамзитобетонных балок с поперечным армированием.

### **Выводы**

Сопротивление срезу железобетонных балок из легких конструкционных бетонов (керамзитобетона) определяется сложным комплексом факторов, а особенность разрушения обуславливает, как правило, меньшее сопротивление срезу по сравнению с тяжелыми бетонами.

Оценка существующих моделей сопротивления срезу показывает, что используемые консервативные понижающие коэффициенты часто основаны на упрощенной привязке к плотности и не всегда адекватно описывают действительную работу элементов из современных легких конструкционных бетонов.

Дальнейшее исследование, направленное на детальную валидацию аналитических моделей на основе сформированной экспериментальной базы данных, будет способствовать разработке (усовершенствованию) расчетных методик для конструкций из легких бетонов, Оптимизация состава бетона и внедрение новейших технологий армирования позволят повысить устойчивость к разрушению и долговечность конструкций.

### Список цитируемых источников

1. Бетонные и железобетонные конструкции : СП 5.03.01-2020. – Введ. 20.05.2022. – Минск : Стройтехнорм, 2022. – 244 с.
2. Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Общие правила и правила для зданий : ТКП EN 1992-1-1-2009. – Введ. 01.09.2019. – Минск : Стройтехнорм, 2021. – Ч. 1-1. – 310 с.
3. Бетонные и железобетонные конструкции : СНиП 2.03.01-84. – Введ. 01.01.1986 (с отменой на территории Респ. Беларусь). – М. : НИИЖБ Госстроя СССР, 1986. – 82 с.
4. Бетонные и железобетонные конструкции : СП 63.13330.2018. – Введ. 20.06.2019. – М. : НИЦ «Строительство», 2019. – 124 с.
5. Model Code 2010. First complete draft. Volume 2. fib Bulletin No. 56. –Lausanne, 2010. – 293 p.
6. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and commentary (ACI 318R-19). – Michigan, 2019. – 628 p.
7. Structural use of Concrete – Part 1: Code of practice for design and construction. BS 8110-1:1997. – London, 1997. – 160 p.
8. Design of concrete structures. CSA A23.3-04. – Canada, 2004. – 232 p.
9. Standard specifications for concrete structures – 2007. “Design”. JSCE Guidelines for concrete No. 15. – Japan, 2007. – 502 p.
10. Concrete structures standard – The design of concrete structures. NZC 3101-1. – Wellington, 2006. – 309 p.
11. Choi, K.-K. Shear Strength Model of Concrete Beams Based on Compression Zone Failure Mechanism / K.-K. Choi, J.-C. Kim, H.-G. Park. – Michigan : ACI Structural Journal. September 1. 2016. – P. 1095–1119.
12. Аль-Хужейри, Х. М. Прочность и трещиностойкость наклонных сечений керамзитовофиброжелезобетонных балок и их прогибы с учетом сдвиговых деформаций : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / Аль-Хужейри Халед Махмуд; Ростовский гос. строит. ун-т. – Воронеж. 1997. – 27 с.
13. Effect of steel fiber content on shear behavior of reinforced expanded-shale lightweight concrete beams with stirrups / Ch. Li, X. Zang, M. Zhao, J. Li – Basel : MDPI, 2021. – February 26. – P. 13.
14. Mu'taz, K. Laboratory investigation of shear repair of reinforced lightweight aggregate concrete beams with stirrups / K. Mu'taz, M. Medhlom // Baghdad : Journal of Engineering and Sustainable Development. – 2021. – October. – P. 20.
15. Cho, S. Effect of aggregate type on the shear behavior of reinforced lightweight concrete beams / S. Cho, M. O. Kim. – Basel : MDPI. – 2024. – July 9. – P. 17.

# ОСОБЕННОСТИ ОПРЕДЕЛЕНИЯ СНЕГОВЫХ НАГРУЗОК НА СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

*А. Г. Олех*

*м. т. н., ст. преподаватель кафедры автоматизации технологических процессов и производств, Брестский государственный технический университет, Брест, Беларусь, e-mail: agoleh@g.bstu.by*

*Научный руководитель: В. В. Тур, д. т. н., профессор, зав. кафедрой ТБиСМ, Брестский государственный технический университет, Брест, Беларусь*

## **Аннотация**

**Предмет исследования:** особенности определения снеговых нагрузок на строительные конструкции (кровли) в различных нормативных документах Беларуси, Российской Федерации, стран Евросоюза, Канады и США. Отсутствие единых стандартов и ограниченность нормативных схем вызывают необходимость проведения натурных и модельных исследований для учета уникальных условий.

**Цели:** проанализировать существующие нормативные подходы к определению снеговых нагрузок на строительные конструкции, выявить их различия и недостатки, а также подчеркнуть необходимость унификации и дальнейших исследований для повышения точности и безопасности при проектировании зданий и сооружений.

**Материалы и методы:** анализ существующих нормативных документов определения снеговых нагрузок на покрытия зданий и инженерных сооружений, применяемых в различных странах.

**Результаты:** результаты анализа показывают, что существующие нормативные подходы к определению снеговых нагрузок значительно отличаются в различных странах. Отличия выражаются как при определении коэффициентов учитывающих ветровую защиту, температурные условия, форму и конфигурацию покрытий, влияние соседних зданий, а также в схемах распределения снеговой нагрузки для различных форм крыш.

**Выводы:** отсутствие единых стандартов и ограниченность нормативных схем по определению снеговых нагрузок требуют проведения дополнительных натурных и модельных исследований. Необходимость дальнейшего развития математического моделирования для повышения надежности и безопасности строительных конструкций.

## **Введение**

Отрасль строительства развивается, и растет спрос на легкие, прочные материалы. Их использование увеличивает влияние снеговых нагрузок на конструкции. Поэтому важно уточнить величины и распределение снеговых нагрузок на здания и сооружения разной формы.

## Обзор литературы

Определение расчетного значения снеговой нагрузки на покрытие одинаково во всех рассматриваемых в статье нормативных документах: умножение характеристического (нормативного) значения снеговой нагрузки на различные коэффициенты, однако определение коэффициентов выполняется с разными подходами.

Для Республики Беларусь [1]:

$S = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$  – для постоянных и переходных расчетных ситуаций;

$S = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_{Ad}$  – для особых расчетных ситуаций, в которых особая снеговая нагрузка рассматривается как особое воздействие, где  $\mu_i$  – коэффициент формы снеговой нагрузки на покрытие, с помощью которого выполняют переход от снеговой нагрузки на грунт к снеговой нагрузке на покрытие с учетом распределения снега;

$C_e = 0,8 \dots 1,56$  – коэффициент экспозиции;

$C_t = 0,8 \dots 1,2$  – температурный коэффициент;

$s_{Ad} = 2 \cdot s_k$  – расчетное значение особой снеговой нагрузки на грунт для конкретной местности;

$s_k$  – характеристическое значение снеговой нагрузки на грунт для конкретной местности.

Для Российской Федерации [2]:

$S = \mu \cdot c_e \cdot c_t \cdot S_g$ ,

где  $c_e = 0,5 \dots 1,0$  – коэффициент, учитывающий снос снега с покрытий зданий под действием ветра или иных факторов;

$c_t = 0,8$  или  $1,0$  – термический коэффициент;

$\mu = 0 \dots 6,0$  – коэффициент формы, учитывающий переход от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие;

$S_g = 0,5 \dots 4,0$  – нормативное значение веса снегового покрова на  $1 \text{ м}^2$  горизонтальной поверхности земли;

$S_g = S_{g.50}/1,4$ , где  $S_{g.50}$  – превышаемый в среднем один раз в 50 лет ежегодный максимум веса снегового покрова.

Для стран Европейского союза [3–9]:

$S = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$  – для постоянных/переходных расчетных ситуаций;

$S = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_{ad}$  – для особых расчетных ситуаций (особое воздействие – чрезвычайная снеговая нагрузка);

$S = \mu \cdot s_{ad}$  – для особых расчетных ситуаций (особое воздействие – чрезвычайный снежный занос),

где  $\mu$  – коэффициент формы, учитывающий переход от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие;

$C_e = 0,8 \dots 1,2$  – коэффициент сноса/ветровой защищенности;

$C_t$  (до  $1,0$ ) – термический коэффициент;

$s_k$  – нормативный вес снегового покрова на квадратный метр поверхности,  
 $s_{ad} = 2 \cdot s_k$ .

Для Канады [10]:

$$S = I_s [S_s (C_b C_w C_s C_a) + S_r],$$

где  $I_s = 0,8 \dots 1,25$  – коэффициент ответственности (значимости снеговой нагрузки) здания;

$S_s$  – снеговая нагрузка на грунт;

$S_r$  – дождевая нагрузка;

$C_b = 0,8 \dots 2,0$  – базовый коэффициент формы снеговой нагрузки на крышу;

$C_w = 0,5 \dots 1,0$  – коэффициент воздействия ветра (сноса. ветровой защищенности);

$C_s = 0 \dots 1,0$  – коэффициент наклона крыши;

$C_a$  (от 0) – коэффициент накопления снега на покрытии.

Для США [11]:

$$p_f = 0.7 \cdot C_e \cdot C_t \cdot I_s \cdot p_g;$$

$p_m = I_s \cdot p_g$  – для зданий с пологими крышами (минимальная нагрузка);

$p_s = C_s \cdot p_f$  – для неравномерной нагрузки,

где  $C_e = 0,7 \dots 1,2$  – коэффициент сноса/ветровой защищенности;

$C_t = 0,85 \dots 1,3$  – термический коэффициент;

$I_s = 0,8 \dots 1,2$  – коэффициент ответственности здания;

$p_g$  – нормативный вес снегового покрова на квадратный метр поверхности;

$C_s$  – коэффициент формы покрытия.

### **Материалы и методы**

Особенности определения снеговых нагрузок на строительные конструкции (кровли) в различных странах (Беларусь, Российская Федерация, страны Евросоюза, Канада и США) изучались методом анализа существующих нормативных документов определения снеговых нагрузок на покрытия зданий и инженерных сооружений, применяемых в этих странах.

### **Результаты исследования**

С целью демонстрации отличий схем распределения снеговой нагрузки в рассматриваемых в статье нормативных документах приведена сравнительная таблица 1. В качестве примера рассмотрена схема распределения снеговой нагрузки для цилиндрических покрытий (арочных, изогнутых, сводчатых или близких к ним) при отсутствии снегоудерживающих заграждений ( $\alpha$  – угол наклона между горизонталью и касательной к контурной кривой). Рассмотрено два варианта распределения нагрузки: вариант 1 – без учета заноса снега (равномерное распределение) и вариант 2 – с учетом заноса снега (неравномерное распределение).

**Таблица 1** – Схемы распределения снеговой нагрузки для цилиндрических покрытий (сводчатых или близких к ним) при отсутствии снегоудерживающих заграждений

Наименование нормативного документа	Схемы распределения снеговой нагрузки без учета заноса снега и с учетом заноса снега	
Строительные нормы Республики Беларусь СН 2.01.04-2025. п. 5.3.5 [1]	вариант 1	
	вариант 2.1	
	вариант 2.2	
	вариант 2.3	
Свод правил Российской Федерации – СП 20.13330.2016. Приложение Б2 [2]	вариант 1	
	вариант 2	
Стандарт Европейского союза EN 1991-1-3:2003+AC:2009. п. 5.3.5 [3]	вариант 1	
	вариант 2	
Стандарт Канады National Building Code of Canada 2015. п. 4.1.6.10 [10]	вариант 1	
	вариант 2	
Стандарт США Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures ASCE / SEI 7-16: Snow Loads, рисунок 7.4-2 [11]	вариант 1	
	вариант 2	

## **Выводы**

Представленный анализ нормативных документов в области строительства, регулирующих подсчет снеговых нагрузок, базируется на общем подходе использования характеристического значения снеговой нагрузки на грунт. С целью определения значения снеговой нагрузки на покрытия зданий и сооружений вводятся дополнительные корректирующие коэффициенты, учитывающие местные условия, характеристики конструкции (такие как высота здания, уклон кровли, ее форма и т. д.), Однако методики определения данных коэффициентов с учетом различных факторов (ветровая защищенность, температурный режим, категория ответственности здания) значительно отличаются.

Исходя из частного анализа покрытий цилиндрической формы, представленного в статье, для определения величины снеговой нагрузки установлено, что в различных нормативных документах представлены различные подходы к установлению как схем распределения снеговой нагрузки по покрытию, так и определению дополнительных коэффициентов.

Величина снеговой нагрузки, характера ее распределения на покрытия зданий и инженерных сооружений различной формы является важной задачей для обеспечения безопасности и надежности строительных конструкций. Дальнейшие исследования в этой области, направленные на разработку более точных и универсальных принципов расчета снеговых нагрузок, будут способствовать повышению эффективности проектирования и строительства. С учетом сложности по экспериментальному определению характеристического значения и вида распределения снеговых нагрузок для различных форм покрытий зданий и сооружений предлагается дальнейшее исследование построить с учетом подходов численного моделирования.

## **Список цитируемых источников**

1. Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Снеговые нагрузки : СН 2.01.04-2025. – Минск : Минстройархитектуры. 2025. – 17 с.
2. Свод правил. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция : СНиП 2.01.07-85 : СП 20.13330.2016. – Введ. 04.06.2017. (в ред. изменения № 3 от 30.12.2020). – М. : МинСтрой России, 2020. – 147 с.
3. Eurocode 1 : Actions on structures : General actions – Snow loads : EN 1991-1-3:2003 + AC:2009. – Part 1–3.
4. Eurocode 1: Auswirkungen auf Konstruktionen. Teil 1–3 : Allgemeine Schritte. Schneelast : DIN EN 1991-1-3:2023 ; Deutsche und englische Version von pr : EN 1991-1-3:2023.
5. NF P06-113-1/NA / A2 \* NF EN 1991-1-3/NA/A2:2022 Eurocode 1-Effets sur la structure Partie 1–3: effets Généraux – charges de Neige-annexe Nationale NF EN 1991-1-3 : 2004-effets Généraux-charges de Neige.
6. UNI EN 1991-1-3: 2015 Eurocodice 1-impatti strutturali-Parte 1-3: impatti Generali-carichi di neve.
7. UNE-EN 1991-1-3: eurocódigo 1 : Impacto en la construcción. Acciones comunes. Cargas de nieve. – 2018. – Parte 1–3.
8. DS/EN 1991-1-3 / AC:2010 Eurocode 1 : Virkninger på strukturer. – Del 1–3. – Generelle handlinger. Snebelastninger.
9. LST EN 1991-1-3-2004 / AC-2009 Eurocode 1 : Poveikis konstrukcijoms. – 1–3 dalis. – Bendrīveiksmāi. Sniega apkrovas.
10. National Research Council of Canada. National building code of Canada 2015. – Ottawa. Includes Revisions and Errata released, 2018. – on September, 28. – 1412 p.
11. ASCE/SEI 7-16 Minimum Design Loads and Associated Criteria for Building and other Structures. – USA : ASCE, 2017. – 889 p.

# КОНЦЕПТУАЛЬНЫЙ ПОДХОД К ПАРАМЕТРИЗАЦИИ КАЧЕСТВА КОМПОЗИЦИОННЫХ СТРОИТЕЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ ПРИ ВЫБОРЕ ТЕХНОЛОГИЙ ИХ ПОЛУЧЕНИЯ

*М. В. Петроченко*

*к. т. н., доцент, Санкт-Петербургский политехнический университет  
Петра Великого, Санкт-Петербург, Россия,  
e-mail: petrochenko\_mv@spbstu.ru*

## **Аннотация**

*Цель.* Разработка концептуального подхода к параметризации качества композиционных строительных материалов при выборе технологий их получения.

*Материалы и методы.* Современные композиционные строительные материалы обладают рядом преимуществ по сравнению с традиционными строительными материалами. Однако их применение в транспортном строительстве сдерживается недостаточной разработанностью нормативных параметров качества композитов с позиций влияния на надежность и долговечность возводимых линейных сооружений, риски возникновения преждевременных разрушений. Выполненный анализ существующих методов подбора компонентов композиционных строительных материалов выявил проблему установления связи между частными показателями исходных компонентов и общей оценкой качества композиционного материала. Предложен концептуальный подход к параметризации качества композиционных строительных материалов при выборе технологий их получения на основании оптимизационно-квалиметрического подхода с использованием способа свертки частных показателей в интегральный критерий.

*Результаты.* Предлагаемый концептуальный подход состоит в возможности анализа качественных характеристик сложных композиционных материалов и выбора исходных компонентов, обеспечивающих требуемое качество конечного композиционного материала.

*Выводы.* Предложен подход к созданию композиционных строительных материалов с требуемыми свойствами.

## **Введение**

Большая часть современных высокотехнологичных строительных материалов относится к композиционным строительным материалам. Использование композиционных строительных материалов обеспечивает значительное снижение веса строительных конструкций по сравнению с традиционными материалами, а также минимизация затрат на строительство различных сооружений [1, 2]. Некачественное изготовление и нарушение технологических процессов производства композиционных строительных материалов приводят к снижению эксплуатационной безопасности линейных объектов и их долговечности, а также увеличивается вероятность появления преждевременных повреждений. Параметризация качества композиционных строительных материалов при вы-

боре технологий их получения – это процесс моделирования, оптимизации и синтеза структуры и свойств композиционных материалов. Оценка качества структуры и свойств композиционных материалов, учитывающая варьируемые параметры, позволит получить материал с требуемыми показателями качества, такими как функциональная пригодность, надежность, технологичность, безопасность, экологичность, экономическая эффективность и др. [3].

### **Обзор литературы**

На сегодняшний день контроль качества строительных материалов осуществляется посредством ряда методов, включая выборочное измерение их физико-механических характеристик, регистрацию качественных показателей, расчет обобщенных показателей качества, визуальное исследование, экспертные оценки и другие методы [4]. Низкая эффективность действующих мероприятий по контролю качества строительных материалов способствует росту затрат на исправление «брака» композиционных строительных материалов, становится причиной задержки ввода в эксплуатацию транспортных сооружений [5].

Большой вклад в процесс моделирования, оптимизации и синтеза структуры и свойств композиционных материалов внесли отечественные и зарубежные авторы: В. Г. Соловьев, В. Ф. Коровяков, О. А. Ларсен, Н. А. Гальцева, К. А. Гуреев, М. Л. Солдатов, Р. А. Андриевский, Х. Тейлор, Й. Штарк, В. И. Калашников, K. L. Kovler, S. P. Shah и другие.

Существуют значительные противоречия между требуемыми характеристиками композиционных строительных материалов и их фактическими показателями, поэтому необходима разработка принципиально нового подхода к оценке качества композиционных строительных материалов. Предлагается использовать концептуальный подход к параметризации качества композиционных строительных материалов при выборе технологий их получения, основанный на теории квалиметрии, математического моделирования и экспериментально-статистических исследований.

### **Материалы и методы**

Предлагаемый концептуальный подход к параметризации качества композиционных строительных материалов при выборе технологий их получения основан на оптимизационно-квалиметрическом подходе с использованием способа свертки частных показателей в интегральный критерий.

Так как качество композиционных строительных материалов определяется качеством структуры и свойств компонентов, входящих в состав, то его оценка возможна посредством аддитивной или мультипликативной свертки частных критериев качества исходных разнородных материалов в интегральный (обобщенный) [6].

### **Результаты исследования**

Для получения качественного композиционного строительного материала рассмотрим основные этапы, выполнение которых осуществляется последовательно.

1. Консолидация результатов экспериментально-статистических исследований, где каждому рассматриваемому компоненту композиционного строительного материала присваивается критерий  $K$ .

2. Расчет интегрального показателя качества совокупности исходных компонентов композиционного строительного материала состоит в определении весоности критериев качества для установления степени их воздействия на скалярный критерий качества композита и нормирования частных критериев для их приведения к единой размерности.

На этом этапе осуществляются следующие действия:

– строится квадратная матрица  $A$  порядка  $n \times n$  для расчета весов частных критериев качества методом расстановки приоритетов (парных сравнений);

$$A = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} & \dots & K_{1n} \\ K_{21} & K_{22} & \dots & K_{2n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ K_{n1} & K_{n2} & \dots & K_{nn} \end{bmatrix}; \quad (1)$$

– определяется сумма  $U_i = \sum_{j=1}^n K_{ij}$  присвоенных коэффициентов предпочтения  $K_{ij}$  по каждой строке матрицы  $A$ ;

– рассчитывается сумма  $S = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n K_{ij}$  присвоенных коэффициентов предпочтения  $K_{ij}$  по всей матрице  $A$ ;

– определяются значения весовых коэффициентов частных критериев качества  $\alpha_i$  по формуле (2):

$$\alpha_i = \frac{U_i}{\sum_{i=1}^n U_i}; \quad (2)$$

– приводятся к единой размерности частные критерии качества посредством их нормирования по формуле (3)

$$K_i^{\text{норм}} = \frac{K_i^{\text{factual}}}{K_i^{\text{normalized}}}, \quad (3)$$

где  $K_i^{\text{factual}}$  и  $K_i^{\text{normalized}}$  соответственно, количественные эквиваленты фактического и нормированного значения  $i$ -го частного критерия качества композиционного строительного материала;

– учет оптимизации критериев  $K_i^{\text{норм}}$ , для этого представим группу максимизируемых критериев через  $K_i$  ( $i = 1, 2, \dots, m$ ), а группу минимизируемых критериев через  $K_i$  ( $i = m + 1, \dots, l$ );

– расчет скалярного (интегрального) показателя качества совокупности исходных компонентов композиционного строительного материала методом аддитивной свертки частных показателей по зависимости (4)

$$K_{Generalized} = \sum_{i=1}^m \alpha_i K_i^{норм} + \sum_{i=m+1}^l \alpha_i \frac{1}{K_i^{норм}} \rightarrow \max \quad (4)$$

при ограничениях

$$n = m + l \text{ и } \sum_{i=1}^n \alpha_i = 1, \quad (5)$$

где  $\alpha_i$  – весовой коэффициент, характеризующий вклад частного  $i$ –го частного критерия качества в скалярный (интегральный) критерий качества композита;

$K_i^{норм}$  – значение частного нормированного критерия качества композита для взаимно независимых частных критериев;

$m$  – число частных критериев качества, для которых необходимо обеспечить их максимальные значения;

$l$  – число частных критериев качества, для которых необходимо обеспечить их минимальные значения.

3. Расчет интегрального показателя качества совокупности технических характеристик исходных компонентов композиционного строительного материала методом мультипликативной свертки

$$K_{Generalized} = \frac{\prod_{i=l+1}^h q_i^{max^{\alpha_i}}}{\prod_{i=h+1}^p q_i^{min^{\alpha_i}}} \rightarrow \max \quad (6)$$

при следующих ограничениях:

$$n = h + p \text{ и } \sum_{i=1}^n \alpha_i = 1, \quad (7)$$

где  $q_i^{max}$  – нормированное значение  $i$ –го частного критерия качества композита, который подлежит максимизации;

$q_i^{min}$  – нормированное значение  $i$ –го частного критерия качества композита, который подлежит минимизации;

$h$  – число частных критериев качества мультипликативной свертки, для которых необходимо обеспечить их максимальные значения;

$p$  – число частных критериев качества мультипликативной свертки, для которых необходимо обеспечить их минимальные значения;

$\alpha_i$  – вес (значимость) частного  $i$ –го дифференциального (нормированного) показателя качества композиционного строительного материала.

4. Расчет комплексного интегрального критерия качества композиционного строительного материала:

$$K_{Integral} = \left[ \left( \sum_{i=1}^m \alpha_i K_i^{норм} + \sum_{i=m+1}^l \alpha_i \frac{1}{K_i^{норм}} \right) + \left( \frac{\prod_{i=l+1}^h q_i^{max^{\alpha_i}}}{\prod_{i=h+1}^p q_i^{min^{\alpha_i}}} \right) \right] \rightarrow \max \quad (8)$$

при следующих ограничениях:

$$n = m + l + h + p \text{ и } \sum_{i=1}^n \alpha_i = 1. \quad (9)$$

### **Выводы**

Предлагаемый концептуальный подход к параметризации качества композиционных строительных материалов при выборе технологий их получения основывается на учете влияния как зависимых, так и независимых частных показателей качества исходных компонентов на общий показатель качества композиционных строительных материалов. Использование методов мультиаддитивной и мультипликативной свертки частных критериев позволяет повысить точность оценки вклада отдельных показателей в интегральный критерий качества.

Практическое значение предложенного подхода состоит в возможности анализа качественных характеристик сложных композиционных материалов и выбора наилучших исходных компонентов, обеспечивающих оптимальное качество конечного композиционного материала.

Проведенный анализ показал, что существующие методы подбора компонентов часто сталкиваются с проблемой установления однозначной связи между частными показателями исходных компонентов и общей оценкой качества композиционного материала, что затрудняет выбор исходных компонентов для изготовления высококачественных композиционных материалов.

### **Список цитируемых источников**

1. Галиев, Л. С. Оценка конкурентных преимуществ композиционных материалов в строительных конструкциях / Л. С. Галиев, В. В. Полити, В. С. Канхва // Отходы и ресурсы. – 2022. – Т. 9. – № 3. – DOI: 10.15862/19ECOR322.
2. Гуреев, К. А. Управление строительством в современных условиях развития экономики России / К. А. Гуреев, М. Л. Солдатов // Журнал прикладных исследований. – 2022. – Т. 1. – № 8. – С. 44–50. – DOI: 10.47576/27127516\_2022\_8\_1\_44.
3. Маилян, Л. Д. Оценка показателей качества в строительстве / Л. Д. Маилян, Н. О. Сизен // Вестник СибАДИ. – 2024. – Т. 21. – № 3. – С. 464–474. – DOI:10.26518/2071-7296-2024-21-3-464-474.
4. Логанина, В. И. Обеспечение качества и повышение конкурентоспособности строительной продукции: моногр. / В. И. Логанина, Л. В. Макарова, Р. В. Тарасов. – Пенза : ПГУАС, 2014. – 176 с.
5. Uvarova, S. S. Assessment and modelling the dynamics of building materials prices in the current conditions / S. S. Uvarova, S. V. Belyaeva, V. A. Bolgov // Real Estate: Economics. Management. – 2023. – No. 1. – P. 27–32.
6. Петроченко, М. В. Методика оценки качества кадрового потенциала проектной группы и влияние квалификации на проектные риски / М. В. Петроченко // Инновационные транспортные системы и технологии. – 2025. – Т. 11, № 1. – С. 134–151. – DOI: 10.17816/transsyst642802.

