

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ

УЧРЕЖДЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ

«БРЕСТСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»

БЕЛОСТОКСКИЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ

*Сборник статей II Международной
научной конференции*

**«АКТУАЛЬНЫЕ ПРОБЛЕМЫ ИССЛЕДОВАНИЯ
МАТЕРИАЛОВ, КОНСТРУКЦИЙ, ТЕХНОЛОГИЙ И
ОРГАНИЗАЦИИ СТРОИТЕЛЬСТВА
В ТРАНСГРАНИЧНОМ АСПЕКТЕ»**

*«2nd International Conference on Current Research Problems
of Materials, Structures, Technologies and Organization
of Civil Engineering in Cross-Border Approach»*

18-20 октября 2017 года

Брест 2017

Рецензенты: доктор технических наук, заместитель директора по научной работе филиала РУП Институт БелНИИС – научно-исследовательский центр
Деркач Валерий Николаевич

доктор технических наук, профессор кафедры менеджмента **Павлючок Юрий Николаевич**

Редколлегия: **Семенюк Сергей Михайлович** – декан строительного факультета учреждения образования «Брестский государственный технический университет»;
Шалобита Николай Николаевич – проректор по научной работе учреждения образования «Брестский государственный технический университет»;
Кисель Елена Ивановна – заведующая кафедрой экономики и организации строительства учреждения образования «Брестский государственный технический университет»;
Шурина Андрей Брониславович – заведующий кафедрой строительных конструкций, кандидат технических наук, доцент учреждения образования «Брестский государственный технический университет»;
Тур Андрей Викторович – доцент кафедры строительных конструкций, кандидат технических наук, доцент учреждения образования «Брестский государственный технический университет»;
Жданов Дмитрий Александрович – старший преподаватель кафедры строительных конструкций, магистр технических наук учреждения образования «Брестский государственный технический университет»;
Ялова Юлия Сергеевна – старший преподаватель кафедры экономики и организации строительства учреждения образования «Брестский государственный технический университет»;
Михайлова Надежда Владимировна – ассистент кафедры экономики и организации строительства учреждения образования «Брестский государственный технический университет»;
Боровикова Елена Александровна – начальник редакционно-издательского отдела учреждения образования «Брестский государственный технический университет»;
Колб Кристина Сергеевна – специалист редакционно-издательского отдела учреждения образования «Брестский государственный технический университет»

A43 Актуальные проблемы исследования материалов, конструкций, технологий и организации строительства в трансграничном аспекте: сборник статей II Международной научной конференции – Брест: Издательство БрГТУ, 2017. – 252 с.

ISBN 978-985-493-406-8

Представлены статьи ведущих ученых Беларуси, Польши, Украины о новых направлениях в изменении перспективных программ САПР и их возможностях при проектировании зданий и сооружений, а также выполнении научных исследований и изыскательских работ

УДК 69 (08)
ББК 74.480.46л0

Содержание

Natalia Stankiewicz, Michał Boltryk

PROPERTIES OF THIN PROTECTIVE LAYERS MADE OF SPECIAL CONCRETE

Белоглазова О.П.

ПОДХОДЫ К УПРАВЛЕНИЮ ПРОЕКТАМИ НА ОСНОВЕ РМВОК

Бочарова Н.В., Уласевич В.П.

АКТУАЛЬНОСТЬ ОБУЧЕНИЯ ИНФОРМАЦИОННОМУ МОДЕЛИРОВАНИЮ В КОНСТРУКТОРСКОЙ ПОДГОТОВКЕ СТУДЕНТОВ-СТРОИТЕЛЕЙ

Галалюк А.В., Деркач В.Н.

УЧЕТ АНИЗОТРОПИИ ПРОЧНОСТИ КАМЕННОЙ КЛАДКИ ПРИ ОЦЕНКЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ИСТОРИЧЕСКИХ РАСПОРНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Глушко К.К.