# КОНТРОЛЬ ПОЛЗУЧЕСТИ БЕТОНОВ НА НАПРЯГАЮЩЕМ ЦЕМЕНТЕ В РАННЕМ ВОЗРАСТЕ

*А. И. Пикула*

*ст. преподаватель, БрГТУ, Брест, Беларусь, e-mail: alexandr.pikula@gmail.com,  
+375336081436*

**Предмет исследования:** новая методика определения показателей ползучести бетонов на напрягающем цементе в раннем возрасте.

**Цели:** разработать и проверить вариант алгоритма определения ползучести расширяющихся бетонов в раннем возрасте.

**Материалы и методы:** современная установка с круглосуточным логированием и модель MSDM [2].

**Результаты:** приведен вариант алгоритма определения ползучести расширяющихся бетонов в раннем возрасте (до 28 суток). Описано выбранное и разработанное аппаратное обеспечение в плане его возможностей. Приведены определенные параметры длительных процессов и их особенностей при данном виде контроля.

**Выводы:** использованный программно-аппаратный комплекс для испытаний и предложенный алгоритм позволили определить функцию и коэффициенты ползучести бетона в раннем возрасте для любого временного интервала.

## **Введение**

Наименее изученными и при этом определяющими, с точки зрения качества и долговечности расширяющихся бетонов, являются длительные процессы усадки и ползучести данных композитов.

Расширяющиеся бетоны (при наличии внешних ограничений) подвергаются нагружению и включаются в работу с первых суток своего твердения. Вопрос корректного определения и правильного учета деформаций усадки и ползучести расширяющихся бетонов в настоящее время является актуальным, но в силу ряда причин остается открытым и малоизученным. Отдельным вопросом расширяющихся бетонов является ползучесть в раннем возрасте (до 28 суток), методическому обеспечению контроля которой и уделено внимание в данном материале.

## **Обзор литературы**

В общем виде определение ползучести любого бетона нормируется ГОСТ24544 [1], который распространяется на все виды цементных, а также силикатных бетонов, применяемых в промышленном, энергетическом, транспортном, водохозяйственном, жилищно-гражданском и сельскохозяйственном строительстве, в том числе на бетоны, подвергающиеся в процессе эксплуатации нагреву, насыщению водой или нефтепродуктами.

В соответствии с данным нормативным документом деформации ползучести определяют одновременно с определением деформаций усадки, при этом перед испытаниями определяют прочность бетона на сжатие по ГОСТ 10180 и призмочную прочность по ГОСТ 24452.

Очевидно, что такой метод контроля не подходит для определения деформаций ползучести бетонов (особенно расширяющихся) в раннем возрасте, так как предполагает постоянный режим нагружения образцов фиксированной нагрузкой, соответствующей напряжению в образце  $0,3 \pm 0,005$  от призменной прочности бетона, установленной перед началом испытаний. Установка для контроля таких видов деформаций должна обеспечивать переменный (возрастающий, либо другой в соответствии с условиями эксплуатации бетона) автоматически создаваемый режим нагружения в зависимости от моделируемой или экспериментально контролируемой прочности бетона. Создание такой установки возможно, однако дорого и сложно с точки зрения определения необходимого уровня напряжений в каждый промежуток времени.

В случае же с расширяющимися бетонами и другими аналогичными компонентами возможен более простой и менее затратный вариант за счет самоупругивания бетона при расширении через ограничивающие связи достаточной жесткости, которые можно подбирать в зависимости от условий эксплуатации бетона, либо целей исследования.

### **Материалы и методы**

Для изучения ползучести расширяющихся бетонов, особенно в раннем возрасте, предлагается контроль деформирования образцов осуществлять в аналогичных условиях, но за счет самоупругивания образца через приложенное внешнее ограничение в виде одного или нескольких тяжей. Характеристики внешнего ограничения необходимо определять с учетом будущих условий эксплуатации данного бетона. При этом на образцах без ограничения будут определяться деформации свободного расширения и усадки, а на образцах с внешним ограничением деформации – связанного расширения и ползучести. Параллельно с этим, за счет определения модуля упругости бетона, становится возможным выделение упругих и пластических деформаций бетона, что является основополагающим для проектирования железобетонных конструкций.

В связи с тем, что ползучесть бетонов в раннем возрасте характеризуется небольшими уровнями нагружения бетона и, соответственно, небольшимиращениями деформаций, аппаратное обеспечение процессов контроля развития деформирования должно обеспечивать прецизионный (микронный) контроль точности перемещений.

С точки зрения доступности, точности и стабильности показаний, а также энергопотребления, были выбраны емкостные датчики перемещений SYNS2-QK-V66 с индикаторами, которые были модифицированы аппаратным и программным путем для повышения температурной и механической стабильности показаний в пределах  $\pm 1$  мкм. Для них были также разработаны и изготовлены контроллеры для непрерывного (1 раз в минуту) логирования деформаций и температуры среды проведения испытаний [2].

При данном виде аппаратного обеспечения испытаний [2] (при дискретности наблюдений в 1 мкм и отсутствии процедуры установки и снятия образцов) становится возможным отслеживание релаксационных перераспределений напряжений, микротрещинообразования и т. д., которые выражаются в значительном изменении угла наклона касательной к оси в некоторые промежутки времени. А также появляется возможность контроля деформаций, начиная

непосредственно с первых часов твердения (времени окончания процессов схватывания).

Для проверки данного варианта определения показателей ползучести бетона в раннем возрасте были изготовлены образцы 5 x 5 x 20 см из бетонной смеси следующего состава: цемент 600 кг/м<sup>3</sup>, песок 600 кг/м<sup>3</sup>, щебень 960 кг/м<sup>3</sup>, расширяющаяся добавка «Denka csa 20» 60 кг/м<sup>3</sup>, вода 230 кг/м<sup>3</sup>.

Алгоритм проведения таких испытаний приведен на рисунке 3.



**Рисунок 1** – Блок-схема контроля показателей ползучести расширяющихся бетонов в раннем возрасте

### Результаты исследований

Наиболее перспективной для анализа получаемых таким образом данных является модель MSDM [3], в соответствии с которой при симметричном расположении ограничивающих связей конечной жесткости приращение связанной относительной деформации расширения  $(\Delta\varepsilon_r)_i$  на произвольном  $i$ -ом элементарном временном интервале представлено алгебраической суммой

$$(\Delta\varepsilon_r)_i = (\Delta\varepsilon_{CE,f})_i + (\Delta\varepsilon_{c,el})_i + (\Delta\varepsilon_{c,pl})_i + \frac{\sum_{j=1}^{i-1} \left[ \frac{(\Delta\sigma_c)_j}{E_c(t_j)} \right] \cdot E_{c,aw}(t_{(i-1)+1/2})}{E_c(t_{(i-1)+1/2})}, \quad (1)$$

где  $(\Delta\varepsilon_{CE,f})_i$  – приращение относительной деформации свободного расширения напрягающего бетона на рассматриваемом  $i$ -ом элементарном временном интервале;

$(\Delta\varepsilon_{c,el})_i$  – приращение упругой составляющей относительной деформации напрягающего бетона в условиях ограничения на рассматриваемом  $i$ -ом элементарном временном интервале;

$(\Delta\varepsilon_{c,pl})_i$  – приращение пластической составляющей относительной деформации напрягающего бетона в условиях ограничения на рассматриваемом  $i$ -ом элементарном временном интервале, обусловленное ползучестью напрягающего бетона в раннем возрасте от действия постоянных по величине приращений самонапряжения, возникших на предыдущих по отношению к рассматриваемому временных интервалах;

$\sum_{j=1}^{i-1} \left[ \frac{(\Delta\sigma_c)_j}{E_c(t_j)} \right]$  – суммарная упругая относительная деформация сжатия напрягающего бетона, накопившаяся к началу рассматриваемого  $i$ -го временного интервала.

представляющая собой сумму приращений упругих относительных деформаций сжатия напрягающего бетона в условиях ограничения на элементарных временных интервалах от 1-го до  $(i-1)$ -го;

$E_{c,av}(t_{(i-1)+1/2})$  – средневзвешенный модуль упругости напрягающего бетона в модифицированном возрасте, соответствующем реальному возрасту напрягающего бетона  $t_{(i-1)+1/2}$ , который соответствует началу рассматриваемого  $i$ -го элементарного временного интервала;

$E_c(t_{(i-1)+1/2})$  – модуль упругости напрягающего бетона в модифицированном возрасте, соответствующем реальному возрасту напрягающего бетона  $t_{(i-1)+1/2}$ , который соответствует началу рассматриваемого  $i$ -го элементарного временного интервала.

Сумма приращений упругой  $(\Delta\varepsilon_{c,el})_i$  и пластической  $(\Delta\varepsilon_{c,pl})_i$  составляющих относительной деформации напрягающего бетона на  $i$ -м элементарном временном интервале, согласно этой же модели [5], может быть представлена в следующем виде:

$$(\Delta\varepsilon_{c,el})_i + (\Delta\varepsilon_{c,pl})_i = (\Delta\sigma_c)_i \cdot J(t_{i+1/2}; t_i) + \sum_{j=1}^{i-1} \left[ (\Delta\sigma_c)_j \cdot \frac{\Delta\phi(t_i; t_j)}{E_{cm,t28}} \right]$$

$$\Delta\phi(t_i; t_j) = \phi(t_{i+1/2}; t_j) - \phi\left(t_{(i-1)+\frac{1}{2}}; t_j\right), \quad (2)$$

где  $(\Delta\sigma_c)_i$  – приращение самонапряжения на рассматриваемом  $i$ -м элементарном временном интервале;

$J(t_{i+1/2}; t_i)$  – функция ползучести напрягающего бетона в раннем возрасте;

$E_{cm,t28}$  – модуль упругости напрягающего бетона, соответствующий 28-ми суткам реального возраста;

$\phi(t_{i+1/2}; t_j)$  – коэффициент ползучести в реальном возрасте напрягающего бетона  $t_{i+1/2}$  от постоянного по величине приращения самонапряжения, приложенного в реальном возрасте напрягающего бетона  $t_j$ ;

$\phi(t_{(i-1)+1/2}; t_j)$  – коэффициент ползучести в реальном возрасте напрягающего бетона  $t_{(i-1)+1/2}$  от постоянного по величине приращения самонапряжения, приложенного в реальном возрасте напрягающего бетона  $t_j$ ;

Из совместного решения (1) и (2), зная точные значения деформаций свободных и ограниченных образцов, значения модуля упругости бетона в каждом временном интервале, возможно определение функции и коэффициентов ползучести бетона в раннем возрасте в любом временном интервале.

Результаты расчетов показателей ползучести по модели MSDM [3] для результатов мониторинга с 1,5 % и 0,82 % ограничением, представлены на рисунках 2 и 3.

### Выводы

В результате выполненной работы был проработан вариант методики контроля ползучести расширяющихся бетонов в раннем возрасте. Проработаны основные методические аспекты необходимых экспериментальных исследований, подобраны аппаратные средства и изготовлена экспериментальная установка, получены и обработаны данные испытаний для выбранного состава бетона. Интерпретация полученных таким образом результатов требует дополнительной проработки и должна осуществляться в совокупности с остальными характеристиками данного вида бетонов, что значительно сложнее по сравнению с обычным методом контроля по [1]. Однако несомненен факт ее высокой практической ценности для эффективного проектирования составов и применения расширяющихся бетонов.

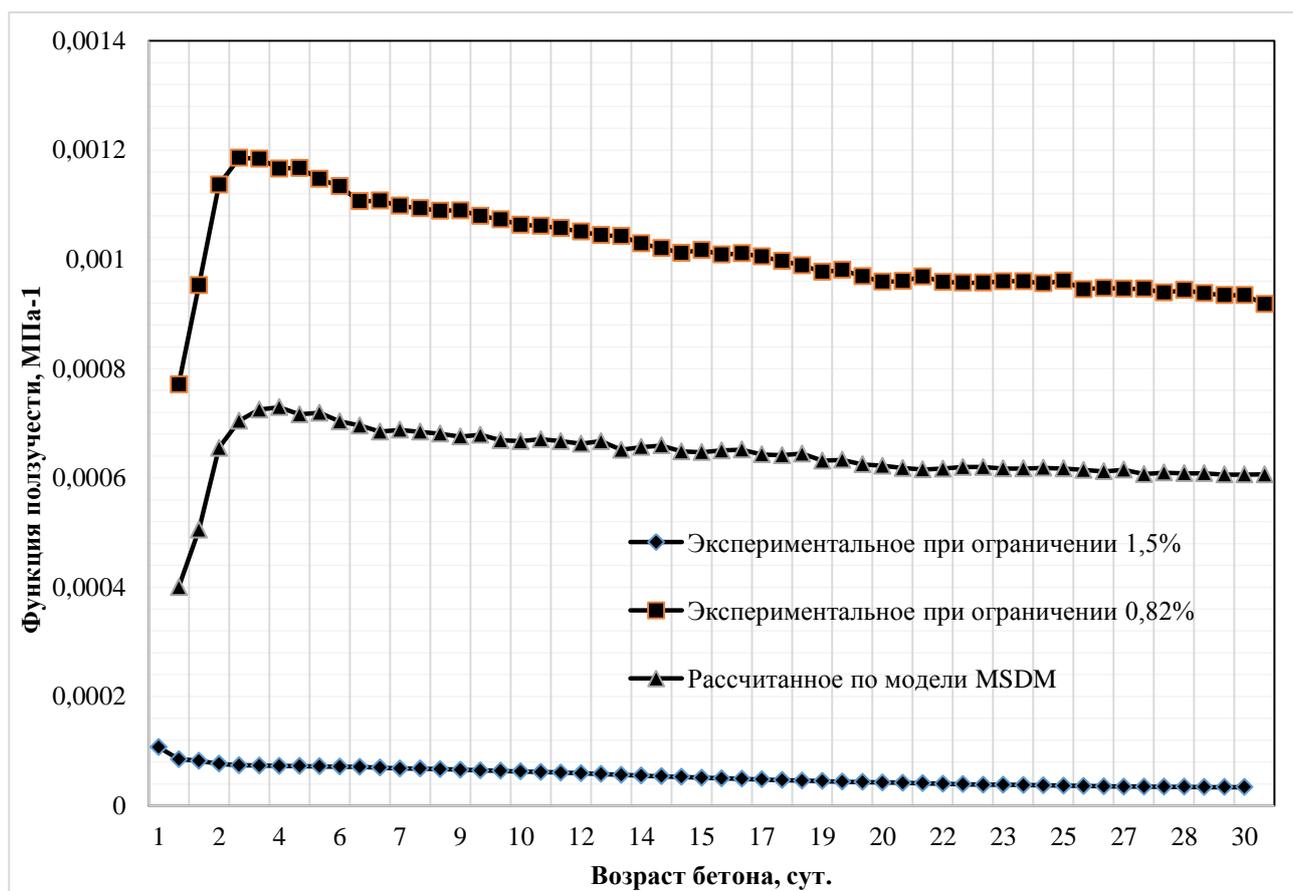
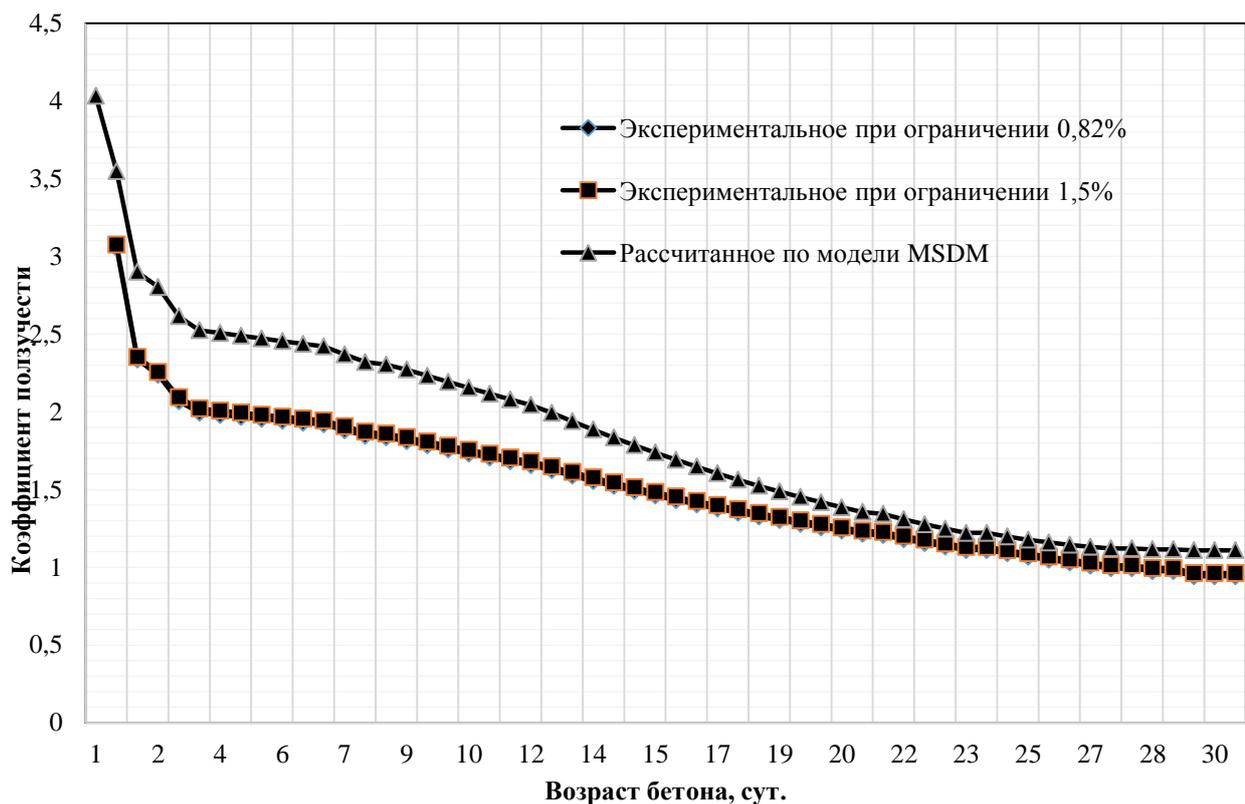


Рисунок 2 – Значения функции ползучести исследованного состава бетона в раннем возрасте (1 – ограничение 0,83 %. 2 – ограничение 1,5 %)



*Рисунок 3 – Значения коэффициента ползучести исследованного состава бетона в раннем возрасте*

#### Список цитируемых источников

1. Бетоны. Методы определения деформаций усадки и ползучести : ГОСТ 24544-81 ; введ. 01.01.1982 ; в ред. от 24.05.1985. – М. : Изд-во стандартов, 1987. – 41 с.
2. Кафедра ТбиСМ, БрГТУ : [сайт]. – URL: [http://tbsm.bstu.by/?page\\_id=320](http://tbsm.bstu.by/?page_id=320) (дата обращения: 10.10.2025).
3. Early age strain and self-stressed of expansive concrete members under uniaxial restraint conditions / V. Semianiuk, V. Tur, M. F. Herrador, G. M. Paredes // Construction and buildings materials. – 2017. – Vol. 131. – P. 39–49.

# **ВОЛНОВАЯ СОСТАВЛЯЮЩАЯ НОРМАЛЬНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ ПРИ ЧИСЛЕННОМ МОДЕЛИРОВАНИИ СЖАТИЯ ДЕРЕВЯННЫХ ОБРАЗЦОВ**

*П. Г. Романов*

*к. т. н., доцент, доцент кафедры проектирования, строительства и технологий, Северо-Восточный федеральный университет им. М. К. Аммосова, Якутск, Россия, e-mail: p.g.romanov@mail.ru*

Изменение напряжения в твердом теле как результат изменения существующей внешней силовой среды обычно рассматривается без принятия во внимание продолжительности перехода из одного состояния в другое. При этом, изменение существовавшей внешней силовой среды может быть как положительным, так и отрицательным либо нулевым. Изменение может быть вызвано нагружением или разгрузкой. Продолжительность и описание процесса изменения обычно не являются целью и задачей статических расчетов строительных конструкций.

Исследователи настоящее время не имеют возможности непрерывно видеть картину процесса восприятия твердым телом внешней нагрузки в виде динамично развивающегося процесса, то есть картину деформирования во всем физическом объеме.

Гипотеза исследований основывается на том, что в деревянных конструкциях деформации (и напряжения) распространяются волнообразно, в соответствии с физическими зависимостями распространения продольных волн деформаций внутри массива конструкций, и поперечных волн деформаций на поверхности конструкций. При этом можно считать, что скорость распространения волн деформаций сопоставима со скоростью распространения звука в рассматриваемом физическом теле.

Применительно к строительным конструкциям, возможно определить два процесса с точки зрения характера и продолжительности воздействия на испытуемый элемент конструкции.

Во-первых, при обычных статических испытаниях, нагрузка прикладывается за относительно короткое время, напряжения и деформации возникают за время приложения нагрузки, и волнообразно распространяются и приходят в состояние покоя, затем после определенного времени (выстойки) проводятся измерения. Интересен сам процесс распространения волн напряжений и деформаций, процесс эволюции этих волн в узлах, опорах элементов строительных конструкций, формирование и стабилизация нового объемного напряженно-деформированного состояния.

Во-вторых, важной задачей является описание процесса возникновения и эволюции волн напряжений и деформаций в элементах строительных конструкций при внешних вибрационных воздействиях. В деревянных клееных конструкциях это становится актуальным в связи с использованием ДКК в высотном каркасном строительстве, с активным использованием деревянных перекрестно-склеенных панельных конструкций (CLT-панелей) во многоэтажных зданиях. Необходимо определить многие характеристики поведения деревян-

ного перекрестно склеенного массива при внешних вибрационных воздействиях, в том числе такой важный показатель, как коэффициент затухания деформаций во времени. Разработка метода определения коэффициента затухания с учетом анизотропии деревянного перекрестно склеенного массива имеет важное значение для практики проектирования, строительства и эксплуатации многоэтажных зданий с применением CLT-панелей.

Принятые различными исследователями и авторами описания и классификации волн напряжений и деформаций в твердых телах имеют отличия. Терминологические отличия частично были обусловлены практикой переводов на русский язык иностранной научной литературы по данной проблематике. Имеется обширная библиография исследований отечественных и зарубежных ученых.

Значительное количество исследований основано на принятой классификации волн напряжений на основе физики твердого тела:

- упругие волны (величины внутренних напряжений таковы, что напряжения и деформации связаны по закону Гука, внутреннее трение и вызванные им напряжения малы);
- вязко-упругие волны (вместе с упругими напряжениями действуют и напряжения вязкости и внутреннего трения);
- пластические волны (напряжения превышают предел упругости материала).

Эта классификация основана на анализе процесса реагирования материала на внешнее воздействие с точки зрения его упругости.

В дополнение к устоявшимся представлениям о волнах как о периодических колебаниях, не связанных с переносом вещества, А. И. Добролюбовым проведены исследования, раскрывающие особенности волнового переноса вещества многими волновыми движениями, в том числе в деформируемых твердых телах.

Представляется, что для древесины в условиях воздействия определенных кратковременных (внезапных) нагрузений, наиболее корректным может быть энергетическая гипотеза формоизменения и ее развитие с учетом новых результатов многих исследователей.

С целью описания распространения волн напряжений, проведен численный эксперимент по сжатию модельного образца из древесины, размерами  $A \times B \times H$  в  $100 \times 100 \times 150$  мм (рисунок 1). Прикладывается равномерно-распределенная нагрузка, за время  $t = 5$  миллисекунд. Предполагается, что за столь малый отрезок времени, древесина реагирует как упругий материал, его пластические свойства не успевают проявиться, происходит явление, аналогичное т. н. «запаздыванию текучести», отмеченный Ю. Н. Дейвисом, Ю. Н. Работновым.

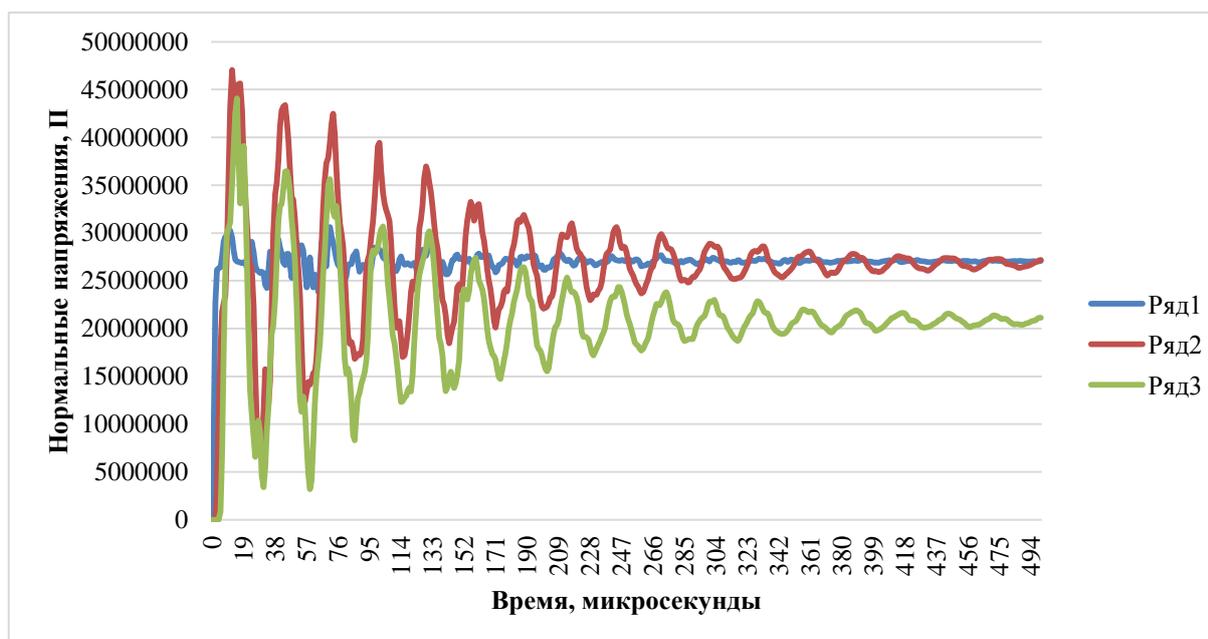
Движение волны напряжений в точках 1, 2 и 3, расположенных вдоль центральной оси, и 4, 5 и 6, расположенной на наружной грани модельного образца, имеет особенности, обусловленные расположением точек на наружной грани образца. Волновой характер распространения напряжений на наружной грани особенно показателен.