ВЛИЯНИЕ НАЧАЛЬНЫХ НЕСОВЕРШЕНСТВ ФОРМЫ НА МЕСТНУЮ УСТОЙЧИВОСТЬ СЕТЧАТОГО КУПОЛА ПРИ ДЕЙСТВИИ ОСЕСИММЕТРИЧНОЙ УЗЛОВОЙ НАГРУЗКИ

Демчук И.Е.

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ УГЛОВ ПЕРЕКОСА КАМЕННОЙ КЛАДКИ ПРИ СДВИГЕ ПОПЕРЕК ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ ШВОВ

Драган В.И., Загуляев С.В.

МЕТОДИКА ИССЛЕДОВАНИЯ ЭНЕРГИИ РАЗРУШЕНИЯ НАПРЯГАЮЩЕГО БЕТОНА

Ермакова Э.Э., Мишкова М.П.

ФОРМИРОВАНИЕ РЫНКА ИНЖИНИРИНГОВЫХ УСЛУГ В БЕЛАРУСИ

Жданов Д.А., Уласевич В.П.

ОЦЕНКА НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ СТАЛЬНЫХ ТОНКОСТЕННЫХ ХОЛОДНОГНУТЫХ ПРОФЕЛЕЙ С ПОПЕРЕЧНО-ГОФРИРОВАННЫМИ ГРАНЯМИ

Жук В.В., Мелюх Д.В., Милашук Е.С.

ИССЛЕДОВАНИЕ РАБОТЫ ДЕРЕВЯННЫХ СОСТАВНЫХ БАЛОК ИЗ ЦЕЛЬНОЙ ДРЕВЕСИНЫ НА МЕТАЛЛИЧЕСКИХ ЗУБЧАТЫХ ПЛАСТИНАХ

Katarzyna Kalinowska-Wichrowska

USE OF RECYCLING BINDER AS AN EXAMPLE OF REDUCTION CEMENT IN CEMENT COMPOSITES

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

ОСОБЕННОСТИ КОНСТРУИРОВАНИЯ И РАСЧЕТА ПЛИТНЫХ ФУНДАМЕНТОВ С СИСТЕМОЙ ЗАКРЫТЫХ ПОЛОСТЕЙ В СЛОЖНЫХ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЯХ

Кравченко В.В.

ОЦЕНКА ПАРАМЕТРОВ ТЕРМОДИНАМИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ В ПОРОВОЙ СРЕДЕ ЦЕМЕНТНОГО КАМНЯ ПРИ ЕГО «ВНУТРЕННЕМ УВЛАЖНЕНИИ»

Кузьмич П.М., Милашук Е.С.

УЧЕТ ВЛИЯНИЯ РАНГОВ СОБЫТИЙ НА ПРОДОЛЖИТЕЛЬНОСТЬ КОМПЛЕКСА РАБОТ

Кузьмич П.М., Милашук Е.С.

ПРОГРАММНОЕ ОБЕСПЕЧЕНИЕ ОРГАНИЗАЦИОННО-ЭКОНОМИЧЕСКИХ РАСЧЕТОВ В УПРАВЛЕНИИ СТРОИТЕЛЬНЫМИ ОРГАНИЗАЦИЯМИ

Леванюк С.В.

АНАЛИЗ РЫНКА ПРЕДЛОЖЕНИЯ КОНСТРУКЦИЙ ДЛЯ ОБЪЕКТОВ КПД БРЕСТСКОЙ ОБЛАСТИ

Левчук Н.В., Шляхова Е.И.

ВЛИЯНИЕ ТЕХНОЛОГИИ ПОЛУЧЕНИЯ ПОРТЛАНДЦЕМЕНТНЫХ СИСТЕМ С БАЗАЛЬТОВОЙ ФИБРОЙ НА ИХ ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА

Луговской М.А., Мухин А.В.

ПРОФИЛИРОВАННЫЕ НАСТИЛЫ В ПОКРЫТИЯХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Малиновский В.Н., Кривицкий П.В., Матвеев Н.В.

СИНТЕЗ МЕХАНИКИ, СВОЙСТВ МАТЕРИАЛОВ И КОНСТРУКТИВНЫХ ОСОБЕННОСТЕЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СТРОПИЛЬНЫХ БАЛОК

Marta Nalewajko

UTILIZATION CERTYD TYPE AGGREGATE IN BUILDING CERAMICS

Невейков А.Н.

ПРИМЕНЕНИЕ РАСШИРЯЮЩИХСЯ БЕТОНОВ И РАСТВОРОВ ДЛЯ ОПЫТНОГО УСТРОЙСТВА БУРОНАБИВНЫХ И БУРОИНЪЕКЦИОННЫХ СВАЙ В РЕСПУБЛИКЕ БЕЛАРУСЬ

Никитин В.И., Кофанов В.А., Бацкель-Бжозовска Б.

АНАЛИЗ ЗАВИСИМОСТЕЙ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ТЕПЛОПРОВОДНОСТИ ПЕНОПЛАСТОВ

Никитин В.И., Кофанов В.А., Бацкель-Бжозовска Б.

МОДЕЛЬ ВЛАЖНОГО ПЕНОПЛАСТА И СХЕМА РАСЧЕТА ЕГО ТЕПЛОПРОВОДНОСТИ

Павлова И.П., Беломесова К.Ю.

ФИБРОТОРКРЕТ-БЕТОН С КОМПЕНСИРОВАННОЙ УСАДКОЙ

Пикула А.И.

ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЕ АСПЕКТЫ ПРОИЗВОДСТВА И ПРИМЕНЕНИЯ АВТОКЛАВНЫХ ЯЧЕЙСТЫХ БЕТОНОВ

Пойта П.С., Юськович Г.И., Юськович В.И., Семенюк С.М.
ВЛИЯНИЕ УГЛА ЗАОСТРЕНИЯ НАКОНЕЧНИКА НА ЭНЕРГОЕМКОСТЬ ПОГРУЖЕНИЯ ЗАБИВНЫХ СВАЙ

Jakub Poplawski
THE ASSESSMENT OF NANOSILICA INFLUENCE ON SELECTED CEMENT COMPOSITES PROPERTIES WITH DIFFERENT PLASTICIZERS

Срывкина Л.Г., Воробей А.П.
РОЛЬ ДОГОВОРНОЙ ЦЕНЫ НА ВЫПОЛНЕНИЕ ПРОЕКТНЫХ РАБОТ В ЖИЗНЕННОМ ЦИКЛЕ ИНВЕСТИЦИОННОГО ПРОЕКТА

Leonid Storozhenko, Grygorii Gasii
STEEL AND CONCRETE COMPOSITE CABLE SPACE FRAMES

Тимошук Н.А., Чех Е.В., Федосюк Н.А.
АНАЛИЗ ИНВЕСТИЦИОННОЙ ДЕЯТЕЛЬНОСТИ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ

Dariusz Tomaszewicz
THE IMPACT OF THE METHOD OF ANCHORING THE FAÇADE TEXTURE LAYER ON THE DURABILITY OF IS FIXING

Тур В.В., Шалобьга Т.П., Шалобьга Н.Н.
ЭКОЛОГИЧЕСКИЕ АСПЕКТЫ ВЫБОРА ТЕПЛОИЗОЛЯЦИОННЫХ СТРОИТЕЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ

Черненко С.В., Михайлова Н.В.
ИТОГИ И ПЕРСПЕКТИВЫ РЕАЛИЗАЦИИ ПРОГРАММЫ ТРАНСГРАНИЧНОГО СОТРУДНИЧЕСТВА "ПОЛЬША-БЕЛАРУСЬ-УКРАИНА"

Черноиван А.В., Тимошук Н.А.
ВАРИАНТНОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ КАК ЗАДАЧА ПЛАНИРОВАНИЯ ПРИ ОГРАНИЧЕННЫХ РЕСУРСАХ