В точке 4, расположенной на верхнем торце модельного образца, в окрестности площадки приложения внешней нагрузки, с момента приложения нагрузки нарастают нормальные напряжения, достигают максимального значения и с незначительными колебаниями стабилизируются во времени. Макси-

мальные значения напряжения превышают напряжения в состоянии покоя в 1,09 раза.

В точке 5, расположенной на наружной грани, в середине высоты образца, нормальные напряжения возникают через некоторое время, за которое волна напряжения с заданной скоростью достигает указанной точки 5. Время прохождения волны напряжения видно на графике движения волны напряжения (рисунок 1). Напряжения нарастают интенсивнее, чем в точке 4, амплитуды колебаний значительные. Максимальные значения напряжения превышают напряжения в состоянии покоя в 1,82 раза.

В точке 6, находящейся в приопорной части образца, нормальные напряжения возникают по истечении времени, за которое волна напряжения с заданной скоростью достигает указанной точки 6. Исходя из размеров образца, время достижения волной напряжения точки 6 примерно в два раза больше, чем время достижения напряжения до точки 5. Максимальные значения напряжения превышают напряжения в состоянии покоя в 2,07 раза. В приопорной зоне, в точке 6, численный эксперимент показал напряжение в состоянии покоя примерно такое же, как в точках 4 и 5. В абсолютном выражении нормальные напряжения в состоянии покоя в точках 4 и 5, и 6 равны в среднем 26 МПа.



*Рисунок 1 – Движение волны напряжений в точках деревянного модельного образца*

### **Выводы**

Волновая составляющая напряжений значительно, до двух раз превышает напряжения в состоянии покоя. Данный фактор должен быть учтен при прогнозе длительной прочности, определяемой на основе кинетической теории.

# ОЦЕНКА ПРОЧНОСТИ БЕТОНА С ДОБАВЛЕНИЕМ ОТРАБОТАННОГО ФОРМОВОЧНОГО ПЕСКА

*С. И. Рощина<sup>1</sup>, М. С. Лисятников<sup>2</sup>, М. В. Тужилова<sup>3</sup>*

<sup>1</sup>*д. т. н., профессор, зав. кафедрой строительных конструкций, Владимирский государственный университет, Владимир, Россия, e-mail: rsi3@mail.ru, 4922479804*

<sup>2</sup>*к. т. н., доцент строительных конструкций, Владимирский государственный университет, Владимир, Россия, e-mail: mlisyatnikov@mail.ru, 89040358335*

<sup>3</sup>*аспирант кафедры строительных конструкций, Владимирский государственный университет, Владимир, Россия, e-mail: tuzhilova.mar@yandex.ru, 89904421834*

## **Аннотация**

**Предмет исследования:** работа посвящена изучению возможности применения отработанного формовочного песка (ОФП), являющегося отходом литейного производства, в составе бетонных смесей в качестве частичного заменителя природного песка. Исследование направлено на решение актуальной проблемы рационального использования промышленных отходов и снижения экологической нагрузки, связанной с их утилизацией и добычей природных материалов.

**Цели:** разработать состав бетона на основе рециклингового отхода с улучшенными прочностными и экономическими показателями. В качестве отходов предполагается использовать отработанный формовочный песок.

**Материалы и методы:** экспериментальные образцы бетона были изготовлены с замещением природного песка ОФП в количестве 10 %, 20 % и 30 %. В качестве вяжущего использовались портландцементы классов 22,5 Н, 32,5 Н и 42,5Н. Прочность бетона на сжатие определялась тремя методами: ультразвуковым, импульсным и методом разрушения в соответствии с ГОСТ.

**Результаты:** наибольшая прочность бетона (27,1 МПа) была достигнута при замещении 20 % песка ОФП после 28-ми суток твердения. При увеличении содержания отходов свыше 30 % наблюдается снижение прочности вследствие увеличения пористости и водопоглощения.

**Выводы:** использование ОФП в составе бетонных смесей является перспективным направлением, обеспечивающим улучшение экологических и экономических показателей производства. Оптимальным считается замещение природного песка на уровне 20 %, что позволяет получить бетон класса В20 при сохранении требуемых прочностных характеристик.

## **Введение**

Современная строительная отрасль характеризуется постоянным ростом объемов производства и, как следствие, увеличением количества промышленных отходов. Одновременно наблюдается дефицит природных строительных материалов, в частности песка, что обусловлено интенсивной добычей, ростом цен и ухудшением экологической обстановки. В этих условиях особую актуальность приобретает задача рационального использования промышленных отходов в производстве строительных материалов, в частности бетона [1]. Одним из перспективных направлений является использование отработанного

формовочного песка (ОФП) в качестве частичного или полного заменителя природного песка. Этот подход позволяет одновременно решать несколько важных задач: снижение нагрузки на окружающую среду за счет сокращения объемов отходов, уменьшение объемов добычи природного песка, сокращение выбросов углекислого газа и себестоимости бетонных смесей [2]. Таким образом, проблема исследования заключается в необходимости изучения возможности и целесообразности применения ОФП в бетонных смесях с целью повышения экологичности и экономической эффективности строительного производства. Результаты подобных исследований имеют важное значение для развития строительной науки, создания новых видов композитных материалов и совершенствования технологий переработки промышленных отходов.

### **Обзор литературы**

Анализ отечественных и зарубежных исследований подтверждает высокую актуальность использования отходов песчано-смоляных литейных форм в производстве бетона. Большинство авторов отмечают экологическую и экономическую целесообразность этого направления. Согласно исследованиям Г. Гарсии и других авторов [3, 4], в настоящее время почти все отходы песчано-смоляных литейных форм вывозятся на полигоны, что приводит к значительным экологическим издержкам. Использование таких отходов в качестве заполнителя бетона позволяет сократить нагрузку на окружающую среду и снизить объемы добычи природного песка, добыча которого становится все более проблематичной из-за истощения ресурсов и роста цен. Исследования Метоса [5] показали, что применение литейных отходов может снизить себестоимость бетонных смесей до 50–60 % по сравнению с использованием природного песка. Кроме того, использование отходов способствует уменьшению выбросов  $\text{CO}_2$  в атмосферу за счет сокращения энергозатрат на добычу и транспортировку природных материалов. Ряд экспериментов [6, 7] показали, что при частичной замене природного песка (до 30 %) прочностные характеристики бетона не только не ухудшаются, но в некоторых случаях даже повышаются. Отмечено улучшение прочности на сжатие, удобоукладываемости и долговечности. Однако при замене более 50 % песка наблюдается снижение прочности и увеличение водопоглощения, что связывают с угловатостью частиц и их высокой пористостью. Исследования Чжена и Сабура показали, что использование до 30 % отходов не оказывает негативного влияния на механические свойства, а в некоторых случаях даже улучшает прочность на изгиб [8, 9]. При этом использование таких материалов может снизить стоимость бетона марки М25 на 3–7 %. Таким образом, анализ литературы показывает, что использование отходов песчано-смоляных литейных форм в бетоне является перспективным направлением, сочетающим экологические и экономические преимущества. Для дальнейшего развития этого направления необходимо проведение экспериментальных исследований по определению физико-механических свойств бетонов с различной степенью замещения природного песка отходами литейного производства.

### **Материалы и методы**

Исследовалось влияние частичной замены песка рециклинговым отработанным формовочным песком (ОФП) на прочностные свойства бетона на сжатие [10]. Были приготовлены четыре варианта бетонных смесей, в которых ОФП заменяли песок в процентном соотношении 10 % с добавлением портландцемент класса 22,5 Н, 20 % с добавлением

портландцемент класса 32,5 Н и 30 % от общего объема мелкого заполнителя с добавлением портландцемент класса 42,5 Н. Эталонные образцы изготавливались без добавления ОФП. Образцы бетона изготавливались в формах размером 100 × 100 × 100 мм и испытывались на прочность на сжатие на 7, 14 и 28 суток твердения. Всего изготовлено 144 образца, в каждой серии испытаний – по 12 образцов. Результаты испытаний показали, что выбранное количество образцов для каждой серии достаточно для получения репрезентативных данных.

Использовались следующие материалы:

- портландцемент класса 22,5 Н, 32,5 Н, 42,5 Н соответствующий требованиям ГОСТ 31108–2020;
- очень тонкий песок, соответствующий требованиям ГОСТ 8736–2014 с модулем крупности 0,63;
- отходы песчано-смоляных литейных форм, предварительно подготовленные (измельченные, просеянные, высушенные),
- дистиллированная вода по ГОСТ Р 58144–2018;
- гранитный щебень фракции 5–20 мм, соответствующий требованиям ГОСТ 8267–93.

Состав был выбран для бетона класса В20, в котором сыпучий компонент замещался в процентном соотношении 10, 20 и 30 %.

### **Определение кубиковой прочности бетона**

Для оценки механических свойств бетонных образцов применялись три независимых метода.

1. Ультразвуковой метод (УЗМ). Скорость распространения ультразвуковых волн в образцах определялась прибором УКС-МГ4 № 1061, УКС-МГ4 – портативный ультразвуковой прибор для неразрушающего контроля качества бетона. Он измеряет скорость распространения ультразвуковых волн (УЗВ) через материал, которая коррелирует с его плотностью, прочностью и наличием дефектов (пор, трещин). Прибор оснащен двумя датчиками (излучатель и приемник), работающими на частоте 50–100 кГц, цифровым дисплеем с разрешением 0,1 м/с и встроенной памятью для хранения до 1000 измерений. УКС-МГ4 соответствует ГОСТ 17624-2012 и позволяет проводить калибровку для конкретных составов бетона, учитывая влияние ОФП. Измерения проводились на трех взаимно перпендикулярных направлениях для каждого образца, и вычислялось среднее значение.

2. Импульсный метод (ИМ). Для определения статического модуля упругости  $E_{ст}$ , ГПа, использовался прибор ИПС-МГ4,03 № 8528, основанный на измерении деформаций образца под действием известной нагрузки, ИПС-МГ4,03 – специализированный прибор для определения статического модуля упругости ( $E_{ст}$ , ГПа) бетона методом импульсного нагружения. Устройство измеряет деформации образца под действием контролируемой кратковременной нагрузки, что позволяет оценить упругие свойства, важные для проектирования сейсмоустойчивых и долговечных конструкций. Диапазон измерений модуля упругости составляет 5–50 ГПа, с погрешностью  $\pm 5\%$ , ИПС-МГ4,03 также поддерживает измерение динамического модуля упругости, что делает его универсальным для анализа бетона в лабораторных условиях. Статический модуль упругости отражает способность материала сопротивляться деформации под нагрузкой. Импульсный метод позволяет

моделировать реальные нагрузки, возникающие в строительных элементах. Измерения проводились в соответствии с ГОСТ 22690-2015.

3. Метод разрушения. Максимальная разрушающая нагрузка определялась на прессе ПИ-2000 в соответствии с ГОСТ 17624-2012.

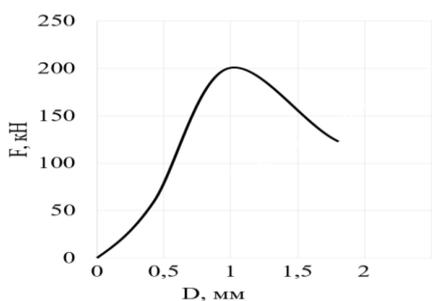
Прочность бетона на сжатие  $R_{сж}$ , МПа, вычислялась по формуле (1)

$$R_{сж} = \frac{\alpha \cdot F}{A}, \quad (1)$$

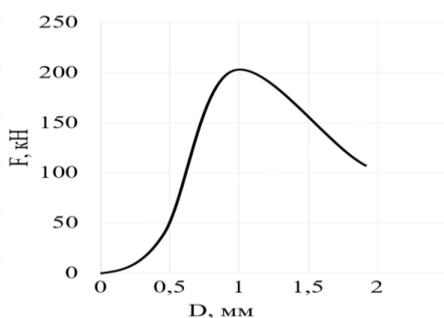
где  $\alpha = 0,95$  – масштабный коэффициент для приведения прочности бетона к прочности бетона в образцах базовых размера и формы (150 x 150 x 150);  $F$  – разрушающая нагрузка, Н;  $A$  – площадь рабочего сечения образца, мм<sup>2</sup>.

### Результаты исследования

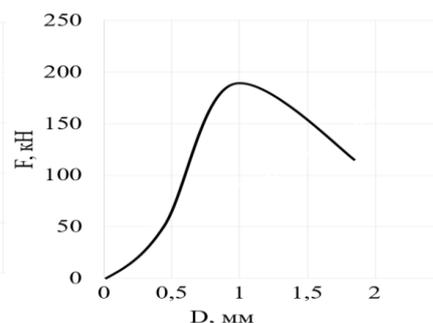
Кривые зависимости нагрузки от деформации образцов бетона после воздействия нагрузки имели пик, где координата оси ординат соответствует максимальной разрушающей нагрузке на сжатие образцов бетона. На графиках (рисунки 1–3) представлена зависимость нагрузки от деформации для бетонных образцов с различным замещением песка на ОФП на 7, 14 и 28 суток твердения, а также для эталонных образцов.



**Рисунок 1** – График зависимости нагрузки от деформации для эталонного бетонного образца на 7 суток твердения

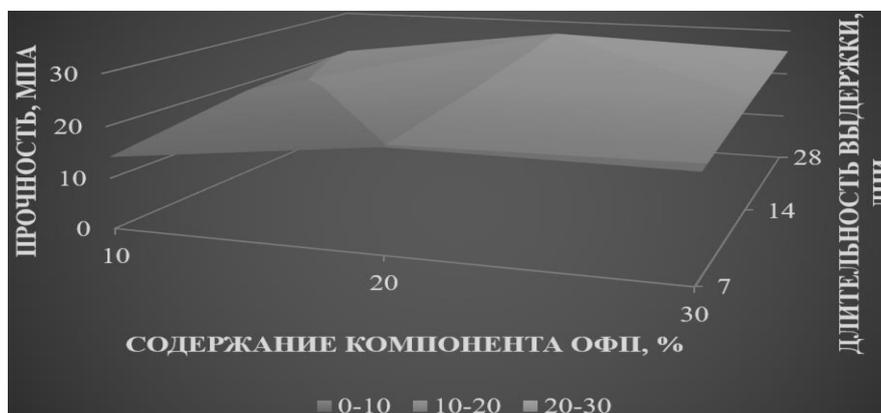


**Рисунок 2** – График зависимости нагрузки от деформации для бетонного образца с 30 % замещением песка на ОФП на 7 суток твердения



**Рисунок 3** – График зависимости нагрузки от деформации для бетонного образца с 10 % замещением песка на ОФП на 14 суток твердения

На диаграмме (рисунок 4) указана зависимость прочности от процентного замещения и выдержки образцов.



**Рисунок 4** – Зависимость прочности от процентного замещения и выдержки образцов

Максимальная прочность (27,1 МПа) бетона наблюдалась при замещении 20 % сыпучих материалов на ОФП через 28 суток твердения.

Минимальная прочность (14,3 МПа) бетона была отмечена при замещении 10 % через 7 суток.

### **Выводы**

Проведенные исследования показали, что использование ОФП в качестве частичного заменителя природного песка при производстве бетона является технически и экологически обоснованным решением.

Экспериментальные данные подтвердили, что оптимальным является замещение природного песка на 20 % отработанным формовочным песком. При таком соотношении достигается максимальная прочность бетона на сжатие – 27,1 МПа через 28 суток твердения, что соответствует классу бетона В20.

Увеличение доли замещения выше 30 % приводит к снижению прочностных характеристик бетона, что связано с повышенной пористостью и водопоглощением ОФП.

### **Список цитируемых источников**

1. Чебуркова, С. Н. Исследование напряженного-деформированного состояния железобетонных колонн в каркасах многоэтажных зданий / С. Н. Чебуркова, С. И. Рощина // *Инновации и инвестиции*. – 2020. – № 9. – С. 234–239.
2. Расчет прочности нормальных сечений изгибаемых элементов с учетом полной диаграммы деформирования бетона / М. В. Попова, М. С. Лисятников, А. Н. Сергеева, А. К. Модин // *БСТ: Бюллетень строительной техники*. – 2017. – № 12 (1000). – С. 44–45.
3. Siderurgical aggregate cement-treated bases and concrete using foundry sand / D. Garcia, A. Aghajanian, P. Tamayo [et al.] // *Applied Sciences*. – 2021. – № 11. – P. 21–33.
4. Influence of partial and total replacement of used foundry sand in self-compacting concrete / D. García, A. Aghajanian, R. Cabrera [et al.] // *Applied Sciences*. – 2023. – № 13. – P. 45–63.
5. Applications of waste foundry sand in conventional and dry-mix concretes / P. Matos, M. Marcon, R. Schankoski, L. Prudêncio // *Environ. Manag.* – 2019. – № 244. – P. 294–303.
6. Awoyera, P. The Use of Foundry Sand for Recycled Aggregate Concrete / P. Awoyera, C. Thomas, M. Kirgiz // *In The Structural Integrity of Recycled Aggregate Concrete Produced with Fillers and Pozzolans. Civil and Structural Engineering*. – Woodhead Publishing, 2022. – P. 3–24.
7. Best, J. Anthropogenic stresses on the world's big rivers. *Nature Geoscience* / J. Best. – 2019. – №12 (1). – P. 7–21.
8. Global trends and status in waste foundry sand management research during the years 1971–2020: a systematic analysis / M. Sabour, G. Derhamjani, M. Akbari, A. Hatami // *Environ. Sci. Pollut. Res.* – 2021. – № 28. – P. 37312–37321.
9. Effectiveness analysis of resources consumption, environmental impact and production efficiency in traditional manufacturing using new technologies: case from sand casting / J. Zheng, A. Chen, W. Zheng [et al.] // *Energy Convers. Manag.* – 2020. – № 209. – P. 96–111.
10. Кубиковая прочность бетона с добавлением отходов песчано-смоляных литейных форм / М. С. Лисятников, М. В. Тужилова, Д. О. Мясников, К. М. Терентьев // *Вестник Поволжского государственного технологического университета. Серия: Материалы. Конструкции. Технологии*. – 2024. – № 4 (32). – С. 18–29. – DOI: 10.25686/2542-114X.2024.4.18.

*Н. Г. Серегин<sup>1</sup>, А. С. Курдюков<sup>2</sup>*

<sup>1</sup>к. т. н., доцент кафедры промышленного и гражданского строительства, почетный работник сферы образования Российской Федерации, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет  
Москва, Россия, e-mail: SereginNG@mgsu.ru

<sup>2</sup>студент, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, Москва, Россия, e-mail: temik1516@gmail.ru

### **Введение**

Современное строительство постоянно находится в поиске инновационных решений, способных сочетать прочность, эстетику и энергоэффективность. Для решения данной проблемы, а также многих других, разрабатываются различные технологии изготовления деревянных конструкций.

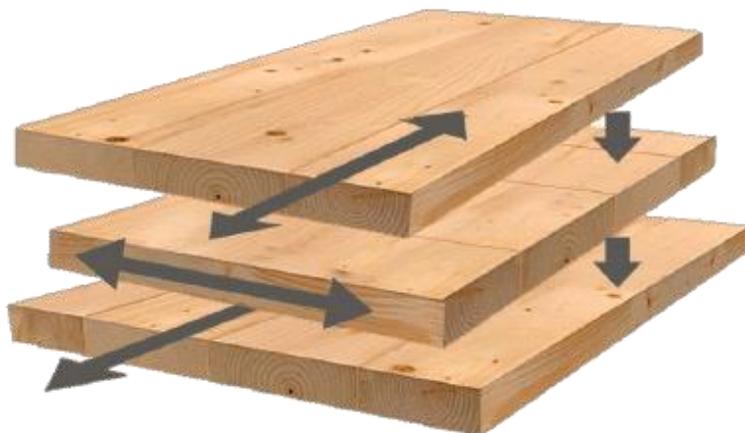
В настоящий момент наибольшее распространение получила технология изготовления перекрестных стеновых панелей – *CLT*. Но наряду с данной технологией существует еще одна, которая имеет очень схожую конструкцию – *MHM* [1, 2, 3, 4, 5].

**Цель работы** – исследование современных строительных конструкций с применением панелей *CLT* и *MHM* в промышленном и гражданском строительстве.

### **Объект исследования**

С применением в современных строительных конструкциях деревянных панелей *CLT* и *MHM* строят различные здания и сооружения, такие как отели, многоэтажные и общественные здания, частные дома, офисы, производственные и торговые комплексы [6, 7, 8].

*CLT* (*Cross Laminated Timber* или *Перекрестно Клееная Древесина*), другие названия: *KLH*, *BSP*, *X-LAM*, *CROSS-LAM* – это технология, подразумевающая изготовление панелей, в основу которой положено перекрестное склеивание между собой слоев ламелей из хвойных пород деревьев (рисунок 1) [9, 10, 11].



*Рисунок 1 – Перекрестное склеивание панелей CLT*

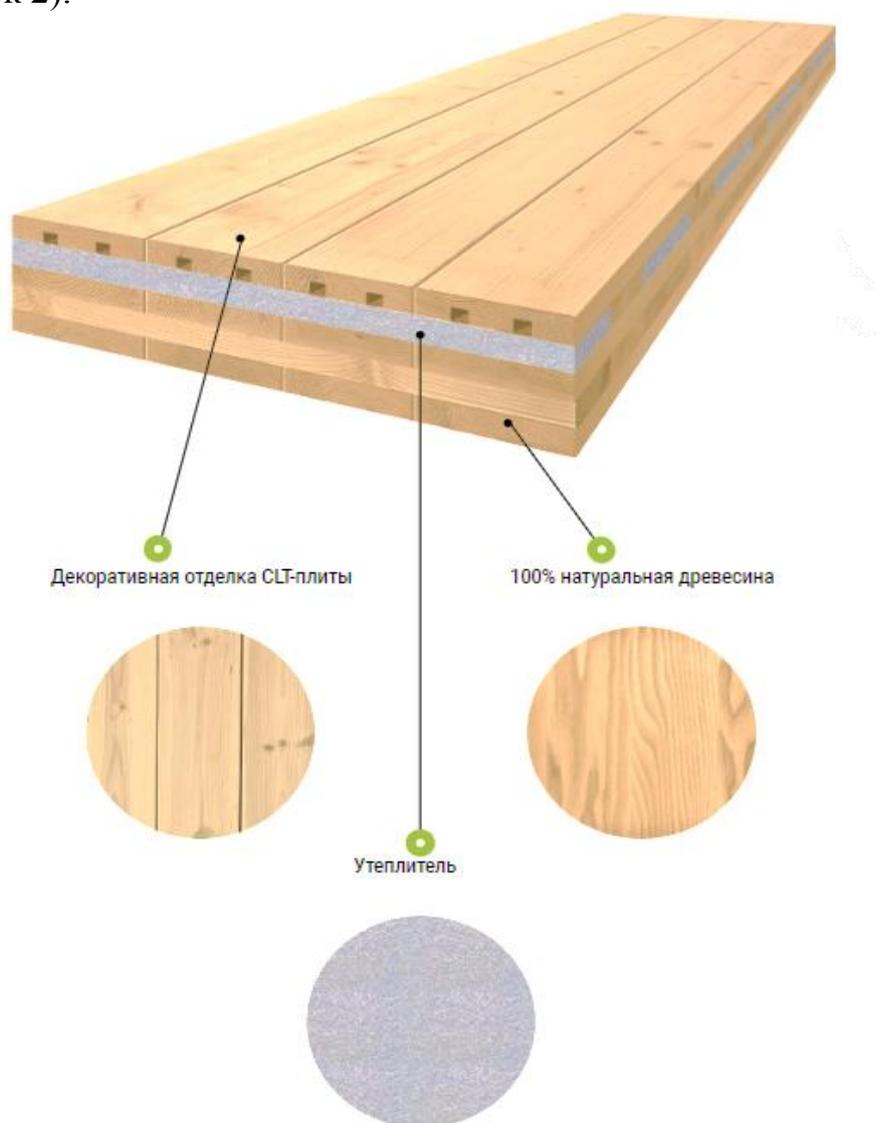
Для изготовления панелей *CLT* применяется доска хвойных пород древесины камерной сушки, с влажностью 12 %. Она раскраивается на ламели необходимого сечения, которые сращиваются по длине. Далее ламели калибруются и собираются в щиты с послойным перекрестным склеиванием. После чего щиты запрессовываются для получения единой панели, которая в дальнейшем проходит процесс калибровки, шлифовки и раскроя на ЧПУ станке [12].

Габаритные размеры *CLT* панелей варьируются в следующем диапазоне: ширина – до 4 м, длина – 24 м, а толщина – от 0,06 до 0,4 м [13, 14].

Наряду со стандартными панелями *CLT* разработаны утепленные плиты – **GrO Thermo** применяемые для наружных стен.

**GrO Thermo** – это утепленная *CLT*-плита, часть внутренних ламелей которой замещена древесным утеплителем. Слой утеплителя клеивается и запрессовывается в плиту аналогично ламелям [15, 16, 17].

Утеплитель, применяемый в панелях, на 94 % состоит из древесины, а также из экологического клея и парафина, которые добавляют для сохранения формы плиты (рисунок 2).



**Рисунок 2 – Состав плит GrO Thermo**

Примерами наиболее известных зданий и сооружений из *CLT* панелей являются:

- 100-метровая башня *Rocket&Tigerli* в Швейцарии, по плану ее строительство должно завершиться в 2026 году;
- комплекс *Mjostarnet* в Норвегии, насчитывающий 85,4 метра в высоту и 18–20 этажей;
- в России это ЖК «Соколики» в г. Сокол – четырехэтажный комплекс высотой 15 м и площадью 3013 м<sup>2</sup>.