Чернюк В.П., Шляхова Е.И.
РАСЧЕТ ВИНТОВЫХ ЛОПАСТЕЙ СВАЙ И АНКЕРОВ В ИХ РЕЖУЩИХ И ХВОСТОВЫХ ЧАСТЯХ МЕТОДОМ КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Шведовский П.В., Пойта П.С., Клебанюк Д.Н.
К ОЦЕНКЕ ВЛИЯНИЯ НЕОДНОРОДНОСТИ И НЕОПРЕДЕЛЕННОСТИ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ НА УРОВЕНЬ НАДЕЖНОСТИ СИСТЕМЫ «ОБЪЕКТ-ФУНДАМЕНТ-ОСНОВАНИЕ»

Шуть В.Н., Тур А.В., Касьяник В.В.
НОВЫЙ ТИП РОБОТИЗИРОВАННОГО МЕТРОПОЛИТЕНА НИЗКОЙ СТОИМОСТИ И ВЫСОКОЙ ЭНЕРГОЭКОНОМИЧНОСТИ

PROPERTIES OF THIN PROTECTIVE LAYERS MADE OF SPECIAL CONCRETE

Natalia Stankiewicz, Prof. Michał Boltryk

All concrete and reinforced concrete engineering structures degrade over time when they are exposed to the surrounding environment. Adequate durability of concrete coatings must be taken into consideration. This property can be ensured by modifying the composition of the concrete mix. This can be done through the implementation of suitable admixtures and additives into cement composites, e.g. silica fume, nanosilica, polypropylene fibers or superplasticizers. This modification, called material and structural protection, can be used in the form of thin protective layers. They are intended to protect an ordinary concrete from external aggressions. Thin protective layers made of special concrete will be presented in the article. The impact of three different thicknesses of protective layers on properties of cement composites was investigated. Special concrete was modified with silica fume, crushed granite aggregate and superplasticizer based on polycarboxylate. Thin protective layers are characterized by very good water resistance and resistance to freezing and thawing. The layer of special concrete with increased durability due to the reduced water/cement ratio, high cement content and by using additives and admixtures should fully protect ordinary concrete against the negative influence of the aggressive environment.

1. Thin protective layers – ensure the construction durability

Thin protective layers (TPL) made of special concretes combine two of the three methods of securing construction. According to the Polish standards, concrete must have appropriate composition and performance to meet the requirements of durability and resistance to aggressive environments. Three ways of ensuring construction durability are shown in Fig. 1. First, construction should be shaped suitably. Another method is to use material and structural protection. It consists in obtaining optimized composition and microstructure due to applying admixtures and additives. The third method involves surface protection which includes hydrophobization, impregnation and protective coatings [1, 2].

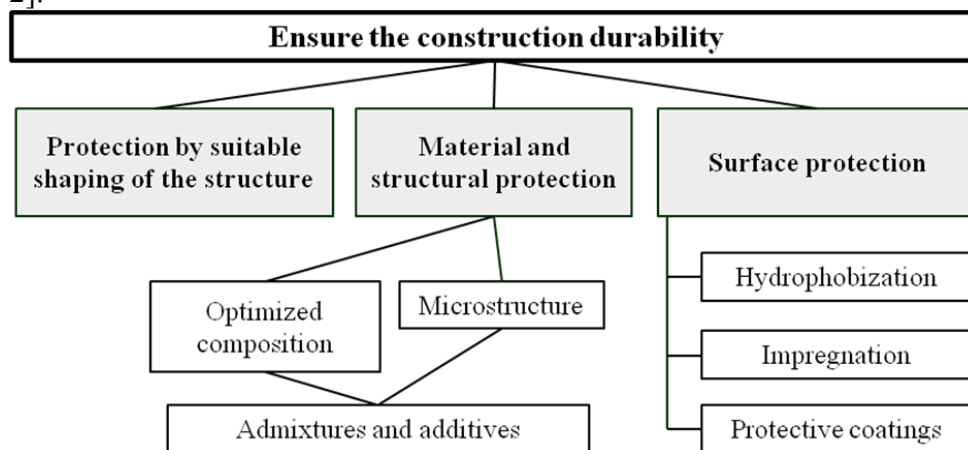


Figure 1. Methods of improving the durability

In TPL material and structural protection is in the form of special concrete. Protective layers used as a surface protection should secure structure from external influences. Special concretes are modified by using additives and admixtures, e.g. microsilica, fly ash, bitumen emulsion, various types of fibers or new materials which are obtained by nanotechnology, such as carbon nanotubes or nanosilica. It can cause the formation of the optimal microstructure or even nanostructure of concrete. To reduce water/binder ratio and improve the workability of the concrete superplasticizer based on polycarboxylate can be used. Using a thin protective layer made of special concrete, should secure structure from the adverse impact of the external environment without making an entire element with modified concrete [3].