Далее рассмотрим технологию *MHM* (*Massiv-Holz-Mauer* или *Многослойный Хвойный Массив*) – это панели, изготавливающиеся послойно с перехлестом из обрезных досок хвойных пород толщиной 20–24 мм [18, 19].

Для производства стеновых панелей *MHM* используется доска камерной сушки с влажностью 12 %, не требующая обработки антисептиком и пропитками.

Каждая доска проходит обработку на четырехстороннем станке, где выпиливаются пазы, которые при соединении досок между собой образуют воздушную прослойку для высокой звукоизоляции и теплопроводности. На станке также выпиливается боковой профиль для соединения досок между собой во избежание образования «мостиков холода». Затем доски послойно с перекрестной укладкой собираются в щиты с необходимыми размерами, которые сшиваются на алюминиевые гвозди в станках.

Выбор алюминиевых гвоздей (штифтов) обусловлен снижением повреждения и износа режущего инструмента при механической обработке.

По технологии изготовления панели являются экологически чистыми, без применения клея и других химических пропиток.

Производственная линия рассчитана на выпуск панелей с размерами: высота – 3,25 м, длина – до 6 м, толщина наружных панелей стен – от 340 мм (15 слоев досок) до 160 мм (7 слоев), а внутренних составляет 160 или 115 мм [20, 21].

Примерами наиболее известными зданиями и сооружениями из *MHM* панелей, являются:

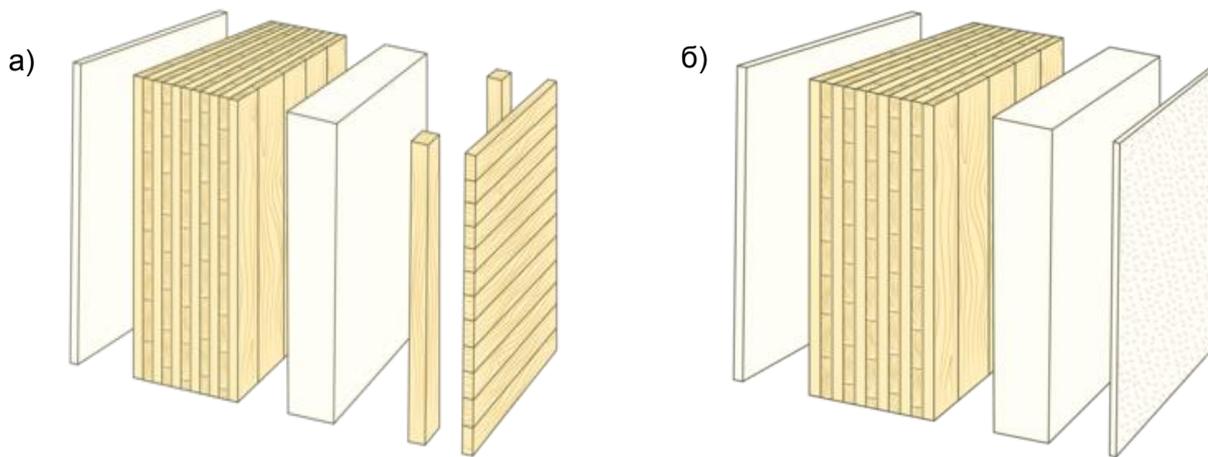
- *SporX* в Норвегии – это 40-метровое офисное здание, при его строительстве использовано 2000 м<sup>3</sup> цельной древесины и 500 м<sup>3</sup> клееного бруса;
- отель *Waldeck Spa Kur* в Бад-Дюхрайме.

#### **Результаты обсуждения**

Панели *MHM*, так же как и *CLT*, имеют общую техническую особенность, связанную с обязательным применением отделочных материалов после монтажа конструкции.

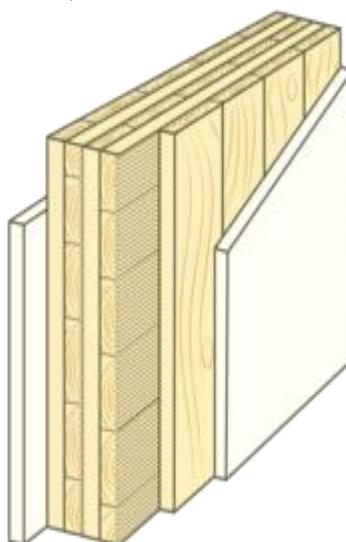
- **Внутренняя отделка** (например, дерево, гипсокартон, штукатурка) монтируется непосредственно на панель.
- **Внешняя отделка** является частью фасада и рассчитывается исходя из необходимого значения теплопередачи наружной конструкции здания.

Отделка фасада может использоваться как с вентилируемым фасадом (рисунок 3 а), так и штукатурная (рисунок 3 б).



а) вентилируемый фасад; б) штукатурный фасад  
**Рисунок 3** – Примеры отделки наружных панелей

- *Перегородки здания* имеют внутреннюю обшивку с обеих сторон (например, дерево, гипсокартон, штукатурка), образующую готовую поверхность стены. Слои обшивки располагаются непосредственно на стене без монтажного зазора (рисунок 4).



**Рисунок 4** – Примеры отделки панелей перегородок

Изучив основные конструктивные решения технологии *CLT*, необходимо рассмотреть ее достоинства и недостатки.

*К преимуществам панелей CLT можно отнести:*

- высокую заводскую готовность домокомплекта за счет применения модулей;
- скорость выполнения работ по монтажу домокомплекта;
- высокую несущую способность и жесткость панелей за счет перекрестной склейки ламелей;
- высокую сейсмоустойчивость зданий и сооружений из *CLT* панелей;
- высокую огнестойкость конструкции;
- низкую теплопроводность панелей.

*К недостаткам панелей CLT можно отнести:*

- большой вес и габариты *CLT* панелей, требующие специального транспорта для перевозки и монтажа конструкций;
- уменьшение габаритов панелей приводит к увеличению стыковых соединений, которые являются потенциальными «мостиками холода», а также усложняют монтаж конструкции.

Рассмотрим также основные достоинства и недостатки технологии *МНМ*.

*К преимуществам МНМ можно отнести:*

- отсутствие усадки за счет использования доски, обработанной в сушильных камерах до влажности 12–14 %;
- за счет перекрестного соединения ламелей обеспечивается высокая жесткость панелей;
- при производстве панелей используются только натуральные материалы;
- скорость выполнения сборки домокомплекта за счет высокой готовности конструкций;
- сразу после сборки здания можно приступать к отделке, за счет гладких деревянные панели;
- панели *МНМ* также имеют более низкую стоимость и меньший вес по сравнению с *CLT*, за счет особенностей производства.

*К недостаткам МНМ можно отнести* необходимость использования только калиброванных пиломатериалов.

## **Выводы**

1. Несмотря на высокую схожесть процессов изготовления панелей *CLT* и *МНМ*, они имеют одно принципиально важное отличие: панели *CLT* создаются путем склеивания ламелей в прессах, а панели *МНМ* собираются с помощью алюминиевых гвоздей. Стоимость панелей *CLT* выше стоимости панелей *МНМ* на 30–40 %.

2. Применение технологии *CLT* оптимально для возведения многоэтажных зданий. В случаях, когда несущая способность панелей и их высокая заводская готовность используется на 100 %, а высокая себестоимость производства компенсируется большим объемом возводимого строения.

3. Деревянное многоэтажное строительство из панелей *CLT* и *МНМ* – это реальность, поскольку оно соответствует современным нормам энергоэффективного строительства. Сооружения по данным технологиям могут возводиться на территориях со сложными инженерно-геологическими условиями, в сейсмически активных, горных или вечномёрзлых районах.

4. Монтаж деревянных конструкций отличается высокой технологичностью и скоростью, ввиду того, что используются модули заводской сборки.

5. Технология строительства деревянных зданий *Massiv-Holz-Mauer* является более оптимальной по технико-экономическим, физическим и эксплуатационным характеристикам для России, при условии обширного изучения и проведения испытаний данной технологии.

### Список цитируемых источников

1. Запруднов, В. И. Перспективы строительства уникальных зданий и сооружений из древесины / В. И. Запруднов, Н. Г. Серегин, Н. И. Потехин // Лесной вестник / Forestry Bulletin. – 2023. – Т. 27, № 4. – С. 128–136. – DOI: 10.18698/2542-1468-2023-4-128-136.
2. Запруднов, В. И. Большепролетные клееные деревянные конструкции и технология их изготовления / В. И. Запруднов, Н. Г. Серегин, А. С. Курдюков // Лесной вестник / Forestry Bulletin. – 2024. – Т. 28, № 4. – С. 138–146. – DOI: 10.18698/2542-1468-2024-4-138-146.
3. Серегин, Н. Г. Укрепление грунтов при возведении грунтоцементных свай / Н. Г. Серегин // Промышленное и гражданское строительство. – 2023. – № 4. – С. 37–42. – DOI: 10.33622/0869-7019.2023.04.37-42.
4. Серегин, Н. Г. Устройство цементогрунтовых свайных фундаментов с помощью механоактивации / Н. Г. Серегин // Промышленное и гражданское строительство. – 2025. – № 5. – С. 54–60. – DOI: 10.33622/0869-7019.2025.05.54-60.
5. Власов, С. А. Многоэтажное деревянное строительство: новые технологии и материалы / С. А. Власов. – М. : Стройиздат, 2020. – 256 с.
6. Булатова, И. В. Современные технологии производства клееной древесины / И. В. Булатова. – М. : Лесная промышленность, 2020. – 224 с.
7. Бурмистров, С. В. Инновационные технологии в производстве CLT панелей / С. В. Бурмистров // Строительные материалы. – 2020. – № 4. – С. 45–50.
8. Громадская, Т. С. Клееный древесный материал: от истории до современности / Т. С. Громадская. – Санкт-Петербург : Лесная школа, 2020.
9. Елисеев, А. В. Технологические характеристики CLT панелей / А. В. Елисеев // Современные материалы и технологии. – 2020. – № 1. – С. 77–81.
10. Сидоров, Д. И. Применение панелей МНМ в жилом строительстве / Д. И. Сидоров. – Омск : ОГАСУ, 2021. – 195 с.
11. Сидоров, Д. Ю. Проблемы и перспективы использования CLT / Д. Ю. Сидоров // Научные исследования в строительстве. – 2022. – № 4. – С. 22–27.
12. Ковалев, А. Н. Панели МНМ в современном строительстве: преимущества и недостатки / А. Н. Ковалев. – Казань : ТатГРЭИ, 2020. – 160 с.
13. Здания из клееного деревянного бруса. Правила проектирования и строительства : СП 515.1325800.2022 : введ. 2022.05.09. – М. : Стандартинформ, 2022. – 42 с.
14. Здания жилые многоквартирные с применением деревянных конструкций. Правила проектирования : СП 452.1325800.2019 : введ. 2020.04.29. – М. : Стандартинформ, 2019. – 53 с.
15. Здания общественные с применением деревянных конструкций. Правила проектирования : СП 451.1325800.2019 : введ. 2020.04.23. – М. : Стандартинформ, 2019. – 29 с.
16. Деревянные конструкции : СП 64.13330.2017 : введ. 27.02.2017 №129/пр. – М. : Стандартинформ, 2017. – 102 с.
17. Промстройлес // Технические характеристики CLT плит. – URL: <https://www.pslcomp.ru/clt-tehnologiya-stroitelstva-derevyannyh-domov/tehnicheskie-harakteristiki-clt-plit> (дата обращения: 18.09.2024).
18. SSA.RU // Инновационный материал для строительства загородных домов Gro Thermo. – URL: <https://ssa.ru/news/innovacionnyi-material-dlja-stroitelstva-zagorodnyh-domov-gro-thermo.html> (дата обращения: 19.09.2024).
19. WOODFOCUS // Панели МХМ. История и особенности технологии. – URL: [https://woodfocus.ru/tehnology\\_5](https://woodfocus.ru/tehnology_5) (дата обращения: 22.09.2024).
20. WOOD MASSIV // Технология МНМ. – URL: <https://wm-mhm.ru/proizvodstvo/tehnologiya-mhm#cto-takoe-mhm-massiv-holz-mauer> (дата обращения: 23.09.2024).
21. Massiv-Holz-Mauer®. – URL: <https://www.massivholzmauer.de/de/produkte/massiv-holz-mauer-clt/nlt> (дата обращения: 23.09.2024).

# ОБЗОРНЫЙ ДОКЛАД: ДОЛГОВРЕМЕННОЕ ПОВЕДЕНИЕ ДЕРЕВЯННО-БЕТОННЫХ КОМПОЗИТНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

*И. С. Сорокина<sup>1</sup>, С. А. Агафонов<sup>2</sup>*

<sup>1</sup> студент, Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого, Санкт-Петербург, Россия, e-mail: sorokina.is@edu.spbstu.ru

<sup>2</sup> ассистент, Высшая школа промышленно-гражданского и дорожного строительства, Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого, Санкт-Петербург, Россия, e-mail: agafonov\_sa@spbstu.ru

## **Аннотация**

**Предмет исследования.** Предметом исследования является долговременное поведение деревянно-бетонных композитных (ДБК, англ. ТСС – Timber–Concrete Composite) конструкций, применяемых в современном гражданском строительстве. Основные проблемы, на решение которых направлено исследование, связаны с недостаточной изученностью влияния ползучести, усадки бетона, механо-сорбтивного эффекта и циклического нагружения на деформативность и несущую способность ДБК в условиях реальной эксплуатации, а также с ограниченной нормативной базой для проектирования таких систем [1–4].

**Цели.** Целью работы является систематизация и анализ современных экспериментальных и теоретических данных о долговременном поведении ДБК-конструкций с учетом типа соединения, состава бетона, условий окружающей среды и характера нагружения, а также оценка соответствия существующих расчетных и нормативных подходов требованиям практики.

**Материалы и методы.** В обзоре использованы результаты исследований, опубликованных в ведущих научных журналах и отчетах [1–16], а также положения Eurocode 5 и проекта технической спецификации FprCEN/TS 19103 [4, 12]. Применены методы аналитического моделирования (модель эффективного модуля упругости) и численного анализа (МКЭ).

**Результаты.** Установлено, что клеевые соединения и применение ультравысокопрочный фибробетон (англ. UHPFRC – (Ultra-High-Performance Fiber Reinforced Concrete) обеспечивают наилучшую долговечность и стабильность жесткости [1, 6, 10]. Циклическое нагружение при напряжениях  $\leq 30$  % от предела прочности не вызывает усталости, но усиливает ползучесть, особенно при переменной влажности [7, 8]. Остаточная прочность после длительного нагружения сохраняется или даже возрастает для систем с UHPFRC [1]. Данные по долговременному поведению соединений подтверждены как в лабораторных, так и в натурных испытаниях, включая многолетние исследования на образцах с различными типами креплений [4].

**Выводы.** Полученные результаты подтверждают высокий потенциал ДБК-конструкций для многоэтажного строительства, Рекомендуется развивать нормативную базу с учетом климатических факторов и новых материалов, а также стандартизировать методики испытаний соединений для обеспечения надежного и устойчивого применения ДБК в практике [12, 14].

## **Введение**

В современном строительстве наблюдается рост интереса к гибридным системам, сочетающим возобновляемые и традиционные материалы. Особое внимание привлекают древесно-бетонные композитные (ДБК, англ. ТСС – Timber–Concrete Composite) конструкции, объединяющие высокую прочность древесины на растяжение и эффективную работу бетона на сжатие. Такой подход позволяет значительно повысить жесткость, несущую способность и общую эффективность конструкций по сравнению с цельнодеревянными аналогами [1].

Однако при проектировании ДБК для зданий с длительным сроком службы необходимо учитывать долговременные эффекты: ползучесть, усадку, циклическое нагружение и влияние климатических факторов (в первую очередь, влажности). Эти явления могут существенно изменить деформативность и прочностные характеристики системы со временем [2, 3].

Целью настоящей работы является систематизация и анализ современных научных данных о долговременном поведении ДБК-конструкций с акцентом на тип соединения, состав бетона, условия эксплуатации и характер нагружения, а также оценка соответствия существующих нормативных и расчетных методик реальным условиям эксплуатации.

## **Материалы и методы**

Анализ основан на результатах экспериментальных исследований, проведенных в лабораторных условиях при длительном и циклическом нагружении полноразмерных ДБК-образцов длиной до 8 м [1]. Использовались два типа бетона – обычный (C40/50) и ультравысокопрочный фибробетон (англ. UHPFRC – Ultra-High-Performance Fiber Reinforced Concrete) – и два типа армирования: стальная арматура и CFRP-стержни. Соединение древесины и бетона осуществлялось с помощью клеевой системы на основе эпоксидного клея с кварцевым песком [1, 6].

Особое внимание уделено работам Chuan DYE (2010), в которых проведены комплексные испытания ДБК-балок с различными типами соединителей (включая нарезные шурупы и вырезные соединения) под длительной нагрузкой в течение нескольких лет. Эти данные легли в основу современных подходов к оценке долговечности соединений [4].

Моделирование долговременного поведения выполнено с использованием аналитической модели эффективного модуля упругости [10] и численных моделей методом конечных элементов (МКЭ) [11, 15]. В качестве нормативной базы использованы Eurocode 5 и проект технической спецификации FprCEN/TS 19103 [4, 12].

Анализ охватывает следующие аспекты:

- типы соединений – механические (шурупы, шпонки, гвозди), клеевые (эпоксидные/полиуретановые составы с кварцевым песком) и гибридные системы;
- виды бетона – обычный (C25/30–C40/50) и ультравысокопрочный фибробетон (UHPFRC);
- армирование – стальная арматура, CFRP-стержни, фибро- и текстильное армирование;

- долговременные явления – ползучесть древесины и бетона, механо-сорбтивный эффект, усадка бетона;
- нагружение – длительное статическое и циклическое (до одного млн циклов, имитирующее эксплуатационные нагрузки в офисных зданиях);
- методы моделирования – аналитические (модель эффективного модуля упругости) и численные (МКЭ с учетом нелинейности и повреждений).

### **Результаты исследования**

#### **Общие принципы работы ДБК.**

Работа древесно-бетонных композитов во многом основана на формировании взаимодействия между деревянной частью (клеенной – КДК, ДПК или LVL) и бетонной. Эффективность композитного действия зависит от жесткости соединения, которая варьируется от полной совместной работы (Full composite action) до отсутствия совместной работы (No composite action). Идеальной считается полная совместная работа, при которой жесткость соединения является бесконечной, так что обеспечивается полная передача горизонтального сдвига без проскальзывания. При нижнем пределе сила горизонтального сдвига не передается между слоями, и каждый слой скользит как два независимых элемента с более высокой величиной скольжения. На практике чаще встречается частичная совместная работа (Partial composite action). Клеевые системы обеспечивают практически полное отсутствие скольжения даже после одного млн циклов нагружения [1, 6]. В то же время механические соединители подвержены деградации из-за ползучести древесины и влажностных колебаний [9].

#### **Ползучесть и усадка.**

Коэффициент ползучести древесины может превышать аналогичный для бетона в 2–3 раза, особенно при переменной влажности [2]. Это приводит к перераспределению внутренних усилий и росту прогибов. Усадка бетона в ранние сроки может вызывать отслоение плиты, если не применены меры по контролю твердения [3].

#### **Циклическое нагружение.**

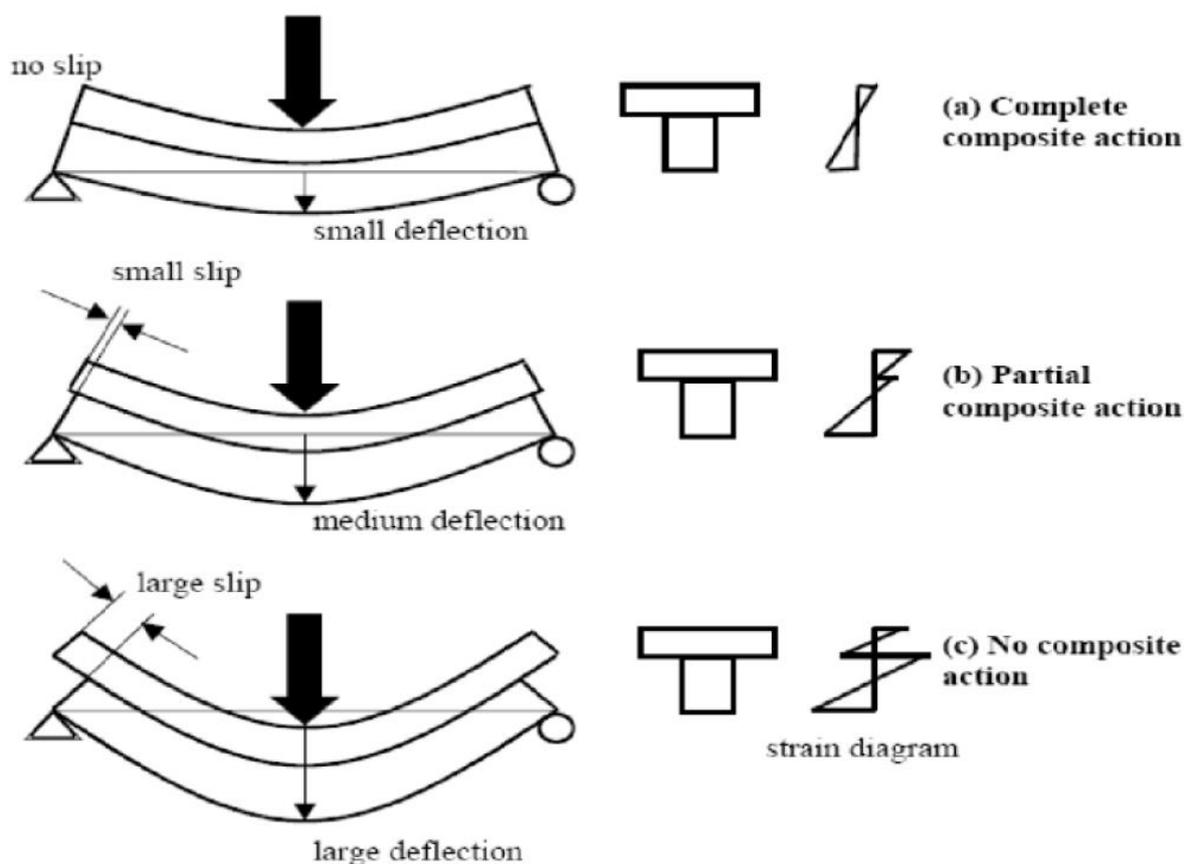
Испытания при циклической нагрузке от 4 до 20 кН (соответствует эксплуатационным нагрузкам в офисных зданиях) показали, что при напряжениях  $\leq 30\%$  от предела прочности усталостного разрушения не происходит [1]. Однако наблюдается монотонный рост прогибов за счет ползучести.

#### **Остаточная прочность.**

Для ДБК с клеевым соединением и UHPFRC остаточная прочность после циклического нагружения сохраняется или увеличивается на 10–24 % за счет дальнейшего набора прочности бетона [1]. В системах с обычным бетоном и стальной арматурой возможны отслоения плиты в приопорных зонах, что снижает несущую способность на 20–40 % [1].

#### **Моделирование и нормы.**

Аналитические модели позволяют достаточно точно прогнозировать эволюцию прогибов при постоянной влажности [9]. Однако существующие нормы недостаточно полно учитывают влияние переменной влажности и поведение новых материалов (UHPFRC, FRP) [12, 14].



*a) полная совместная работа; b) частичная совместная работа;  
c) отсутствие совместной работы [4]*

**Рисунок 1 – Жесткости соединения**

## **Выводы**

Древесно-бетонные композитные конструкции обладают высоким потенциалом для применения в многоэтажном и мостовом строительстве. Их долговременное поведение определяется:

- типом соединения – клеевые системы обеспечивают лучшую долговечность и стабильность жесткости [1, 6];
- составом бетона – UHPFRC позволяет снизить вес и повысить трещиностойкость [1, 10];
- условиями эксплуатации – переменная влажность существенно ускоряет ползучесть [7];
- уровнем напряжений – при низких уровнях ( $\leq 30\%$  от предела) циклическое нагружение не вызывает усталости [1].

Были выявлены нерешенные вопросы:

- прогнозирование поведения в условиях реальной эксплуатации (с учетом климата, вибраций, пожарной нагрузки);
- разработка унифицированных методик испытаний соединений;
- интеграция современных материалов в нормативную базу [12, 14].

Решение этих задач позволит обеспечить надежное, экономически эффективное и экологически устойчивое применение ДБК-конструкций в современном строительстве.