In connection with the problem of structures protection from the effects of aggressive environments it was decided to conduct research on the use of thin protective layers made of modified con-

crete to protect ordinary concrete. As thin layers could be used as a pre-fabric layer, it was decided to investigate the impact of TPL changing curing time.

2. Experimental study

The study included the use of protective layers that will protect plain concrete against aggressive environments, see Fig. 2.

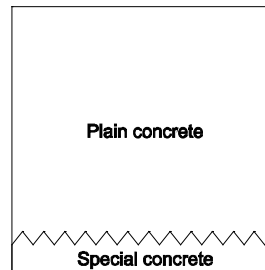


Figure 2. Diagram illustrating TPL for the plain concrete

A thin protective layer has a developed surface in the form of pyramids, which improves the contact surface with the normal concrete. Thickness of the TPL and the impact of curing time on thin protective layers properties were optimized, see Tab. 1.

Table 1. The variability ranges of considered factors

Variable factors	Code	Unit	Levels of variability		
			-1	0	1
Protective layers thickness	X ₁	[mm]	15	30	45
TPL curing time	X ₂	[days]	2	14	28

The minimum thickness of the protective layer of 1.5 cm was set on the basis of the minimum concrete cover for reinforcing steel, depending on the exposure classes and structures in relation to the construction element. The minimum value and the standard strength of cement composites have been taken into account in determining the curing time.

3. Materials

The experimental plan (Tab. 2) included 9 series of samples. The composition of special concrete was based on preliminary research. The cementitious material used in the tests was ordinary Portland cement CEM I 42.5 R in the amount of 500 kg/m³. Natural and rinsed sand was used as the fine aggregate. Crushed granite aggregate with the fraction 2/4 was used as a coarse aggregate in amount of 40% of aggregate composition. Microsilica was used as microfiller and it was 5% by weight of binder. The superplasticizer was used for increasing the workability of fresh concrete and reduced water/cement ratio to 0.30. The chemical admixture was added in the amount of 1.0% by weight of cement.

Table 2. The experimental plan

Series number	Coded values		Actual values	
	X ₁	X ₂	X ₁	X ₂
1	-1	-1	15	2
7	0	-1	30	2
3	1	-1	45	2
4	-1	0	15	14
5	0	0	30	14
6	1	0	45	14
7	-1	1	15	28
8	0	1	30	28
9	1	1	45	28

Plain concrete mixture consisted of cement in an amount of 360 kg/m³, aggregate with the fraction 0-16 and water/cement ratio 0.5.

4. Samples preparation and test methods

Concrete mixes were prepared according to the previously developed technology in laboratory mixer. After pouring the special concrete mix into oiled molds with thickness according to the test plan, a vibro-vibropressed method was used to ensure good compaction. Then, after 3 hours of curing in the molds, the samples were demolded and placed in water for a predetermined time according to the experiment plan. The next step was to place the layers back in the molds after the proper curing time and filled them with plain concrete and compact using a table vibrator. Cubic samples with a side of 10 cm after 24 hours were demolded and placed in water until testing for 28 days.

The compressive strength test [4], water resistance [5] and water absorption [6] tests were performed according to Polish standards.

5. Results

Influences of thickness and curing time of thin protective layers on selected concrete properties were investigated. Statistical analysis was performed for all the test results.