### Список цитируемых источников

1. Augeard, E. Mechanical behavior of timber–concrete composite members under cyclic loading and creep / E. Augeard, E. Ferrier, L. Michel // *Engineering Structures*. – 2020. – Vol. 210. – P. 110289. – DOI: 10.1016/j.engstruct.2020.110289.
2. Timber – Concrete Composites: Increasing the use of timber in construction / A. Dias, J. Skinner, K. Crews, T. Tannert // *European Journal of Wood and Wood Products*. – 2016. – Vol. 74, № 3. – P. 443–451. – DOI: 10.1007/s00107-015-0975-0.
3. Fragiaco, M. Time-dependent behaviour of timber–concrete composite floors with prefabricated concrete slabs / M. Fragiaco, E. Lukaszewska // *Engineering Structures*. – 2013. – Vol. 52. – P. 687–696. – DOI: 10.1016/j.engstruct.2013.03.033.
4. Chuan, D. Y. E. Behaviour and Design of Timber-Concrete Composite Floor System. PhD Dissertation / D. Y. E. Chuan. – Christchurch : University of Canterbury, 2010.
5. CEN/TS 19103:2018. Eurocode 5: Design of timber structures – Structural design of timber-concrete composite structures. – Brussels : CEN, 2018.
6. Experimental and analytical study of the mechanical behaviour of heterogeneous glulam–UHPFRC beams assembled by bonding: Short- and long-term investigations / K. Kong, E. Ferrier, L. Michel, A. Agbossou // *Construction and Building Materials*. – 2015. – Vol. 100. – P. 136–148. – DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2015.09.022.
7. An investigation of the viscoelastic creep behaviour of basalt fibre reinforced timber elements / C. O’Ceallaigh, K. Sikora, D. McPolin, A. M. Harte // *Construction and Building Materials*. – 2018. – Vol. 187. – P. 220–230. – DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2018.07.193.
8. Mechano-sorptive Creep in Reinforced Glulam / C. O’Ceallaigh, K. Sikora, D. McPolin, A. M. Harte // *Proc. WCTE 2018 World Conf. Timber Eng.* – Seoul. Rep. of Korea, 2018.
9. Yeoh, D. Fatigue behaviour of timber–concrete composite connections and floor beams / D. Yeoh, M. Fragiaco, D. Carradine // *Engineering Structures*. – 2013. – Vol. 56. – P. 2240–2248. – DOI: 10.1016/j.engstruct.2013.08.042.
10. Coupled finite element–finite difference formulation for long-term analysis of timber–concrete composite structures / N. Khorsandnia, J. Schänzlin, H. Valipour, K. Crews // *Engineering Structures*. – 2015. – Vol. 96. – P. 139–152. – DOI: 10.1016/j.engstruct.2015.03.047.
11. Nonlinear finite element analysis on timber–concrete composite beams / H. Tao, H. Yang, J. Zhang [et al.] // *Journal of Building Engineering*. – 2022. – Vol. 51. – P. 104259. – DOI: 10.1016/j.jobe.2022.104259.
12. Dias, A. Design of Timber–Concrete Composite Structures: A State-of-the-Art Report by COST Action FP1402/WG 4 / A. Dias, J. Schänzlin, P. Dietsch (Eds.). – Aachen: Shaker Verlag. 2018. – 256 p.
13. Long-Term Behavior of Timber–Concrete Composite Structures: A Literature Review on Experimental and Numerical Investigations / B. Shi. X. Zhou. H. Tao [et al.] // *Buildings*. – 2024. – Vol. 14, № 6. – P. 1770. – DOI: 10.3390/buildings14061770.
14. Experimental Analysis of Mechanical Behavior of Timber–Concrete Composite Beams with Different Connecting Systems / R. Cvetković, S. Ranković, T. K. Mišulić, D. Kukaras // *Buildings*. – 2024. – Vol. 14, № 1. – P. 79. – DOI: 10.3390/buildings14010079.
15. Ferrier, E. Modelling the bending behaviour of a new hybrid glulam beam reinforced with FRP and ultra-high-performance concrete / E. Ferrier, P. Labossière, K. W. Neale // *Applied Mathematical Modelling*. – 2012. – Vol. 36, № 8. – P. 3883–3902. – DOI: 10.1016/j.apm.2011.11.023.
16. Fostering GLULAM–UHPFRC composite structures for multi-storey buildings / N. Naud, L. Sorelli, A. Salenikovitch, S. Cuerrier-Auclair // *Engineering Structures*. – 2019. – Vol. 188. – P. 406–417. – DOI: 10.1016/j.engstruct.2019.03.030.

# ВЛИЯНИЕ СИСТЕМЫ КОНТРОЛЯ ПРИ РЕАЛИЗАЦИИ ИНВЕСТИЦИОННОГО ЗАМЫСЛА НА БЕЗОПАСНОСТЬ СТРОИТЕЛЬНОГО ОБЪЕКТА

*А. Ю. Столбоушкин<sup>1</sup>, В. О. Дмитриев<sup>2</sup>*

<sup>1</sup>*д. т. н., профессор, Сибирский государственный индустриальный университет, Новокузнецк, Россия, e-mail: stanyr@list.ru, +79133170117*  
<sup>2</sup>*магистрант, Сибирский государственный индустриальный университет, Новокузнецк, Россия, e-mail: vsdmitriev@mail.ru, +79059030101*

## **Аннотация**

Рассмотрено влияние системы контроля при реализации инвестиционного замысла на безопасность строительного объекта. Предметом исследования настоящей работы является методика организации системы контроля при строительстве объекта. Цель работы заключалась в разработке предложений по совершенствованию системы контроля и управления реализацией инвестиционных проектов в строительстве. В работе рассмотрены методы системы контроля, включающие визуальный осмотр, инструментальные измерения и лабораторные испытания строительных материалов и конструкций; проведение мониторинга ведения журналов и протоколов, оформления дефектных ведомостей, актов скрытых работ и актов сдачи-приемки работ; применение современных систем цифрового мониторинга, включающих машинное зрение, использование 3D сканеров, беспилотных летательных аппаратов. В работе выделены три направления по усовершенствованию системы контроля: программное алгоритмирование методологии контроля с учетом специфики технологии и организации строительного производства; выявление основных проблем и сбоев в системе контроля и управления инвестиционным проектом; разработка предложений по совершенствованию системы контроля и управления инвестиционным проектом. По результатам работы выявлены основные проблемы в системе организации контроля и управления инвестиционными проектами в строительстве, определены основные последствия ненадлежащего строительного контроля, выражающиеся в значительных временных задержках, срывах сроков ввода объекта в эксплуатацию, перерасходе финансовых средств, возникновении непредвиденных затрат и др., которые в конечном итоге приводят к ухудшению показателей NPV, IRR и срока окупаемости инвестиционного проекта. Предложены меры по совершенствованию системы контроля, позволяющие минимизировать риски дорогостоящих переделок и повышающие общую эффективность управления инвестиционными проектами в строительстве.

## **Введение**

Управление процессами строительства является ключевым звеном, обеспечивающим качество и долговечность строительных объектов на протяжении всего их жизненного цикла. В современном строительном бизнесе инвестиционный замысел, как правило, определяет дорожную карту предстоящей проектной деятельности по реализации проекта [1].

Как правило, под инвестиционным проектом подразумевают комплекс взаимосвязанных мероприятий, направленных на достижение конкретной экономической, социальной или иной цели путем вложения капитала

(инвестиций) в течение установленного периода времени, ограниченных по срокам, ресурсам и имеющих специфическую организацию управления [2].

Обычно инвестиционный проект характеризуется рядом ключевых признаков, таких как наличие цели для решения конкретной задачи, потребность в инвестициях, ограниченность во времени и ресурсах, уникальность, специфическая организация управления.

Таким образом, основным назначением инвестиционного проекта, является строительство объекта или модернизация производства, а для реализации, прежде всего, необходимы финансовые, материальные, трудовые и иные ресурсы.

Ограниченность во времени предполагает четко определенные начало и окончание реализации проекта, а строительная продукция, полученная в результате его реализации, является, как правило, уникальной. Таким образом, в новых условиях строительство подобного объекта потребует пересмотра технических, компоновочных и архитектурных решений с целью максимального получения инвестиционной прибыли. Следует также отметить, что ограниченность в ресурсах потребует обязательного утверждения бюджета до начала проектирования и строительства.

Что касается организации управления, то здесь следует рассматривать применение методов проектного управления для координации большого числа участников строительного процесса [3].

Управление инвестиционным проектом в строительстве на современном этапе – это особая сфера деятельности, объединяющая общие принципы контроля за реализацией проекта. Как правило, они включают в себя риски и другие специфические требования, характерные для строительной отрасли. Обычно успех реализации инвестиционного проекта в строительстве измеряется не только финансовыми показателями [4], но и своевременной сдачей безопасного и качественного объекта в эксплуатацию.

*Цель настоящей работы* заключалась в разработке предложений по совершенствованию системы контроля и управления реализацией инвестиционных проектов в строительстве.

### **Методы контроля**

При реализации инвестиционного замысла в строительной сфере основными методами системы контроля являются визуальный осмотр, инструментальные измерения и лабораторные испытания строительных материалов и конструкций.

При разработке и организации контроля документации проводится мониторинг правильного ведения журналов и протоколов, оформления дефектных ведомостей, актов скрытых работ и актов сдачи-приемки работ. В процессе строительства классически осуществляется трехступенчатая система контроля качества, включающая входной, операционный и приемочный контроль. В настоящее время все чаще применяются современные системы цифрового мониторинга [5], включая машинное зрение, использование 3D сканеров, беспилотных летательных аппаратов (дронов) и др.

### **Обсуждение результатов**

По данным литературных источников и собственных исследований авторов система контроля, безусловно, оказывает влияние на безопасность строительного объекта на всех этапах реализации инвестиционного замысла.

При этом условно можно выделить три направления на пути совершенствования этой системы:

- программное алгоритмирование методологии контроля с учетом специфики технологии и организации строительного производства;
- выявление основных проблем и сбоев в системе контроля и управления инвестиционным проектом;
- разработка предложений по совершенствованию системы контроля и управления инвестиционным проектом.

*Влияние системы контроля на безопасность объекта строительства.*

На каждом этапе реализации инвестиционного замысла проведение контрольных мероприятий не только желательно, но крайне необходимо. Например, при реализации прединвестиционной фазы проводятся инженерные изыскания, которые помогают сделать правильный выбор площадки и определить оптимальный конструктив фундамента, что позволяет в будущем избежать аварийных ситуаций. При реализации проектной фазы такие мероприятия, как входной контроль проектно-сметной документации [6], способствуют своевременному выявлению несоответствий принятых проектных решений требованиям заказчика. Особое внимание и контроль требуются при организационно-подготовительной фазе и в течение фазы строительства. Именно фаза строительства является источником наиболее опасных нарушений, которые могут привести к серьезным последствиям для безопасности объекта строительства. В условиях ограниченных материальных и временных ресурсов такие явления, как отсутствие должных испытаний, замена материалов без согласования с проектной организацией, а также несоблюдение технологии строительства, являются достаточно частыми. Контроль при пусконаладочной фазе реализации инвестиционного проекта позволяет выявить на заключительном этапе строительства нарушения в системах инженерного обеспечения объекта строительства.

*Проблемы системы контроля и управления инвестиционным проектом.*

В результате анализа авторами выделены следующие ключевые системные проблемы системы контроля и управления инвестиционными проектами в строительстве:

- разрыв между ожиданиями заказчика и проектными решениями. Причинами проблемы данного рода являются: недостаточная детализация и полнота технического задания для проектировщика; отсутствие формализованных требований к материалам и конструктивным решениям; отсутствие требований к элементной базе инженерных систем; применение проектировщиком решений, не согласованных с заказчиком;
- неэффективный входной контроль проектно-сметной документации (ПСД) со стороны заказчика. Причинами этой проблемы являются: отсутствие четко регламентированной организации управления проектами строительства; отсутствие сформированной команды специалистов по направлениям с четким разграничением ответственности за разделы проекта; «неправильное» отношение заказчика к организации контроля ПСД.

Как следствие, указанная документация передается генподрядчику без тщательной проверки заказчиком на соответствие исходным требованиям и без проверки на наличие ошибок или спорных решений. В результате проблемы обнаруживаются только на этапе строительства или закупки материалов,

что обычно приводит к длительным согласованиям изменений и к дорогостоящим корректировкам проектной, рабочей и сметной документации [7, 8].

*Предложения по совершенствованию системы контроля и управления инвестиционным проектом.* Для совершенствования системы контроля и управления при реализации инвестиционного проекта в строительстве авторами предложены следующие мероприятия.

1. Разработка регламента контроля и управления инвестиционными проектами. В данном документе необходимо особое внимание уделить персональной ответственности со стороны заказчика за каждый процесс реализации инвестиционного проекта.

2. Формирование команды проекта. При формировании команды проекта необходимо определить руководителя проекта, назначить ответственных специалистов за каждый раздел проектной, рабочей и сметной документации [9]. Команда проекта утверждается приказом по предприятию.

3. Разработка исчерпывающего технического задания (ТЗ). При его разработке помимо функционально-планировочных параметров объекта (площадь, объемно-планировочное решение и др.) должны быть определены следующие конструктивно-технические требования:

– требования к строительным материалам несущих, ограждающих конструкций и прочих элементов здания (фундаменты, горизонтальные и вертикальные элементы каркаса, кровля, стены, заполнения проемов, лестницы, полы и др.);

– требования к инженерным системам, способ прокладки, трассировка, марки/типы кабелей, труб, запорно-регулирующей арматуры, силовых шкафов, щитов освещения, розеток, выключателей, светильников, приборов охранно-пожарной сигнализации, систем контроля доступа и т. д.;

– требования к интеграции строящегося объекта с существующей инфраструктурой предприятия. Например, технические условия на подключение к электрическим сетям, сетям водоснабжения, теплоснабжения, канализации и очистным сооружениям, диспетчеризация сигналов охранно-пожарной сигнализации и т. д. [10].

Проведение строгого входного контроля ПСД. При поступлении указанных документов от проектной организации специалисты по направлениям из команды проекта обязательно должны проверять их на предмет наличия ошибок и соответствия техническому заданию. Также необходимо проверить наличие всех необходимых указаний для генподрядной организации по выполнению работ. Особое внимание необходимо уделить наличию необходимых узлов, разрезов, размеров, привязок осей зданий и сооружений к геодезической основе, а также проверить соответствие материалов и объемов работ в сметной и рабочей документации.

### **Заключение и выводы**

В результате проведенных исследований в области влияния системы контроля при реализации инвестиционного замысла на безопасность строительного объекта было установлено следующее:

– выявлены основные проблемы в системе организации контроля и управления инвестиционными проектами в строительстве;

– определены основные последствия ненадлежащего строительного контроля, выражающиеся в значительных временных задержках, срывах сроков

ввода объекта в эксплуатацию, перерасходе финансовых средств, возникновении непредвиденных затрат и др. В конечном итоге перечисленные последствия приводят к ухудшению показателей NPV, IRR и увеличению срока окупаемости инвестиционного проекта;

– предложены меры по совершенствованию системы контроля, позволяющие минимизировать риски дорогостоящих переделок и повышающие общую эффективность управления инвестиционными проектами в строительстве.

#### Список цитируемых источников

1. Боронина, Л. Н. Основы управления проектами : учеб. пособие / Л. Н. Боронина, З. В. Сенук ; М-во образования и науки Рос. Федерации, Урал. федер. ун-т. – 2-е изд., доп. – Екатеринбург : Урал. ун-т, 2016. – 134 с.

2. Воропаев, В. И. Управление проектами в России / В. И. Воропаев. – М. : Аланс, 1995. – 225 с.

3. Полковников, А. В. Управление проектами: полный курс MBA / А. В. Полковников, М. Ф. Дубовик. – М. : Олимп-Бизнес, 2021. – 552 с.

4. Управление проектами: фундаментальный курс / А. В. Алешин, В. М. Аньшин, К. А. Багратиони [и др.] ; под ред. В. М. Аньшина, О. Н. Ильиной ; Нац. исслед. ун-т «Высшая школа экономики». – М. : Изд. дом Высшей школы экономики, 2013. – 620 с.

5. Новоселов, Д. Б. Применение наземных лазерных сканеров при геодезическом сопровождении строительства горнодобывающих промышленных предприятий / Д. Б. Новоселов // Интерэкспо ГЕО-Сибирь, XVIII Междунар. науч. конгр., Междунар. науч. конф. «Геодезия. геоинформатика. картография. маркшердерия», 18–20 мая 2022 г., Новосибирск : сб. материалов в 8 т. – Новосибирск : СГУГиТ, 2022. – Т. 1. – С. 104–112.

6. Градостроительный кодекс Российской Федерации : 29.12.2004 № 190-ФЗ : принят Гос. Думой 22 дек. 2004 г. : одобр. Советом Федерации 24 дек. 2004 г. : в ред. от 31.07.2025 // КонсультантПлюс. Россия : справ.-правовая система (дата обращения: 24.10.2025).

7. PMBOK Guide = Руководство к Своду знаний по управлению проектам. Стандарт управления проектом – 7-е изд. – Newtown Square, Pennsylvania, USA : Project Management Institute. Inc., 2021. – 61 с.

8. Сергеев, И. В. Организация и финансирование инвестиций / И. В. Сергеев, И. И. Веретенникова. – М. : Финансы и статистика, 2001. – 272 с.

9. Троицкая, Н. Н. Управление рисками инвестиционного проекта / Н. Н. Троицкая // Индустриальная экономика. – 2020. – № 2. – С. 27–31.

10. Кондратеня, А. В. Инновационные методологии управления строительными проектами / А. В. Кондратеня В. В. Кондратеня, Г. Э. Окольникова // Системные технологии. – 2020. – № 4 (37). – С. 5–8.

# МЕХАНИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ КОНСТРУКЦИОННОГО КЕРАМЗИТОБЕТОНА

*И. В. Ткачук*

*младший научный сотрудник, Брестский государственный технический университет, Брест, Беларусь, e-mail: vanyu\_tkachuk@mail.ru  
научный руководитель: П. В. Кривицкий, к. т. н., доцент, доцент кафедры строительных конструкций, Брестский государственный технический университет, Брест, Беларусь*

**Предмет исследования.** Морфология трещинообразования и характер разрушения образцов; особенности и параметры структуры керамзитобетонных образцов.

**Цели.** Основной целью работы является изучение особенностей применения легких бетонов в несущих и ограждающих конструкциях, а также способности сопротивления заданным нагрузкам.

**Материалы и методы.** Экспериментальные исследования выполнялись с учетом влияния рецептурных (расхода цемента, воды, последовательность загрузки материалов) и технологических (удобоукладываемость, время перемешивания смеси и время ее виброуплотнения) факторов на прочность на сжатие.

**Результаты.** Выполнен анализ механических характеристик керамзитобетона и особенностей свойств крупного заполнителя, влияющие на повышение прочности на сжатие.

**Выводы.** Полученные данные свидетельствуют разрозненности с действующими нормами, что требует дополнительного исследования материала и конструкций через проведение натурных испытаний.

## **Введение**

Достаточно долгое время считалось, что легкие бетоны подходят исключительно для неармированных изделий и строительных конструкций. Для производства таких бетонов используют пористые заполнители различной фракции, как природного, так и искусственного происхождения. В роли природных заполнителей выступают пористые горные породы, сформированные в результате вулканической деятельности либо осадочным путем. Примерами являются вулканический шлак и туф. Искусственные пористые заполнители, такие как керамзит, аглопорит, перлит и шлаковая пемза, производятся посредством термической обработки минерального сырья. Стоит отметить, что керамзит занимает лидирующую позицию в объеме производства искусственных заполнителей для легких бетонов на территории Беларуси.

Анализ действующей нормативно-технической базы на территории Республики Беларусь в части проектирования, производства и применения легких бетонов, требует актуализации и структурной доработки. Современная база направлена на традиционные методы проектирования и не в полной мере

учитывают современные материалы, модифицированные составы и технологии изготовления легких бетонов. Основные направления в части доработки должны быть направлены на актуализации и внедрении методик расчета и проектирования; создание базы использования современных добавок и компонентов; повышение технической надежности проектных решений.

### **Обзор литературы**

Механические характеристики керамзитобетона формируются в процессе его работы под действием нагрузок и в наибольшей степени определяются такими параметрами, как прочность и модуль деформаций. В соответствии с положениями действующих технических нормативных правовых актов (ТНПА) [1], прочность керамзитобетона оценивается при воздействии различных видов нагрузок – преимущественно при сжатии и растяжении.

На прочность керамзитобетона влияет крупность керамзита, что приводит к уменьшению крупности керамзита в конструкционном керамзитобетоне, по возможности. Попытки получить более высокую марку бетона путем увеличения расхода цемента за счет уменьшения расхода песка или путем повышения активного вяжущего, применения эффективности тепловой обработки и т. д. практически мало эффективны. Следовательно, в отличие от бетона нормального веса, на прочность конструкционного керамзитобетона оказывает большое влияние прочность самого заполнителя – керамзита.

Обзор литературных источников по данному вопросу показал следующие факты, установленные исследователями:

– согласно [2] прочность таких бетонов нелинейно связана с их плотностью, а повышение прочности легких бетонов в основном базируется на повышении прочности, плотности и жесткости цементно-песчаной матрицы;

– на основании проведенных исследований И. Н. Ахвердов делает вывод, «... что прочность легких бетонов зависит, в основном, от активности цемента и пористости всей системы, которую, как и для обычных бетонов, предопределяет В/Ц соотношение» [3];

– Г. А. Бужевич [4] отмечает, что «... свойства крупнопористого бетона, в принципе, зависят от тех же факторов, что и свойства плотных бетонов: от вида заполнителя, расхода их на 1 м<sup>3</sup> бетона, способов приготовления и укладки бетонной смеси, условий твердения и др. Однако, влияние этих факторов в случае крупнопористых бетонов на пористых заполнителях несколько специфично».

### **Материалы и методы**

Легкий бетон является сложным многофункциональным материалом, который должен иметь плотную, сплошную структуру, минимальную плотность, достаточную прочность, чтобы обеспечить требуемую несущую способность, а также отличаться повышенной устойчивостью к воздействиям атмосферных осадков.

В качестве заполнителей в таких бетонах применяются материалы минерального происхождения с зернами пористой структуры, обладающие плотностью в сухом состоянии не более 2000 кг/м<sup>3</sup> или насыпной плотностью не выше 1200 кг/м<sup>3</sup>. Эти заполнители могут быть как природными, так и полученными искусственным путем.

Исследование механических характеристик состояло из четырех ключевых этапов:

этап 1 – анализ механических характеристик керамзитобетона и особенностей свойств крупного заполнителя, влияющие на повышение прочности на сжатие;

этап 2 – оценка пригодности имеющегося керамзитового заполнителя на рынке производителей Республики Беларусь для изготовления конструкционного керамзитобетона;

– этап 3 – анализ научно-технической литературы в области изучения оптимального проектирования состава керамзитобетонной смеси, установления критериев оптимальности и количественных зависимостей между ними, а также влиянию технологических факторов;

– этап 4 – экспериментальные исследования с учетом влияния рецептурных (расхода цемента, воды, последовательность загрузки материалов) и технологических (удобоукладываемость, время перемешивания смеси и время ее виброуплотнения) факторов на прочность на сжатие.

Из проведенного анализа имеющихся исследований в вопросе оптимального проектирования состава керамзитобетонных смесей становится очевидным, что методика подбора состава конструктивных легких бетонов на керамзитовом гравии весьма усложнена в сравнении с подбором состава бетона нормального веса из-за значительного колебания значений удобоукладываемости керамзитобетона ввиду своей особенности быстрой потери подвижности по причине поглощения влаги заполнителем, а также по причине трудности точного расчета В/Ц соотношения.

### **Результаты исследования**

Вопрос оптимальной технологии изготовления керамзитобетонных смесей занимает большую роль в возможности достижения требуемых прочностных качеств. Эту задачу практически решают, как на технологических линиях заводов-изготовителей керамзитового гравия, так и научные отечественные и зарубежные лаборатории.

Цель заключалась в изучения влияния геометрических параметров (формы, размеров) на механические характеристики, а именно, на прочность, на сжатие.

По результатам экспериментов были установлены лучшие показатели прочности при упаковке керамзитового заполнителя в соотношении 65 % керамзитового щебня и 35 % керамзитового песка.

После обработки результатов был получены графики набора прочности образцов, которые предоставлены на рисунке 1.

Как рассматривается в нормах [5] определение прочности бетона на сжатие  $R$ , МПа, вычисляют с точностью до 0,1 по формуле

$$R = \alpha \frac{F}{A} K_w,$$

где  $F$  – разрушающая нагрузка, Н;

$A$  – площадь рабочего сечения образца, мм<sup>2</sup>;

$\alpha$  – масштабный коэффициент для приведения прочности бетона в образцах базовых размеров и формы;

$K_w$  – поправочный коэффициент для ячеистого бетона, учитывающий влажность образцов в момент испытания.

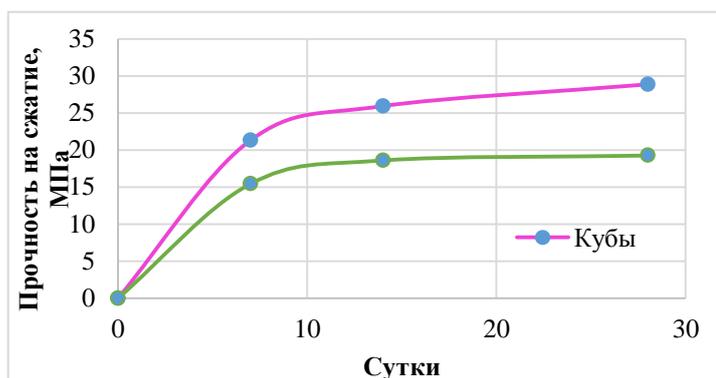


Рисунок 1 – График набора прочности испытываемых образцов

По данным собственных экспериментальных исследований было получено, что коэффициент  $\alpha$  составил 0,67...0,72, что свидетельствует о некоторых расхождениях с данными ТНПА, поэтому требуется его уточнение для конкретных составов (таблица 1).

Таблица 1 – Масштабные коэффициенты (согласно ГОСТ 10180-2012 [5])

Форма и размеры образца, мм	Масштабные коэффициенты при испытании				
	на сжатие всех видов бетонов, кроме ячеистого $\alpha$	на растяжение при раскалывании $\gamma$		на растяжение при изгибе тяжелого бетона $\delta$	на осевое растяжение $\beta$
		тяжелого бетона	мелкозернистого бетона		
Куб (ребро) или квадратная призма (сторона поперечного сечения)					
70	0,85	0,78	0,87	0,86	0,85
100	0,95	0,88	0,92	0,92	0,92
150	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
200	1,05	1,10	1,05	1,15	1,08
250	1,08	—	—	1,25	—
300	1,10	—	—	1,34	—
Цилиндры [диаметр × высоту (длину)]					
100×200	1,16	0,98	0,99	—	—
150×300	1,20	1,13	1,08	—	—
200×400	1,24	—	—	—	—
250×500	1,26	—	—	—	—
300×600	1,28	—	—	—	—
<p><b>Примечания</b></p> <p>1 Для ячеистого бетона со средней плотностью менее 400 кг/м<sup>3</sup> масштабный коэффициент <math>\alpha</math> принимают равным 1,0 независимо от размеров и формы образцов.</p> <p>2 Для ячеистого бетона со средней плотностью 400 кг/м<sup>3</sup> и более масштабный коэффициент <math>\alpha</math> для выбуренных образцов-цилиндров диаметром и высотой 70 мм и выпиленных образцов-кубов с ребром длиной 70 мм принимают равным 0,90, для образцов-цилиндров диаметром и высотой 100 мм и образцов-кубов с ребром длиной 100 мм — равным 0,95.</p> <p>3 Применение экспериментальных масштабных коэффициентов <math>\alpha</math>, <math>\beta</math>, <math>\gamma</math> и <math>\delta</math> по приложению Л, отличающихся от единицы в сторону увеличения или уменьшения более чем это указано в настоящей таблице для отдельных видов бетонов и размеров образцов, не допускается.</p>					

## **Выводы**

Прочность и деформативность бетона определяются, главным образом, структурой и свойствами цементного камня, который скрепляет зерна заполнителя в монолит. В последнее время было показано, что путем применения тех или иных технологических приемов, например, активацией цементного теста или введением добавок, можно значительно изменить прочность и деформативность бетона. В отдельных случаях свойства бетона изменялись в 1,5...2 раза. Свойства бетона существенно зависят от вида и качества заполнителя, а также от его состава. Прочности бетонов, приготовленных на цементе одинакового качества, при постоянном водоцементном отношении, но на разных заполнителях, могут отличаться в 1,5...2 раза.

Результат исследований показывает возможность получения легких конструкционных бетонов на основе керамзитобетона с высокими механическими характеристиками, которые обеспечат снижение собственного веса элементов из легких бетонов и уменьшат расход материалов, а также стоимость проекта на других этапах работ.

### **Список цитируемых источников**

1. Бетонные и железобетонные конструкции : СП 5.03.01-2020. – Введ. 20.05.2022. – Минск : Стройтехнорм, 2022. – 244 с.
2. Faust, Th. High strength lightweight-aggregate concrete / Th. Faust, G. Konig // Proceedings 2nd International Ph.D. – Symposium in Civil Engineering. – Budapest : Technical University of Budapest, 1998. – 8 p.
3. Ахвердов, И. Н. О научных проблемах в области легких бетонов. В книге «Аглопорит и аглопоритобетон» / И. Н. Ахвердов. – Минск. 1964. – С. 12–20.
4. Бужевич, Г. А. Исследование по крупнопористому бетону на пористых заполнителях / Г. А. Бужевич. – М. : Госстройиздат, 1962. – 142 с.
5. Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам : ГОСТ 10180–2012. – Введ. 01.02.2016. – Минск : НИЦ «Строительство», 2023. – 17 с.

# УТИЛИЗАЦИИ ОСАДКА СТОЧНЫХ ВОД В КАЧЕСТВЕ КОМПОНЕНТА СТРОИТЕЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ

*Е. А. Урецкий<sup>1</sup>, В. В. Мороз<sup>2</sup>*

<sup>1</sup>*РУП «Белорусский государственный проектный институт», Витебск, Беларусь, e-mail: euretsky@yandex.by*

<sup>2</sup>*к. т. н., доцент, зав. кафедрой природообустройства, Брестский государственный технический университет, Брест, Беларусь, e-mail: vovavall@mail.ru*

## **Введение**

На ряде предприятий машино- и приборостроения республики проблема выделения из сточных вод производств защитных покрытий (ПЗП) и печатных плат (ППП) компонентов, содержащих ионы тяжелых и цветных металлов в виде гальваношламов в основном решена, однако создаваемые отходами проблемы до сих пор не решены [1, 2]. Центров для приема и переработки гальваношламов крайне мало, а доставка и стоимость такой переработки на них для предприятий исключительна дорога. При этом вывоз гальваношламов на полигоны, предназначенные только для приема бытовых отходов, приводит к тому, что под воздействием атмосферных осадков (даже при ограниченной растворимости гидроксидов тяжелых металлов), происходит загрязнение поверхностных и подземных вод, а также растительного слоя почв [1, 2].

## **Обзор литературы**

Многие виды отходов, не относящиеся к категории сильнотоксичных, в настоящее время еще довольно часто складировуют в поверхностных хранилищах, что связано с отчуждением больших земельных площадей, загрязнением поверхностных и подземных вод и является экономически неоправданным. Одним из возможных методов утилизации осадка гальваношламов является использование его в качестве добавки в строительные материалы [1–5, 7].

## **Материалы и методы**

Все образцы осадков сточных вод представляют собой пастообразную массу с влажностью от 50 до 75 %, рН = 8–10 и включают в себя гидроксиды различных металлов и других минеральных и органических загрязнений. Анализ по химическому составу осадка проводился на спектрографе ИСП-ЭО, а также на атомно-абсорбционном спектрофотометре АА №-1. Чувствительность и ошибка определения удовлетворяет условиям спектрального метода анализа. Проведены исследования основных свойств осадка: зольности, влажности, плотности, концентрации, удельного сопротивления. Безопасность изготовленных изделий подтверждена Белорусским государственным научно-исследовательским институтом санитарии и гигиены. Обработка и утилизация жидких, пастообразных отходов производств, осадков, получаемых при обработке сточных вод, представляет сложную проблему.

При проведении исследований в качества основного глинистого сырья использовались красножгущиеся серосодержащие глины Мызинского, Ужовского и Богдановичского месторождений. В качестве добавки к глинистому сырью использовались осадки сточных вод.

Для данных керамических масс оценивалась пластичность, предел прочности при сжатии, водопоглощение, а также количество водорастворимых соединений в обожженном материале. Массы обжигались при температуре 1000–1050° С.

Основными компонентами сырьевой смеси для производства лицевого строительного кирпича являлась глина, отощитель и осадок сточных вод гальванического производства.

Кирпич формовался из сырьевой массы, содержащей 85 % глины и 15 % отощителя со степенью дегидратации 75–70 %. Для подготовки сырьевой массы лицевого слоя глину совместно с осадком сточных вод, взятых в соответствующей пропорции в расчете на сухое вещество, распускали в воде при влажности 42–44 %. Полученный шликер тщательно перемешивали, сушили, измельчали, после чего смешивали с отощителем, и увлажняли до влажности 21 %. Отощителем массы являлся песок с модулем крупности 1,8–2,1, шамот (молотые отходы обжига) или дегидратированная глина месторождения «Гершоны». Смесь вылеживали 72 часа и наносили слоем 5 мм методом двухслойного прессования по одну из ложковых и одну тычковых граней кирпича. Затем кирпич сушили и обжигали при температуре 950° С и 1000° С.

### **Результаты исследования**

В результате проведенных испытаний установлено, что при использовании в качестве компонента керамической массы осадка сточных вод от производства защитных покрытий в количестве 4–15 % достигается следующий эффект:

- обеспечивается обезвреживание отходящих при обжиге керамических материалов газов за счет снижения выделений оксидов серы на 68–89 %, что улучшает санитарно-гигиенические условия труда;

- уменьшается количество растворимых соединений в обожженном материале, что способствует уменьшению высолов на поверхности изделий, улучшения сцепления материала с раствором и снижению коррозирующих элементов;

- увеличивается механическая прочность сырца и обожженных изделий, а так же улучшаются показатели водопоглощения;

- улучшаются формовочные свойства массы за счет повышения пластичности, что особенно важно при применении низкопластичного сырья.

Для исследованных образцов оценивалась пластичность, водопоглощение, насыпная масса и количество выделяемых оксидов серы в обожженном материале. Данные керамические массы, используемые для получения керамзитового гравия, обжигались при температуре 1100–1170° С.

При исследовании эффективности применения добавки осадка сточных вод в производстве фасадной керамической плитки основной сырьевой смесью являлась известная масса на основе глины и отощителя, дополнительно содержащих осадок сточных вод от ПЗП и ППП и смешанный осадок.

Кроме того, осадок сточных вод гальванического производства исследовался в качестве заменителя красителя [6, 7]. При использовании осадка гальванического производства в качестве красителя показатели качества плитки фасадной не уступают показателям при использовании стандартного красителя.

## **Выводы**

На основании проведенных исследований и производственных испытаний можно сделать следующие выводы.

1. Осадки сточных вод от производства защитных покрытий, а также смешанного осадка рекомендуется использовать в качестве добавки при производстве керамических стеновых материалов и пористых заполнителей.

2. Сырьевая смесь с добавкой осадка сточных вод для лицевого слоя строительного кирпича может быть использована при производстве двухслойного кирпича и керамического камня шликерным способом.

3. При обжиге изделий при  $950^{\circ}\text{C}$  обеспечивается получение продукции с качественными показателями, аналогичным показателям изделий на основе известных масс, которые обжигают при  $1000^{\circ}\text{C}$ .

4. При использовании высушенного осадка сточных вод температура обжига изделий может быть снижена на  $50^{\circ}\text{C}$ , что обеспечит экономию топливно-энергетических ресурсов в количестве 30–40 кг условного топлива на 1000 штук кирпича.

5. Керамическая масса, изготовленная с добавками осадка сточных вод ПЗП и ППП, способствует повышению прочности при сжатии на 1–2 марки, уменьшению водопоглощения и увеличению морозостойкости изделий в 1,5–2 раза, одновременно улучшению их внешнего вида и расширению цветовой гаммы.

6. Добавление осадка сточных вод ПЗП и ППП в сырьевые смеси для рядового кирпича, плитки керамической фасадной, гравия керамзитового, а также бетона легкого на пористых заполнителях в пределах 5–15 мас %, обеспечивает получение экологически безвредной продукции, полностью отвечающей требованиям ее безопасной эксплуатации для здоровья человека [4, 5].

## **Список цитируемых источников**

1. Урецкий, Е. А. Ресурсосберегающие технологии в водном хозяйстве промышленных предприятий : монография / Е. А. Урецкий. – Брест : БрГТУ. 2007. – 396 с.

2. Урецкий, Е. А. Ресурсосберегающие технологии в водном хозяйстве промышленных предприятий : монография / Е. А. Урецкий. – LAP LAMBERT Academic Publishing. Germany. – 2014. – 360 с.

3. Урецкий, Е. А. Оптимизация существующих и разработка новых ресурсосберегающих технологий в водном хозяйстве предприятий приборо- и машиностроения : монография / Е. А. Урецкий, Е. С. Гогина, В. В. Мороз. – М. : АСВ, 2022. – 624 с.

4. Урецкий, Е. А. Разработка и внедрение ресурсосберегающих технологий утилизации твердых и жидких отходов сточных вод производств защитных покрытий и печатных плат : монография / Е. А. Урецкий, И. В. Николенко, В. В. Мороз. – М. : Русайнс, 2022. – 133 с.

5. Урецкий, Е. А. Ресурсосберегающие технологии промышленного водоснабжения и водоотведения : справочное пособие / Е. А. Урецкий, Е. С. Гогина, А. Д. Гуринович. – М. : Ассоциация строительных вузов РФ, 2012. – 312 с.

6. Некоторые направления использования отходов гальванического производства / В. Н. Марцунь, О. С. Залыгина, Л. А. Шибека [и др.] // Труды БГТУ. – 2012. – № 3 (150). – С. 70–75.

7. Инвентаризация гальванических шламов и осадков очистных сооружений, образующихся на предприятиях Республики Беларусь / В. Н. Марцунь, А. В. Лихачева, Л. А. Шибека [и др.] // Труды БГТУ. – 2012. – № 3 (150). – С. 76–83.

# ВИЗУАЛЬНОЕ ПРОГРАММИРОВАНИЕ В ПРОГРАММНЫХ КОМПЛЕКСАХ BIM-МОДЕЛИРОВАНИЯ

*И. Д. Чернявский*

*младший научный сотрудник, Брестский государственный технический университет, Брест, Беларусь, ilya.chernyavski@gmail.com*

**Предмет исследования.** Автоматизация рутинных операций при информационном моделировании зданий (BIM), в частности, процессов оформления проектной документации.

**Цели.** Сокращение трудозатрат и минимизация ошибок при оформлении проектной документации за счет разработки и внедрения алгоритмов автоматизации.

**Материалы и методы.** В исследовании использованы программный комплекс Autodesk Revit и среда визуального программирования Dynamo с интеграцией Python. Методика включала анализ рутинных операций, разработку и тестирование алгоритмов автоматизации в Dynamo, а также валидацию результатов на реальных проектах путем сравнения с традиционными методами.

**Результаты.** Разработана библиотека скриптов, которая автоматизирует ключевые процессы: формирование комплектов чертежей из Excel, автоматическое размещение видов и управление нумерацией листов. Их использование позволило сократить время создания и исправления чертежей и повысить их качество.

**Выводы.** Визуальное программирование доказало свою эффективность как ключевой инструмент, повышающий качество работы и сокращающий трудозатраты. Разработанные решения готовы к внедрению в проектных организациях.

## **Введение**

Технология информационного моделирования (BIM) меняет подходы в проектировании, которые имеют свои плюсы и минусы по отношению к обычному проектированию. Базовый функционал BIM-комплексов, несмотря на заявленные возможности облегчения процесса создания чертежей, не обеспечивает необходимый уровень автоматизации и значительный объем рутинных операций выполняет инженер, особенно в части оформления больших объемов проектной документации. Это уменьшает скорость перехода в BIM-моделирование. Приказ Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь от 16 марта 2018 г. № 70 утвердил план внедрения технологии информационного моделирования в области промышленного и гражданского строительства [4]. В соответствии с планом, я в своих исследованиях поставил задачу повысить эффективность работы за счет автоматизации рутинных процессов. В качестве инструмента для решения этой задачи была выбрана разработка скриптов на основе связки визуального программирования Dynamo и языка Python.

## **Обзор литературы**

Анализ работ, посвященных методологии информационного моделирования, позволил выделить ключевые теоретические основы. Исследование С. С. Бачуриной [1] дало четкое определение цифровой информационной модели (ЦИМ) и уровней ее проработки (LOD). Важным для моей работы стало положение автора о том, что суть моделирования на каждой стадии жизненного цикла объекта заключается в «алгоритмизации, программировании, автоматизации»

соответствующих процессов. Это напрямую соотносится с моей целью по упрощению моделирования через алгоритмизацию.

При анализе практических исследований [2, 3] был выявлен растущий интерес к использованию скриптовых сред. В работе И. С. Пученкова [2] Dymato применяется для автоматизации работы с классификатором – разработанный алгоритм назначает коды и параметры элементов, сокращая время и минимизируя ошибки. Более сложный уровень автоматизации показан в исследовании Е. Ю. Чакина и О. С. Гамаюновой [3]. Авторы используют Dymato не для рутинных операций, а для поддержки инженерных решений, создав методику и скрипт для автоматизированного выбора теплоизоляционных материалов на основе расчетов Revit.

Таким образом визуальное программирование позволяет перейти от статичного моделирования к динамическому управлению данными. Однако автоматизация именно рутинных операций оформления документации изучена недостаточно, что определяет актуальность данного исследования.

### **Материалы и методы**

В качестве основной платформы для исследования использовался программный комплекс Autodesk Revit и встроенная в него среда визуального программирования Dymato с языком программирования Python.

Исследование проходило в три этапа. Сначала мной были созданы аналоги чертежей для выявления рутинных процессов проектирования, например, создание и изменение нумерации страниц. На основе этого анализа в среде Dymato были написаны скрипты для автоматического выполнения этих задач. Затем разработанные скрипты были протестированы на реальных проектах. В ходе тестирования проверялось, насколько правильно скрипты выполняют свои функции, как быстро они работают и не возникают ли ошибки при изменении исходных данных.

Точность работы скриптов проверил с результатами, полученными вручную традиционным способом как в Revit, так и в Autocad.

### **Результаты исследования**

В результате исследования я разработал и проверил на реальных проектах библиотеку скриптов Dymato, направленную на автоматизацию рутинных этапов оформления проектной и рабочей документации, такие как создание листов, их наименование, а также нумерация.

Были получены следующие результаты. Разработан скрипт, который на основе таблицы Excel создает полный комплект листов в модели Revit с правильными наименованиями, исключая трудоемкий ручной процесс.

Создан алгоритм, который автоматически размещает виды на соответствующих листах на основе анализа их названий. Данное решение не только сократило время операции, но и обеспечило единообразие компоновки. Тестирование скрипта на комплекте из 566 листов (от четырех до семи видов на лист) показало 100 % точность позиционирования центра видов для видов сечений, которые имели одинаковые габариты. Для вида спереди была достигнута такая же точность, однако ввиду большой высоты элементов потребовалась их дополнительная ручная корректировка для размещения на листе в заданных масштабах, 3D-виды дорабатывались непосредственно на листах после выполнения скрипта.

Важным условием работы алгоритма является строгая система наименования видов, необходимая для группировки и точного позиционирования. Например, у нас есть эталонный лист КР1, где расположен вид с именем видаА\_КР1 с координатами 25 мм от левого края и 136 мм от верхнего края листа. У нас также есть лист КР2

и вид с именем вида\_A\_KP2, скрипт определяет координаты вида с именем вида\_A\_KP1, ищет все виды с префиксом вида\_A, находит вида\_A\_KP2, для этого вида находит лист KP2 и располагает его с координатами эталонного листа.

Выявленные ограничения применения методики связаны с необходимостью строгого соблюдения шаблона именования видов, что частично нивелируется созданием дополнительных скриптов валидаторов. Наибольшую сложность представляет предварительная настройка позиции видов, особенно 3D-видов, из-за отсутствия в API надежных механизмов привязки, что требует дополнительных трудозатрат.

Разработан комплекс скриптов для управления данными модели. Один из них обеспечивает мгновенное назначение проектных параметров большому количеству элементов, гарантируя полноту данных и отсутствие ошибок ручного ввода. Другой скрипт решает критически важную задачу корректировки нумерации листов. Ранее внесение изменений в пояснительную записку, влекущее за собой сдвиг в нумерации сотен листов и обновление основной надписи. Разработанное решение сокращает это время, что сделало изменения в проект более быстрыми и гибкими.

### **Выводы**

Проведенная работа на реальных проектах доказала, что визуальное программирование является не вспомогательным инструментом, а ключевым фактором повышения эффективности BIM-моделирования. Разработанная в ходе исследования библиотека скриптов показала свою эффективность, решив ряд критически важных задач значительно быстрее, чем вручную. Например, скрипт формирования комплектов чертежей из Excel полностью исключил многократно повторяемую ручную операцию, а алгоритм автоматического размещения видов не только сократил время на эту процедуру, но и гарантировал единообразие компоновки для сотен листов, что практически недостижимо при ручном труде. Таким образом, автоматизация привела не просто к ускорению, но и к принципиально новому, стандартизированному уровню качества выходной документации.

Разработанная библиотека скриптов может быть внедрена в работу проектных организаций для минимизации ошибок в виде человеческого фактора и сокращение времени на оформление проектной документации. Однако эффективность внедрения зависит от предварительной подготовки элементов модели и создание методик работы с проектами.

В дальнейшем планируется улучшить скрипты для еще большей автоматизации без предварительных доработок или уменьшение их количества.

### **Список цитируемых источников**

1. Бачурина, С. С. Информационное моделирование: методология использования цифровых моделей в процессе перехода к цифровому проектированию и строительству. Цифровой проектный менеджмент полного цикла в градостроительстве. Теория / С. С. Бачурина. – М. : ДМК Пресс. 2021. – Ч. 1. – 106 с.

2. Пученков, И. С. Обработка информации в BIM среде с помощью Dynamo на примере работы с классификатором / И. С. Пученков // BIM-моделирование в задачах строительства и архитектуры : материалы III Междунар. науч.-практ. конф., Санкт-Петербург, 15–17 апр. 2020 г. – СПб. : СПбГАСУ, 2020. – С. 414–424.

3. Чакин, Е. Ю. Методика выбора энергоэффективных теплоизоляционных материалов с помощью среды визуального программирования Dynamo / Е. Ю. Чакин, О. С. Гамаюнова // Известия ЮЗГУ. – 2024. – Т. 28, № 3. – С. 28–40.

4. Об утверждении плана внедрения технологий информационного моделирования (BIM-технологий) : приказ Мин-ва архитектуры и строит. Респ. Беларусь от 16 марта 2018 г. № 70 // ЭТАЛОН : инф.-поисковая система (дата обращения: 24.10.2025).

# ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ЭФФЕКТИВНЫХ МОНОЛИТНЫХ МНОГОПУСТОТНЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ С ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫМИ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫМИ БАЛКАМИ

*Н. Н. Шалобыта<sup>1</sup>, Е. А. Деркач<sup>2</sup>, Т. П. Шалобыта<sup>3</sup>, И. П. Коцюра<sup>4</sup>*

<sup>1</sup>*к. т. н., проректор по научной работе, Брестский государственный технический университет, Брест, Беларусь, e-mail: nnshalobyta@mail.ru*

<sup>2</sup>*м. т. н., начальник испытательного центра, Брестский государственный технический университет, Брест, Беларусь, e-mail: kamora@mail.ru*

<sup>3</sup>*к. т. н., доцент кафедры технологии бетона и строительных материалов, Брестский государственный технический университет, Брест, Беларусь, e-mail: t\_shalobyta@mail.ru*

<sup>4</sup>*м. т. н., зав. лабораториями кафедры строительных конструкций, Брестский государственный технический университет, Брест, Беларусь, e-mail: starterokman@yandex.ru*

## **Аннотация**

**Предмет исследования:** сопротивление эффективного монолитного железобетонного перекрытия с железобетонными предварительно напряженными балками.

**Цели:** оценка напряженно-деформированного состояния эффективного монолитного железобетонного перекрытия с железобетонными предварительно напряженными балками статическим нагружением.

**Материалы и методы:** экспериментально-теоретические.

**Результаты:** представлено новое конструктивное решение и выполнено экспериментальное исследование по оценке напряженно-деформированного состояния эффективного монолитного железобетонного перекрытия с железобетонными предварительно напряженными балками.

**Выводы.** Проведенное экспериментальное исследование позволило установить, что новое конструктивное решение эффективного монолитного железобетонного перекрытия с железобетонными предварительно напряженными балками, обладают целым рядом конструктивных, технологических и эксплуатационных характеристик по отношению к обычным монолитным перекрытиям. Внедрение новой конструктивной системы многопустотного перекрытия позволяет не только значительно сократить расход материалов, снизить собственную массу конструкций перекрытий, но и значительно упрощает и ускоряет монтаж непосредственно на строительной площадке.

## **Введение**

Одними из существенных вопросов, которые возникают при смене назначения здания, являются вопросы обеспечения несущей способности конструктивных элементов, и в первую очередь, перекрытий как более подверженных, в силу технологий изготовления, процессам деградации (разрушения). Не секрет, что большинство элементов перекрытий, выполненных в зданиях

столетней и более давности постройки, являются деревянными и в редком исключении – каменными. Процессы, связанные как с гниением, так и био-разрушением древесины, привели за столь значительный период времени к потере несущей способности конструктивных элементов деревянных перекрытий. Аналогично процессы деструкции материала швов в каменной кладке привели к невозможности их эксплуатации под действующие или новые нагрузки на перекрытия реконструируемых зданий.

В современном мировом строительстве проблемы ресурсо- и материалосбережения являются важными и актуальными. Существующая стесненность в исторических центрах населенных пунктов и связанные с этим вопросы по устройству строительной площадки привели к необходимости совершенствования технологий по устройству «новых» перекрытий при реконструкции зданий. Возможность решения сложных архитектурных форм и минимальный набор элементов, технологичность и скорость монтажа с возможностью устройства перекрытия без демонтажа существующих вертикальных конструкций становятся решающими при выборе метода замены перекрытия или его воссоздания.

### **Обзор литературы**

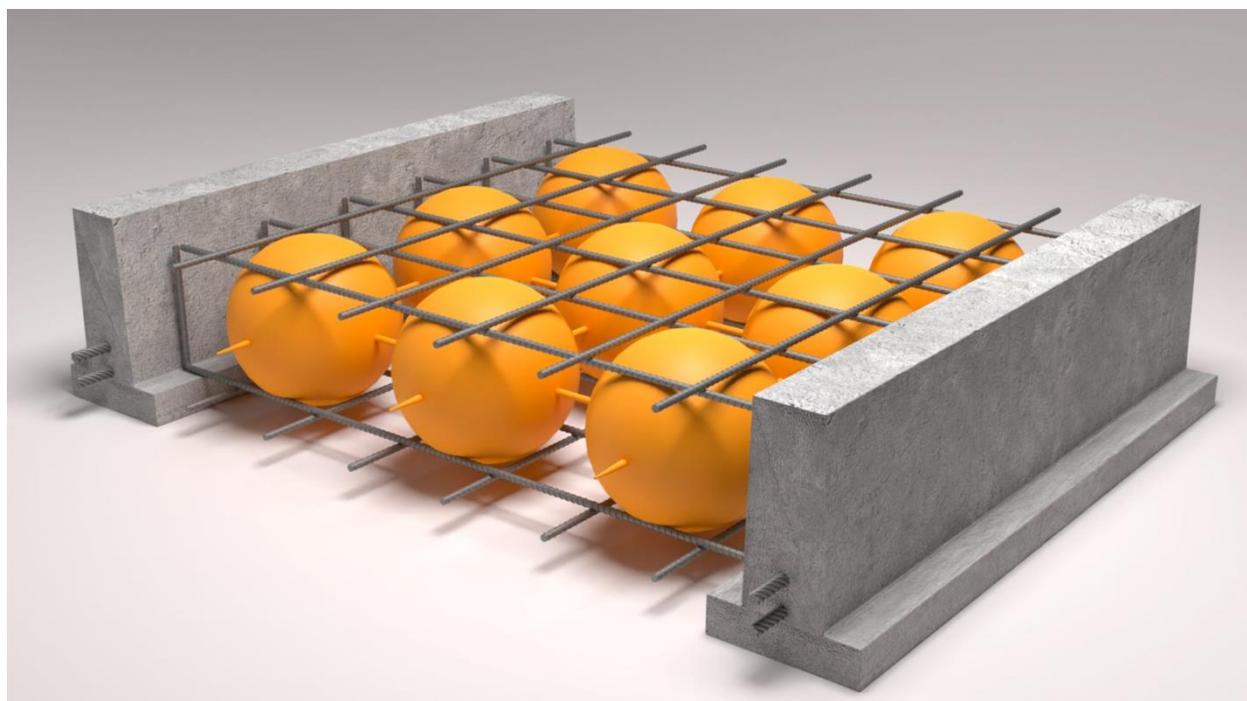
Около 60 лет назад французской компанией Rector создана и внедрена в практику строительства система облегченных сборно-монолитных перекрытий Rectolight [1], выполненных из сборных предварительно напряженных элементов и опалубки в виде специальных элементов из прессованной древесины. Арматурные сетки и монолитный слой бетона, укладывается непосредственно на стройплощадке после установки балок и опалубки. Несмотря на всю экономичность данного типа перекрытий на наш взгляд основным его недостатком является сложность при изготовлении специальной опалубки из прессованной древесины, которая к тому же создает сферическую потолочную поверхность и требует дополнительных затрат по устройству подвесных потолков.