Table 3. One-dimensional significance test of compressive strength results (*significant results)

Effect	SS	Degrees of freedom	MS	F	p
Absolute term	37744.08*	1*	37744.08*	4734.449*	0.000000*
TPL thickness	124.39*	2*	62.19*	7.801*	0.003631*
TPL curing time	406.50*	2*	203.25*	25.495*	0.000006*
TPL thickness*curing time	19.28	4	4.82*	0.605*	0.664376
Measurement error	143.50	18	7.97		

For compressive strength results one-dimensional significance test was performed, shown in Table 3. Investigated variable factors have a significant influence on the compressive strength. Relevant increase in strength by an average of 12% with an increase in curing time to 14 days was noted, further elongation resulted in a decrease of 22%, see Fig. 3.

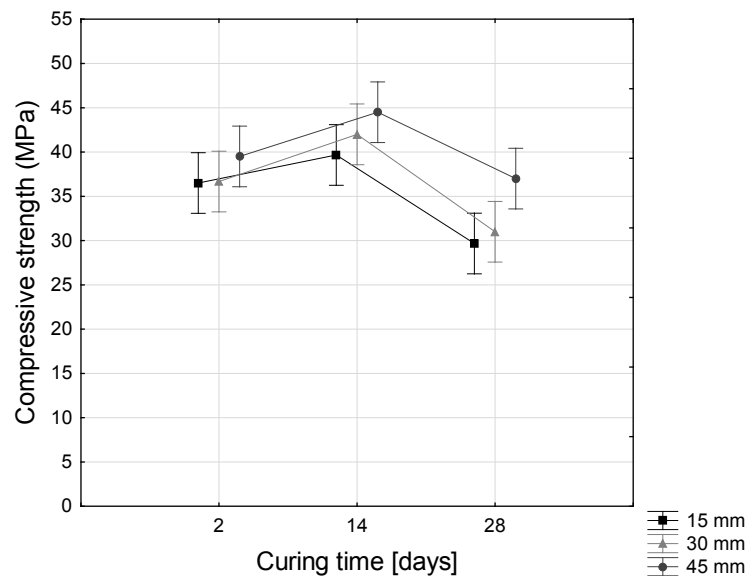


Figure 3. Expected boundary mean values for compressive strength depending on the TPL curing time

Water resistance of protective layers was complete in all samples. The maximum depth of penetration of the water, which was 15 mm, was reached in series with the 30 mm protective layer at 28-day curing time. Significant drop in water resistance was noted at 74% for 28 days of TPL curing, see Fig. 4. The worst water resistance was achieved in samples where the thickness was 30 mm.

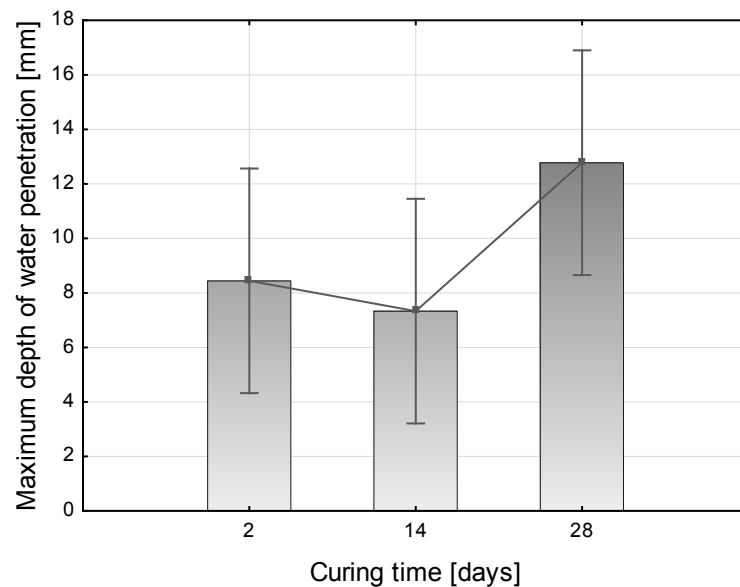


Figure 4. Expected boundary mean values for maximum depth of penetration of the water depending on the TPL curing time

Investigated variable factors have a significant influence on the water absorption. Relevant drop in absorption by 11% at 14 days of curing and a significant increase of 36% at the longest TPL curing time was noted, see Fig. 5.