Разработка собственных патентных решений пустотообразователей для безбалочных монолитных железобетонных перекрытий [2, 3] позволила авторам в качестве альтернативы для системы сборно-монолитных перекрытий Rectolight предложить собственное конструктивное решение.

### **Материалы и методы**

Новое конструктивное решение сборно-монолитной железобетонной плиты перекрытия представляет собой армированную плоскую монолитную плиту, содержащую в своей толще несущие сборные предварительно напряженные балки таврового сечения с полкой понизу, на которые опирается арматурный блок образованный пустотообразователями и верхней и нижней металлическими сетками (рисунок 1). Пустотообразователи представляют собой специальной конструктивной формы пластмассовые полые герметичные тела вращения (шары) с фиксаторами, расположенными снаружи сферы в ортогональных плоскостях перпендикулярных оси вращения и проходящей через центр плоскости. В статьях [4, 5, 6, 7] предлагалось использовать данных пустотообразователей для плоских монолитных железобетонных перекрытий, в том числе с использованием несъемной опалубки из цементно-стружечных плит. Проведенное в [4, 5] технико-экономическое сравнение сплошного монолитного железобетонного и многопустотного перекрытия показало что, применение

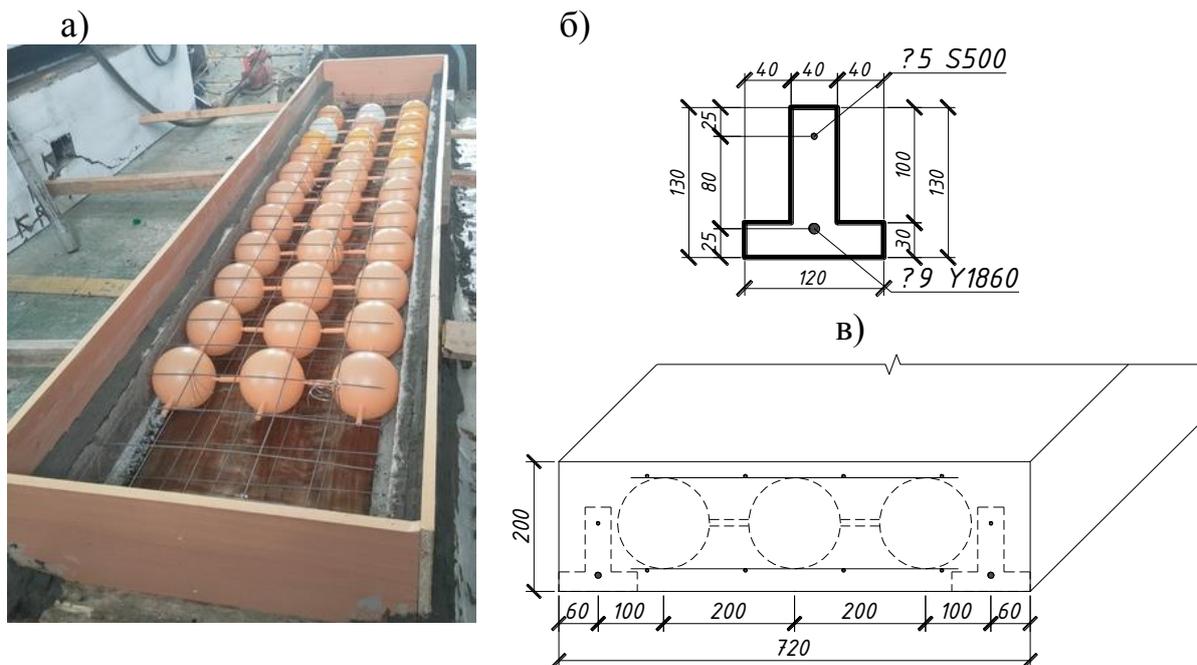
данного решения позволяет сократить объем бетона более чем на 30 %, а, следовательно, и снизить собственную массу конструкции, что позволит уменьшить армирование при принятых пролетах плиты. Однако, как показывает практика проектирования и исследований [8], с целью увеличения перекрываемых пролетов требуется или увеличения толщины монолитной многопустотной плиты или применения предварительного напряжения в построечных условиях для монолитных перекрытий [9]. Анализ практики применения систем Rectolight [1, 2] с использованием предварительно напряженных железобетонных балок, выполненных в заводских условиях показал, что решаются проблемы с величиной перекрываемых пролетов, а применение арматурных блоков, имеющих в своем составе эффективные пустотообразователи, с установкой их в толщу сборно-монолитного перекрытия позволит существенно снизить расход материалов (бетона и арматуры) и усовершенствовать технологические процессы при возведении перекрытий.



*Рисунок 1 – Модель нового конструктивного решения эффективного сборно-монолитного перекрытия с предварительно напряженными балками*

Экспериментальный образец сборно-монолитного перекрытия представлял собой монолитную плиту длиной 3000 мм, шириной 720 мм и толщиной 200 мм (рисунок 2). Плита состояла из двух сборных предварительно напряженных балок таврового сечения, расположенных на расстоянии 600 мм друг от друга, на полки которых укладывался арматурный блок с пустотообразователями диаметр которых составлял 160 мм. В качестве рабочей арматуры сборных предварительно напряженных балок использовались канаты Y1860 S7 (согласно СТБ EN 10138-3) диаметром 9 мм, а арматурный блок с пустотообразователями выполнен из арматурных проволочных стержней класса S500 (согласно СТБ 1706-2013) диаметром 5 мм, установленных с шагом 100 мм в продольном и поперечном направлении. Состав бетонной смеси для сборных предварительно

но напряженных балок и монолитной плиты принимался идентичным. Предварительное напряжение рабочей канатной арматуры сборных элементов выполнялось на упоры стенда с использованием гидравлического домкрата. После достижения бетоном требуемой отпускной прочности производили мгновенный отпуск предварительно напряженной арматуры путем перерезывания ее поперечного сечения с помощью механического алмазного инструмента. Средняя величина выгиба балок, после снятия с упоров напрягаемой канатной рабочей арматуры и установки последних в опалубку для укладки монолитного слоя бетона составила 12 мм.



а) опалубочный вид сборно-монолитной плиты; б) поперечное сечение и армирование сборного предварительно напряженного балочного элемента; в) схема сборно-монолитной плиты

**Рисунок 2** – Общий вид и схема сборно-монолитной плиты

### Результаты исследования

Нагрузку создавали в силовых рамах гидравлическими домкратами, а величину прикладываемого усилия определяли по показаниям манометра. С целью максимального приближения к нагружению равномерно-распределенной нагрузкой, загрузку элемента выполнялось полосовой нагрузкой через металлические жесткие траверсы и распределительные металлические пластины с использованием четырех гидродомкратов, установленных с шагом 500 мм вдоль пролета плиты. Рабочий пролет плиты сборно-монолитного элемента принят 2500 мм. Рабочее нагружение проводилось этапами, составляющими примерно 1/10 от разрушающей нагрузки (5 кН) с выдержкой на каждом из них 5–10 мин. За это время снимались показания прогибомеров и фиксировалось образование и развитие трещин, замерялась ширина их раскрытия. Показания приборов на каждом этапе снимались дважды – сразу же после приложения нагрузки и после выдержки. Общий вид нагружения сборно-монолитной плиты показан на рисунке 3.



*Рисунок 3 – Общий вид нагружения сборно-монолитной плиты*

Необходимо отметить, что в результате испытаний сдвиговых деформаций по контакту сборных элементов и монолитной конструкции не установлено. В результате экспериментальных исследований установлено, что разрушение плиты произошло по нормальному сечению, вследствие исчерпания прочностных и деформационных свойств монолитного бетона сжатой зоны. Образование наклонных трещин в конструкции не зафиксировано.



*Рисунок 4 – Общий вид трещинообразования в сборно-монолитной плите*

Анализ вертикальных перемещений, полученных при проведении экспериментальных исследований, показал, что прогибы увеличиваются равномерно без резких скачков. Величины прогибов, даже при загрузении, соответствующем этапу разрушения сборно-монолитной конструкции, значительно меньше, чем нормативно допустимые величины.

### **Выводы**

Проведенное экспериментальное исследование позволило установить, что новое конструктивное решение эффективного монолитного железобетонного перекрытия с железобетонными предварительно напряженными балками,

обладают целым рядом конструктивных, технологических и эксплуатационных характеристик по отношению к обычным монолитным перекрытиям. Внедрение новой конструктивной системы многопустотного перекрытия позволяет не только значительно сократить расход материалов, снизить собственную массу конструкций перекрытий, но и значительно упрощает и ускоряет монтаж непосредственно на строительной площадке.

#### Список цитируемых источников

1. Недвига, Е. С. Системы сборно-монолитных перекрытий / Е. С. Недвига, Н. А. Виноградова // Строительство уникальных зданий и сооружений. – 2016. – № 4 (43). – С. 87–102.
2. Пат. 8418 у Респ. Беларусь. Пустотообразователь безбалочной плиты перекрытия : № у 20120036 : заявлено 16.01.2012 / Шалобыта Н. Н., Тур В. В., Пойта П. С., Шалобыта Т. П., Цепаева Н. С., Пчелин В. Н. ; заявитель Брестский гос. ун-т. – Афіцыйны бюл. / Нац. цэнтр інтэлектуал. уласнасці. – 2012. – № 2 (85). – С. 236.
3. Пат. 8475 у Респ. Беларусь. Безбалочная монолитная плита перекрытия : № у 20120106; заявл. 06.02.2012 / Шалобыта Н. Н., Тур В. В., Пойта П. С., Пчелин В. Н., Пчелина Т. В., Цепаева Н. С. ; заявитель Брестский гос. ун-т. – Афіцыйны бюл. / Нац. цэнтр інтэлектуал. уласнасці. – 2012. – № 2 (85). – С. 236.
4. Шалобыта, Т. П. Эффективное решение плиты безбалочного железобетонного перекрытия / Т. П. Шалобыта, Н. Н. Шалобыта, Н. С. Цепаева // Дефекты зданий и сооружений. Усиление строительных конструкций : материалы XVI Междунар. науч.-методич. конф., ВИТУ. Санкт-Петербург, 22 марта 2012 г. / СПб. : ВИТУ, 2012. – С. 6–11.
5. Шалобыт, Н. Н. Плоское многопустотное безбалочное железобетонное перекрытие / Н. Н. Шалобыта, Т. П. Шалобыта, Е. А. Деркач // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Респ. Беларусь : сб. науч. ст. / ПГУ ; редкол.: Д. Н. Лазовский [и др.]. – Новополоцк, 2012. – Ч. 1. – С. 116–126.
6. Эффективное решение плоского безбалочного железобетонного перекрытия с применением элементов системы VST / Н. Н. Шалобыта, В. В. Тур, Т. П. Шалобыта, Е. А. Деркач // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь : сб. науч. ст. / ПГУ ; редкол.: Д. Н. Лазовский [и др.]. – Новополоцк, 2012. – Ч. 1. – С. 151–156.
7. Шалобыта, Н. Н. Экспериментальное исследование деформированного состояния плоского многопустотного железобетонного перекрытия с применением элементов системы VST / Н. Н. Шалобыта, Е. А. Деркач, Т. П. Шалобыта // Вестник БрГТУ. – 2014. – № 1 (85): Строительство и архитектура. – С. 97–102.
8. Коцюра, И. П. Экспериментальное исследование балочного фрагмента монолитной многопустотной плиты перекрытия / И. П. Коцюра, Е. А. Деркач, Н. Н. Шалобыта // Веснік Гродзенскага дзяржаўнага ўніверсітэта імя Янкі Купалы. – 2016. – Т. 6, № 1: Тэхніка. – С. 74–82.
9. Шалобыта, Н. Н. Экспериментальное исследование эффективной многопустотной плиты перекрытия / Н. Н. Шалобыта, И. П. Коцюра, Е. А. Деркач // Перспективные направления инновационного развития строительства и подготовки инженерных кадров : сб. статей XXI Междунар. науч.-метод. семинара. – Брест : БрГТУ, 2018. – Ч. 1. – С. 273–279.

# ВЛИЯНИЕ ПОЛЗУЧЕСТЬИ БЕТОНА НА ЭКСПЛУАТАЦИОННЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ КОНСТРУКТИВНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

*Ш. О. Эрбоев<sup>1</sup>, У. У. Джурсаев<sup>2</sup>, Г. А. Эрбоева<sup>3</sup>*

<sup>1</sup>доцент кафедры строительных материалов и конструкций, Джизакский политехнический институт, Джизак, Узбекистан, e-mail: shavkaterboyev709@gmail.com, +998973277559

<sup>2</sup>доцент кафедры зданий и сооружений, Джизакский политехнический институт, Джизак, Узбекистан, +998915963656

<sup>3</sup>магистрант кафедры зданий и сооружений, Джизакский политехнический институт, Джизак, Узбекистан, e-mail: ugulanbar@gmail.com, +998945752423

## **Аннотация**

В данной исследовательской работе изложены основы образования деформаций под изгибающими воздействиями, возникающим в бетоне при эксплуатации железобетонных конструкций, определения времени изгиба и расчета заданных изгибов.

**Предмет исследования.** Исследование эффектов изгиба, возникающих в бетоне.

**Цели.** Определение изгибов, образующихся в железобетонных конструкциях под действием нагрузки.

**Материалы и методы:** бетон, железобетон, расчетные методы анализа, методы приготовления образцов для испытаний и определение их конструктивных показателей исследования материалов для строительной конструкции по установленным СН и П и требованиям ГОСТ.

## **Введение**

При длительном воздействии на бетон неупругих деформаций (в том числе деформаций, возникающих при растяжении, скручивании) возникают деформации. В узком диапазоне длин волн, возникающих в результате деформации твердых тел, могут возникать деформации твердых тел в несколько раз больших, чем ожидаемых. Бетонная стяжка имеет амортизирующее свойство, поэтому ее применение в качестве несущих конструкций требует значительных усилий. Бетонные плиты могут быть изогнутыми или изогнутыми. При деформации стержня между стержнями возникают деформации, называемая деформацией стержня. Такая связь возникает в тех случаях, когда напряжение на цикле пренебрежимо мало, например, при предельном  $\sigma < 0,5 R$ . В случаях, когда напряжение выше, деформация при сбросе напряжения является линейной: в этом случае деформация быстро увеличивается при увеличении напряжения. Линейный объемный рисунок бетона со временем будет исчезать, как и при введении. Причина изменения заключается в том, что гипс, содержащаяся в цементе, обладает свойством разбрасывать цемент, и при снижении влажности объем становится меньше, а вязкость увеличивается. Кроме того, деформация гипса приводит к значительному увеличению напряжений. Структура бетона передает нагрузку на кристаллическую структуру. В это время бетонные заполнители получают большую нагрузку, и напряжение в затвердевшем цементе уменьшается. При высоких напряжениях (нелинейном падении напряжения) прогиб в бетоне в дополнение к вышеупомянутым явлениям появляются микротрещины и растут. Этот случай считается необратимым процессом, который приводит к быстрому увеличению деформации.

## Обзор литературы

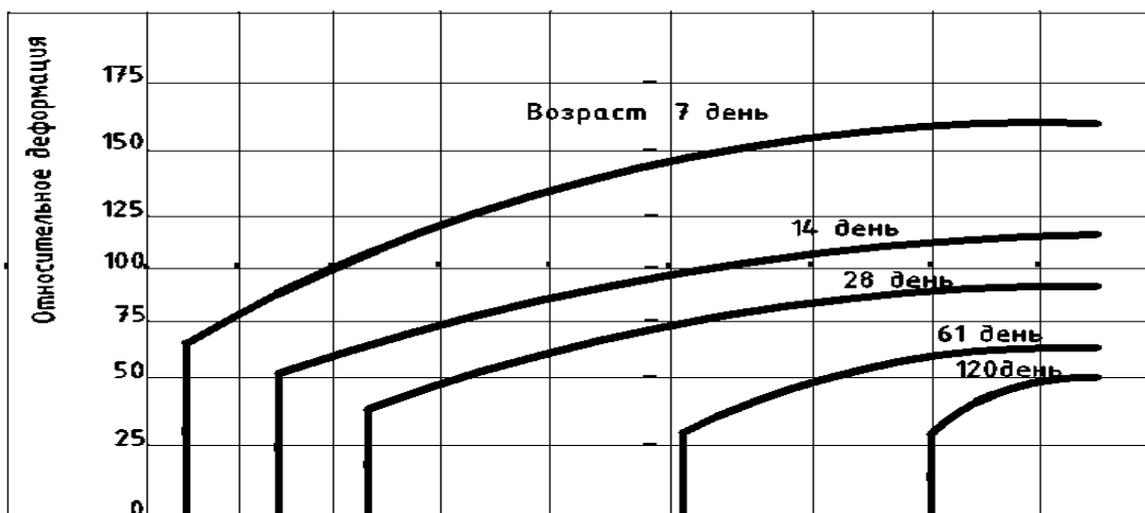
Для устойчивости и безопасности любого здания или сооружения большое значение имеют материалы и конструкции, используемые в строительстве. Они должны, прежде всего, соответствовать поставленным задачам. Например, фундамент требует высокой прочности и долговечности, а стены – утепления и воздухо непроницаемости. При этом эти материалы должны быть устойчивы к природным условиям на строительной площадке, изменению климата и даже биологическим воздействиям. Материалы, используемые при строительстве зданий и сооружений, должны не только обеспечивать прочность, но и уделять внимание их безопасности, гигиенической чистоте, эстетичному внешнему виду, огнестойкости и экологичности. Требования к строительным материалам, используемым в строительстве, должны полностью соответствовать физико-механическим, физико-химическим и другим показателям.

### Материалы и методы

Для выполнения поставленных задач в рамках исследований применены нижеследующие современные методы физико-химического анализа и стандартные методы определения технологических характеристик и физико-технических показателей лабораторных и производственных опытных образцов вспученного керамзита.

### Результаты исследования

Факторы, влияющие на пенетрацию бетона, также влияют на объем и развитие отвала. Эксперименты показали, что увеличение содержания цемента и воды в бетоне увеличивает пенетрацию и прочность бетона на растяжение. При использовании заполнителей с большим модулем упругости повышается влажность окружающей среды и понижается температура, а также увеличиваются размеры конструкции (размеры поперечного сечения), снижается пенетрация и прочность бетона. На разбрасывание бетона влияют степень натяжения, бетономешалка, возраст бетона в загрузочной емкости и т. д. С увеличением натяжения при изгибе железобетонных конструкций увеличивается разбрасывание бетона. Когда бетон готов, чем позже его загружают, тем меньше деформация опалубки, так как кристаллическая решетка становится прочнее по мере возраста бетона, увеличивая шероховатость бетона.



*Развитие деформации прогиба зависит от времени: а – при разном напряжении;  
б – при нагрузке в разном возрасте*

**Рисунок 1** – Значение деформаций после суток

## Выводы

Изгибающий смеситель представлен мерой изгиба  $C_{(t)}$ . За единицу измерения принята деформация изгиба, возникающая при напряжении 1 МПа. Таким образом, в случае напряжений  $\sigma_{\delta}$  деформация при изгибе равна  $\xi \rho^l(\tau) = C \sigma_{\delta}(\tau)$ , граничный износ которого выражается через граничное значение "с" измерения изгиба следующим образом:  $\xi \rho^l = C \sigma_{\delta}$ . Деформация при изгибе может поддерживаться с помощью описания изгиба, и следующее выражение взято из формулы  $\xi \cdot pl = \lambda \cdot pl \cdot \xi_{\delta} = \varphi \cdot \sigma_{\delta} / E_{\delta}$ . Существует связь между мерой изгиба "с" и углом  $\varphi$  изгиба, а также с выражением, главным образом,  $\varphi = c \cdot E_{\delta}$ . Граничный износ, указанный в описании изгиба  $\varphi$ , зависит от многих факторов и находится в диапазоне от одного до четырех для тяжелого бетона; от двух до пяти для легкого бетона.

## Список цитируемых источников

1. Асқаров, Б. А. Қурилиш конструкциялари / Б. А. Асқаров. – Т.Ўзбекистон, 1995. – 431 бет.
2. Асқаров, Б. А. Темирбетон ва тош-ғишт конструкциялари / Б. А. Асқаров, Ш. Р. Низомов, Б. А. Хабилов. – Т.Ўзбекистон, 1997. – 357 бет.
3. Erboyev, S. O. Оралиқ курилмаларни диагностика қилиш тизимларини такомиллаштириш / S. O. Erboyev, R. A. Axmedov, D. K. Jo'rayeva // Центральноазиатский журнал образования и инноваций. – 2023. – Vol. 2 (11). – P. 201–204.
4. Erboyev, S. O. Эксплуатация қилинаётган кўприкларнинг техник ҳолати мониторинг қилиш тизими / S. O. Erboyev, R. A. Axmedov // Центральноазиатский журнал образования и инноваций. – 2023. – Vol. 2 (11). – P. 197–200.
5. Эрбоев, Ш. О. Кўприк таянчлари юк кўтариш қобилиятини аниқлашнинг усуллари. Science and Education / Ш. О. Эрбоев. – 2022. – Vol. 3 (4). – P. 241–246.
6. Эрбоев, Ш. О. Темир йўл кўприкларига носозликларни аниқлаш. Тошкент темир йўллари муҳандислик институти / Ш. О. Эрбоев // АХБОРОТИ чорак журнали Toshtymi AXBOROT. – 2015. – Vol. 2. – P. 28–31.
7. Ochiltoshevich, E. S. Organizational and structural measures to improve the process of operation concrete span / E. S. Ochiltoshevich // European science review. – 2016. – Vol. 9–10. – P. 184–186.
8. Эрбоев, Ш. О. Оценка эксплуатационной пригодности элементов пролетных строений / Ш. О. Эрбоев // Механика муаммолари. – 2010. – Vol. 1. – P. 47–49.
9. Erboyev, Sh. O. Lak bo'yoq materiallar texnologiyasi : O'quv qo'llanma / Sh. O. Erboyev, E. N. Tilavov. – Jizzax, 2022.
10. Ганиев, И. Г. Результаты обследования и испытания эксплуатируемых пролетных строений железнодорожных мостов в условиях сухого жаркого климата / И. Г. Ганиев, Ш. О. Эрбоев // Проблемы прочности материалов и сооружений на транспорте : тезисы VII Междунар. конф. – 2008. – Vol. 23. – P. 24.
11. Ганиев, И. Г. Результаты обследования пролетных строений железобетонных железнодорожных мостов. Проблемы архитектуры и строительства / И. Г. Ганиев, Ш. О. Эрбоев // Научно-технический журнал. – 2007. – Vol. 2. – P. 16–18.
12. Ишанходжаев, А. А. Классификация пролетных строений по прочности при сейсмических воздействиях / А. Ишанходжаев, А. Ш. О. Эрбоев // Меъморчилик ва қурилиш муаммолари» Сам ДАКИ. – 2018. – № 4. – С. 16–18.
13. Ганиев, И. Г. Эксплуатационное состояние железобетонных мостов в условиях сухого жаркого климата в Республике Узбекистан / И. Г. Ганиев, Ш. О. Эрбоев, Н. З. Соатова // Мости та тунелг теория, дослщження, практика: Тези доповщей Міжнар. науково-практично. – 2007. – С. 14–15.
14. Ганиев, И. Г. Характеристика существующего парка железнодорожных железобетонных мостов / И. Г. Ганиев, Ш. О. Эрбоев // Проблемы архитектуры и строительства. Научно-технический журнал. 2007. – № 3. – С. 13.

*А. Э. Юницкий<sup>1</sup>, А. Н. Петровец<sup>2</sup>, А. А. Болтушко<sup>3</sup>*

<sup>1</sup>*доктор философии транспорта, генеральный конструктор, ЗАО «Струнные технологии», Минск, Беларусь, e-mail: a@unitsky.com*

<sup>2</sup>*инженер-проектировщик, конструкторское бюро «Железобетонные конструкции», ЗАО «Струнные технологии», Минск, Беларусь, e-mail: a.petrovets@unitsky.com*

<sup>3</sup>*инженер-конструктор, конструкторское бюро «Железобетонные конструкции», ЗАО «Струнные технологии», Минск, Беларусь, e-mail: a.boltushko@unitsky.com*

В современных транспортных системах стоит задача сочетания высокой скорости движения, экономичности строительства и эксплуатации, а также универсальности применения на различных типах местности. Для выполнения этих задач необходимо повышать эффективность транспортных сооружений, при этом ключевым критерием выступает экономическая составляющая, которая зависит от выбора материалов и конструктивной схемы, а также от затрат на строительство и эксплуатацию [1, 2].

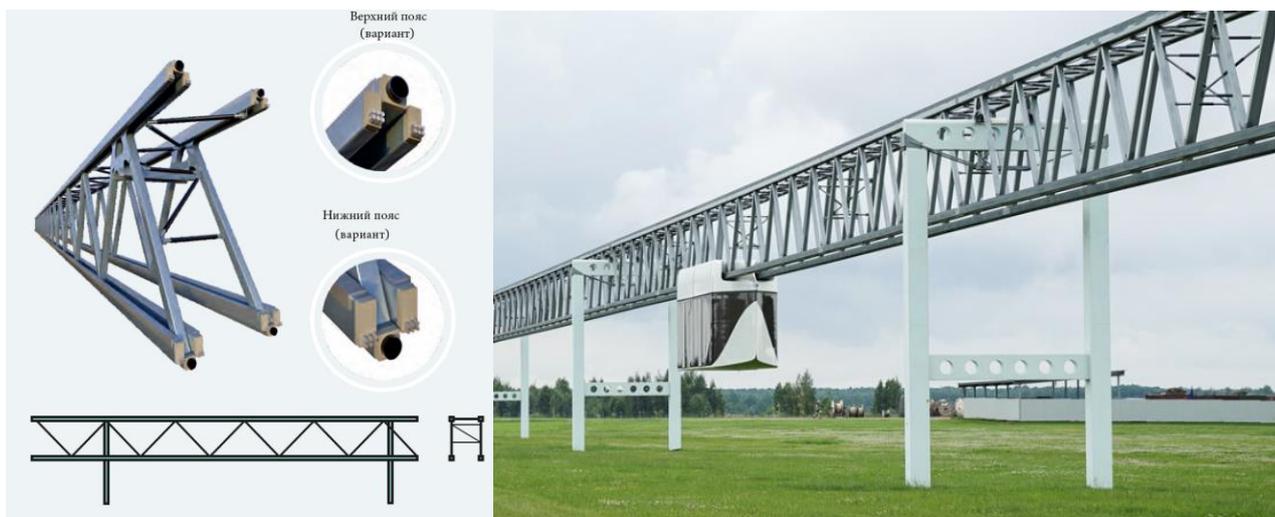
Обратим внимание на решения, предлагаемые компанией UST Inc, при строительстве путевых структур [3]. Благодаря разнообразию конструктивных схем путевой структуры эстакады транспортно-инфраструктурных комплексов uST позволяют обеспечить оптимальные решения для большого круга задач в области транспорта. Главным преимуществом применения транспортных эстакад uST является использование наиболее оптимизированных схем, позволяющих уменьшить финансовые затраты на этапе строительства, благодаря современным технологиям и использованием новых материалов и методов возведения, и на этапе эксплуатации, при ремонте и обслуживании. Рассмотрим ниже за счет каких особенностей решения uST позволяют повысить эффективность применения строительных конструкций.

В транспортной системе uST применяются следующие основные виды предварительно напряженных неразрезных эстакад в зависимости от величины прогиба путевой структуры: жесткая, полужесткая, полугибкая, гибкая [3, 4].

**Жесткая путевая структура** – неразрезная (без температурных швов) путевая структура ферменного типа, в которой вертикальный прогиб зависит от изгибной жесткости и практически не зависит от усилия предварительного натяжения. Она состоит из пространственной фермы, в которой нижний и верхний пояс преднапряжены (рисунок 1).

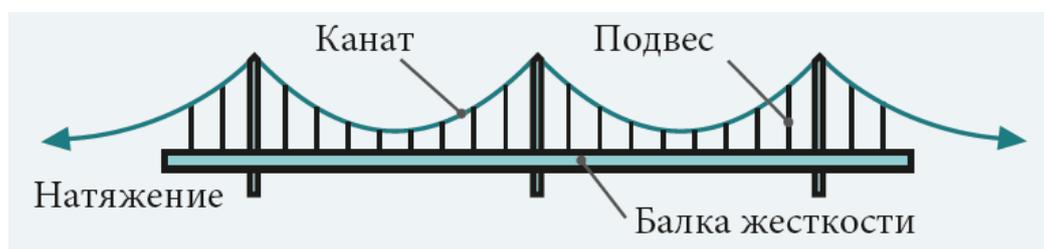
Эта путевая структура предназначена для движения городского и высокоскоростного транспорта. Конструкция эстакады позволяет осуществлять движение со скоростью до 500 км/ч [3].

При этом транспортные средства могут передвигаться по жесткой путевой структуре одновременно снизу и сверху, что делает представленную схему более эффективной по сравнению с другими видами рельсового транспорта. Это позволяет сэкономить на строительстве дополнительного пути.

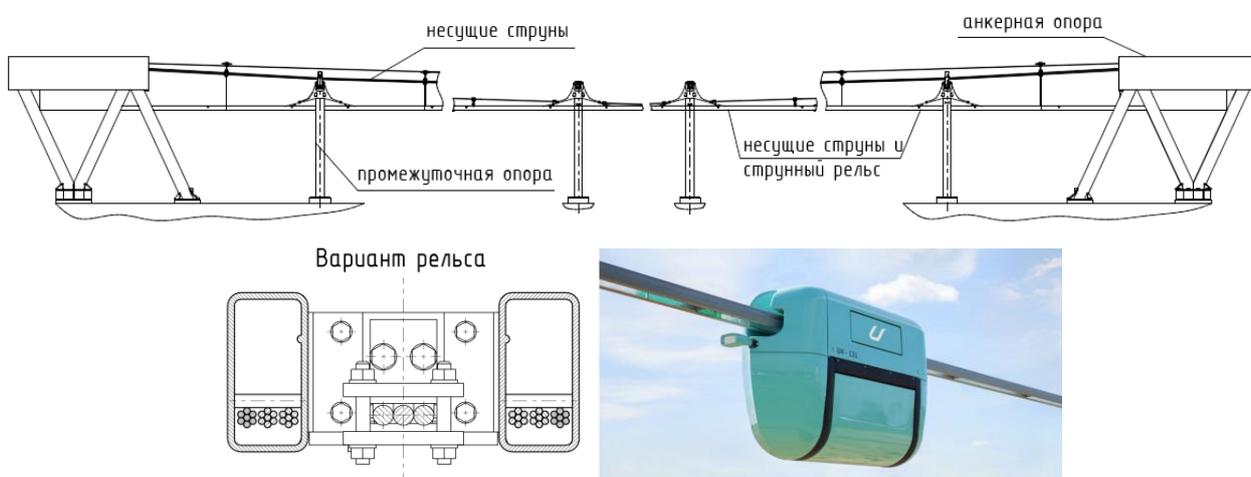


*Рисунок 1 – Жесткая путевая структура. ЭкоТехноПарк. Марьино Горка, 2017 г.*

**Полужесткая путевая структура** – неразрезная (без температурных швов) путевая структура, в которой вертикальный прогиб в основном зависит от усилия предварительного натяжения и мало зависит от изгибной жесткости, а также в которой несущие струны и струнные рельсы (головка рельса) идут непараллельно друг другу по вертикали в пролете. Конструкция путевой структуры схожа с конструкцией висячих мостов (рисунок 2) и состоит из канатов, подвесов и преднапряженной балки жесткости (рисунок 3) [3].



*Рисунок 2 – Конструкция подвесного моста*

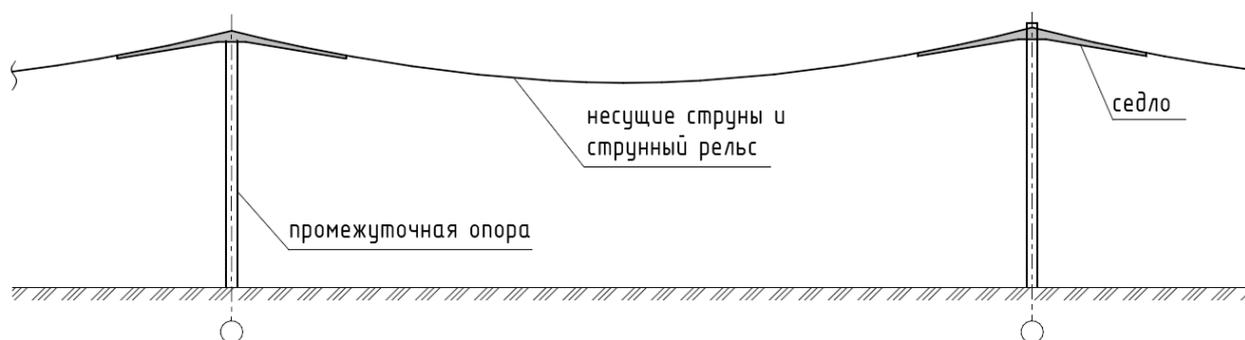


*Рисунок 3 – Конструкция полужесткой путевой структуры. Полужесткая путевая структура. ЭкоТехноПарк. Марьино Горка, 2016 г.*

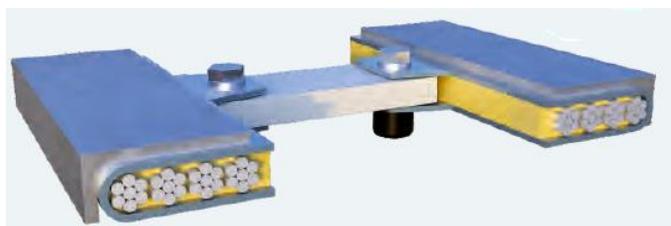
Отличительная особенность полужесткой путевой структуры – универсальность и высокая грузоподъемность, простота в сборке, быстровозводимость.

Эта система позволяет значительно ускорить строительство комплекса, снижая трудозатраты и материально-технические ресурсы по сравнению с жесткой путевой структурой, благодаря уменьшенному весу и незначительному снижению жесткости путевой конструкции [5].

**Гибкая путевая структура** – неразрезная (без температурных швов) путевая структура, в которой вертикальный прогиб зависит только от усилия предварительного натяжения и температуры и не зависит от изгибной жесткости, а также в которой несущие струны и струнный рельс (головка рельса) идут параллельно друг другу по вертикали в пролете. Гибкая путевая структура состоит из небольшого количества элементов, но при этом сохраняет высокую функциональность. Она представляет собой струнный рельс, состоящий из корпуса и предварительно напряженных канатов (рисунки 4, 5), при этом корпус одновременно является рельсовым элементом.



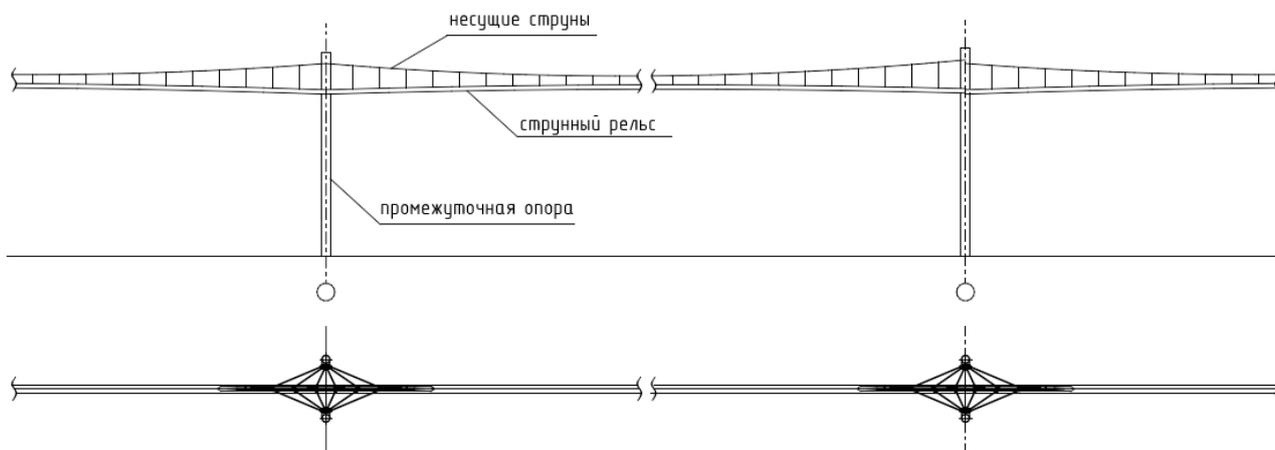
**Рисунок 4** – Конструктивная схема гибкой путевой структуры



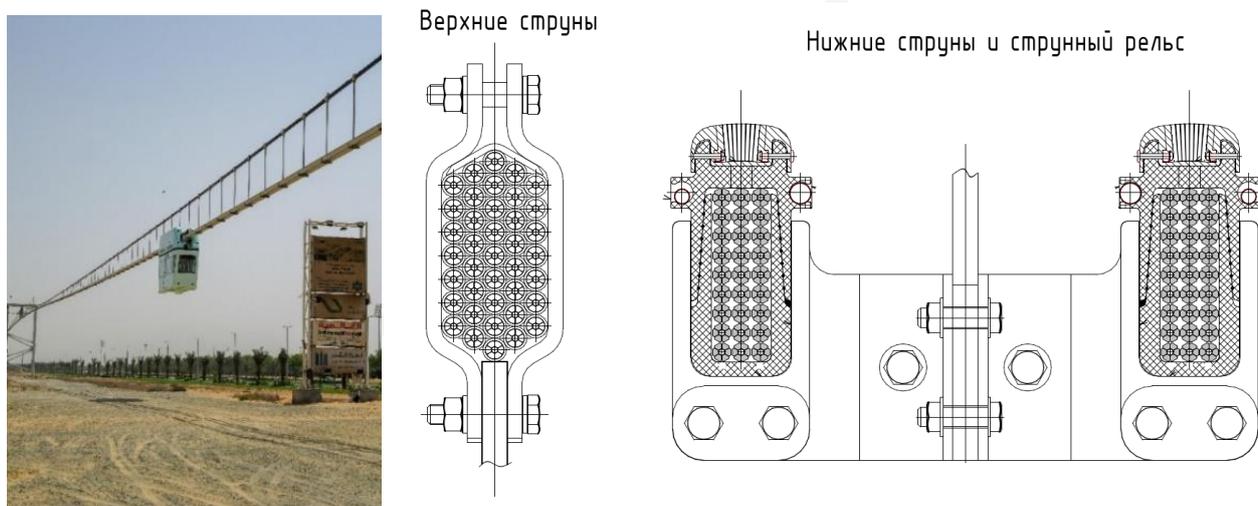
**Рисунок 5** – Гибкая путевая структура (конструктивные элементы, вариант рельса).  
ЭкоТехноПарк. Марьино Горка, 2018 г.

Главные особенности гибкой путевой структуры – простота конструкции и низкая материалоемкость (небольшой вес). Это позволяет возводить рельсо-струнные эстакады в кратчайшие сроки для организации транспортного сообщения в малонаселенных или отдаленных районах, а также на территориях со сложным рельефом местности и широкими препятствиями (реки, озера, болота, ущелья и др.).

**Полугибкая путевая структура** – неразрезная (без температурных швов) путевая структура, в которой вертикальный прогиб зависит от усилий предварительного натяжения струнных рельсов и поддерживающей струны (каната) и практически не зависит от изгибной жесткости струнного рельса, а также в которой несущие струны и струнные рельсы (головка рельса) не параллельны друг другу по вертикали в районе опор и могут быть параллельны в центральной части пролета (рисунки 6, 7).



**Рисунок 6** – Конструктивная схема полугибкой путевой структуры



**Рисунок 7** – Полугибкая путевая структура. Конструкция рельса. Центр uSky. г. Шарджа (ОАЭ), 2024 г.

Главной особенностью предлагаемого вида путевой структуры является то, что в конструкции отсутствует прямая связь рельса с опорой, что делает направляющую, по которой движется транспорт, более равномерно нагруженной, обеспечивая тем самым более высокую плавность хода.

### **Вывод**

Таким образом, в работе выделены основные аспекты предварительно-напряженных неразрезных эстакад uST, благодаря которым обеспечивается

эффективность их применения. Это достигается за счет использования многопролетных неразрезных схем, а также более рациональному использованию собственного веса и несущей способности сечения путевых структур.

Произведенный обзор используемых путевых структур uST показал, что конструктивное разнообразие (жесткая, полужесткая, полугибкая и гибкая путевая структура) дает возможность подбирать оптимальное решение по путевым структурам в зависимости от условий рельефа, требований к скорости движения и транспортной нагрузке.

Следует отметить, что при разработке путевых структур транспортных комплексов uST решения могут быть использованы и при строительстве мостов, тоннелей, эстакад и других инженерных сооружений, обеспечивая оптимизацию маршрутов, повышение безопасности и эффективности транспортных потоков. Использование uST-технологий позволяет интегрировать различные виды транспорта, улучшать управление движением и снижать затраты на эксплуатацию инфраструктуры. Кроме того, такие системы способствуют адаптивности конструкций к изменяющимся условиям эксплуатации и развитию умных городов.

#### **Список цитируемых источников**

1. Иванов, И. И. Экономическая эффективность транспортных сооружений / И. И. Иванов, П. П. Петров // Транспортные системы. – 2021.
2. Смирнов, А. В. Выбор материалов и конструкций для транспортных объектов / А. В. Смирнов. – Стройинформ, 2020.
3. Юницкий, А. Э. Струнные транспортные системы: на Земле и в Космосе / А. Э. Юницкий. – Силакрогс : ПНБпринт, 2019.
4. Юницкий А. Э. Транспортный комплекс SkyWay в вопросах и ответах. 100 вопросов – 100 ответов : монография / А. Э. Юницкий. – 9-е изд., доп. и перераб. – Минск, 2016. – 84 с.
5. Юницкий, А. Э. Оценка жесткости гибкого рельса и напряженно-деформированного состояния элементов рельсо-струнной путевой структуры в центре uSky в Шардже (ОАЭ) / А. Э. Юницкий, А. С. Хлебус, М. И. Цырлин // Инновационные транспортные системы и технологии. – 2022. – Т. 8. – № 3. – С. 45–62. – DOI: 10.17816/transsyst20228345-62.

## Содержание

<i>Chunhui Zhang, Pavlova Inessa.</i> Performance-mix co-optimization in self-compacting fiber-reinforced concrete .....	3
<i>Ergashev Sh. Kh., Sadykov Zh. D., Shamuratova S. M., Sherkulov B. T.</i> On a promising way to save energy when heating and ventilating livestock buildings using solar energy .....	8
<i>Esanov T. B.</i> Using modern solar-electric charging stations to ensure the energy efficiency of electromobiles .....	10
<i>Dusyarov A. S., Sadykov Zh. D., Fayzullayev I. M.</i> Using heat pumps for heat supply of agricultural buildings and structures .....	12
<i>Fayziev T. A., Sadykov Zh. D., Khamraev T. Ya.</i> Heat supply of agricultural buildings and installations and improvement of energy efficiency using solar energy .....	15
<i>Min Hao.</i> Strength and deformation of expansive concrete with recycled aggregates: a concise review of free VS restrained conditions .....	18
<i>Min Liu.</i> Estimating chemical pre-compression in tube-encased expansive rac: data-anchored short review .....	23
<i>Mou Nan, Zheltkovich Andrei.</i> Research on an intelligent prediction method for the stress field in perforated concrete slabs based on convolutional neural networks ....	27
<i>Qian Liu, Tur Andrei.</i> Hybrid application of externally bonded gfrp and unbonded post-tensioning for RC beams: a practice-oriented review and design guidance .....	32
<i>Song Chunhua, Kravchenko Valentin.</i> Elastic properties of high-performance recycled concrete: materials-structure .....	35
<i>Temimi Feras A. R., Obaidi Amenah H. F., Ermoshin Nikolai A.</i> Curvature matters: unraveling the earthquake response of cellular bridges .....	39
<i>Tursunov K. Sh., Sadykov Zh. D., Mirzayev M. Sh., Shohimardonov Zh. M.</i> Calculation of a heat batter for maintaining temperature in agricultural buildings ...	44
<i>Wei You, Naichuk A. Ya.</i> Scope of wood and concrete composite members .....	47
<i>Андреюк С. В., Зань М. В., Конон А. И.</i> Применение информационного моделирования при проектировании инженерных систем зданий .....	53
<i>Бондаренко В. М.</i> К вопросу экспериментально-теоретических исследований и опыта применения слоистых конструктивных элементов .....	57
<i>Ботирова Н. Ш., Сабиров Б. Т.</i> Свойства и применение в строительстве тяжелых бетонов модифицированных с суперпластификатором РКАН-55 .....	61
<i>Бочарова Н. В.</i> Актуальность обучения компьютерному моделированию в конструкторской подготовке студентов инженерных специальностей .....	65
<i>Бубликов В. С.</i> К вопросу исследования сцепления арматуры с кермзитобетоном .....	69
<i>Волчек А. А., Шешко Н. Н., Шпендик Н. Н., Балка К. В.</i> Добыча строительных материалов из водных объектов Белорусского Полесья .....	72
<i>Гиль А. И., Лазовский Д. Н., Хаткевич А. М., Ципан Г. О.</i> Механическое соединение в виде бетонных шпонок в деревобетонных конструкциях .....	76

<i>Глушко К. К., Глушко К. А.</i> Устойчивость центрально сжатых стержней постоянной ширины и переменной высоты сечения .....	<b>81</b>
<i>Грановский А. В.</i> Применение композитных материалов для повышения сейсмостойкости каменных конструкций .....	<b>87</b>
<i>Дордюк Ю. С., Мотылев Р. В., Яловая Н. П.</i> Основные подходы к оцениванию технического состояния конструкций в отечественных и зарубежных нормах и рекомендациях .....	<b>92</b>
<i>Дробыш А. И.</i> Исследование работы болтовых соединений металлических конструкций .....	<b>97</b>
<i>Евстропов К. А., Пищулев А. А.</i> Расчет прочности нормальных сечений внецентренно сжатых железобетонных колонн с повреждениями в сжатой зоне бетона в ПК ЛИРА САПР: современные подходы и методики .....	<b>100</b>
<i>Зайнулабидова Х. Р.</i> Обзор макросейсмических данных о повреждениях зданий .....	<b>102</b>
<i>Исаев И. Ш., Шиндина П. Д., Занина А. Д.</i> Методология интеграции искусственного интеллекта и технологий информационного моделирования в проектировании деревянных мемориальных комплексов .....	<b>104</b>
<i>Клебанюк Д. Н., Пойта П. С., Шведовский П. В.</i> К прогнозу эффективности уплотнения грунтовых оснований тяжелыми трамбовками .....	<b>108</b>
<i>Кулаков Н. И.</i> Исследование влияния каменного заполнения на каркас здания из керамзитобетона .....	<b>111</b>
<i>Леонович С. Н., Черноиван Н. В.</i> Ключевые аспекты проектирования долговечных систем тепловой реабилитации ограждающих конструкций .....	<b>115</b>
<i>Матвеевко Е. В.</i> Опыт внедрения основных принципов информационного моделирования при проектировании зданий из монолитного железобетона ...	<b>119</b>
<i>Матвеевко Е. С., Шалобыта Н. Н., Матвеевко Н. В.</i> Сопротивление железобетонных балок без поперечного армирования при местном действии растягивающих усилий .....	<b>126</b>
<i>Матвеевко Н. В., Кривицкий П. В., Глушко К. К.</i> Особенности расчета и конструирования элементов сборного железобетонного каркаса с учетом требований СП 5.03.01-2020 в рамках актуализации серии 1.020.1-1/87 .....	<b>129</b>
<i>Молош В. В., Желткович А. Е., Пархоц К., Томашев И. Г.</i> Моделирование сопротивления продавливанию плоских железобетонных плит методами машинного обучения .....	<b>134</b>
<i>Мясников Д. О., Лисятников М. С., Рощина С. И.</i> Влияние поверхностной обработки отработанных ленточных пил на адгезивную прочность клеевых соединений с древесиной .....	<b>139</b>
<i>Надольский В. В.</i> Моделирование несовершенств в расчетах холодноформованных профилей на основе МКЭ .....	<b>146</b>
<i>Невдах А. А.</i> Экспериментально-теоретические исследования сопротивления срезу железобетонных балок из керамзитобетона с поперечным армированием .....	<b>152</b>

<i>Олех А. Г.</i> Особенности определения снеговых нагрузок на строительные конструкции .....	<b>156</b>
<i>Петроченко М. В.</i> Концептуальный подход к параметризации качества композиционных строительных материалов при выборе технологий их получения .....	<b>161</b>
<i>Пикула А. И.</i> Контроль ползучести бетонов на напрягающем цементе в раннем возрасте .....	<b>166</b>
<i>Романов П. Г.</i> Волновая составляющая нормальных напряжений при численном моделировании сжатия деревянных образцов .....	<b>172</b>
<i>Рощина С. И., Лисятников М. С., Тужилова М. В.</i> Оценка прочности бетона с добавлением отработанного формовочного песка .....	<b>175</b>
<i>Серегин Н. Г., Курдюков А. С.</i> Современные строительные конструкции из древесины .....	<b>180</b>
<i>Сорокина И. С., Агафонов С. А.</i> Обзорный доклад: долговременное поведение деревянно-бетонных композитных конструкций .....	<b>186</b>
<i>Столбоушкин А. Ю., Дмитриев В. О.</i> Влияние системы контроля при реализации инвестиционного замысла на безопасность строительного объекта .....	<b>191</b>
<i>Ткачук И. В.</i> Механические характеристики конструкционного керамзитобетона .....	<b>196</b>
<i>Урецкий Е. А., Мороз В. В.</i> Утилизации осадка сточных вод в качестве компонента строительных материалов .....	<b>201</b>
<i>Чернявский И. Д.</i> Визуальное программирование в программных комплексах BIM-моделирования .....	<b>204</b>
<i>Шалобыта Н. Н., Деркач Е. А., Шалобыта Т. П., Коцюра И. П.</i> Экспериментальные исследования эффективных монолитных многопустотных перекрытий с железобетонными предварительно напряженными балками ....	<b>207</b>
<i>Эрбоев Ш. О., Джуроев У. У., Эрбоева Г. А.</i> Влияние ползучести бетона на эксплуатационные характеристики конструктивных элементов .....	<b>213</b>
<i>Юницкий А. Э., Петровец А. Н., Болтушко А. А.</i> Особенности различных типов транспортных эстакад UST .....	<b>216</b>

Научное издание

**Современные строительные конструкции,  
материалы и технологии**  
Modern building structures, materials and technologies  
**MBSM&T-2025**  
*Сборник тезисов*  
*I Международной научной конференции*  
*г. Брест, 19–21 ноября 2025 года*

**Ответственный за выпуск:** Кривицкий П. В.  
**Редактор:** Винник Н. С.  
**Корректор:** Северянина А. Г.  
**Компьютерная верстка:** Ковальчук Е. Н.

---

ISBN 978-985-493-676-5



Издательство БрГТУ.  
Свидетельство о государственной регистрации  
издателя, изготовителя, распространителя печатных  
изданий № 3/1569 от 16.10.2017 г.  
Подписано в печать 09.02.2026 г.  
Формат 60×84 <sup>1</sup>/<sub>16</sub>. Бумага «Performer».  
Гарнитура «Times New Roman». Усл. печ. л. 14.  
Уч. изд. л. 13,02. Заказ № 1071. Тираж 20 экз.  
Печать цифровая. Отпечатано и изготовлено в типографии  
учреждения образования «Брестский государственный  
технический университет». 224017. г. Брест, ул. Московская. 267.