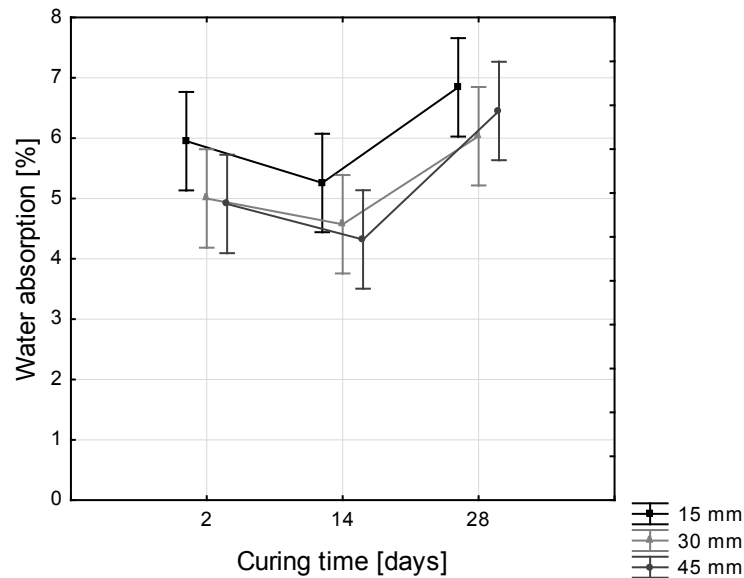


Figure 5. Expected boundary mean values for water absorption depending on the TPL curing time

With the use of variable curing time of TPL, the most beneficial properties were obtained at 14 days of curing. Based on the results it can be concluded that TPL made of special concrete protects plain concrete against the negative influence of disadvantageous conditions.

6. Conclusions

Problem of structures protection from the effects of aggressive environments is an important element of the research on the durability of concrete structures. Application of thin protective layers is a new method increasing the durability of the concrete element. TPL are characterized by low water absorption, high compressive strength and very good water resistance (Fig. 6). The depth of penetration of water under pressure in all series does not exceed 15 mm, so the TPL of this thickness fully protects the plain concrete.

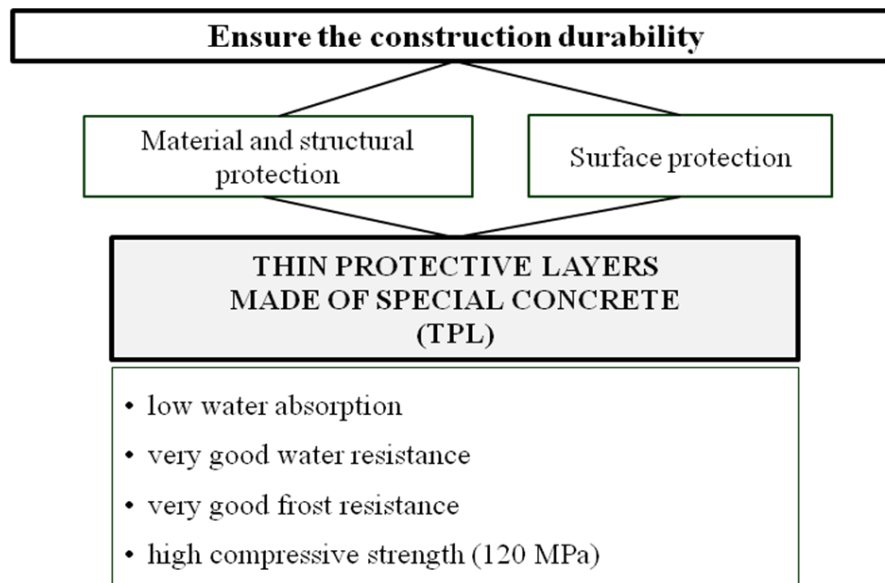


Figure 6. TPL as a means of improving the durability

The layer of special concrete with increased durability due to the reduced water/cement ratio, high cement content and by using additives and admixtures should fully protect ordinary concrete against the negative influence of the aggressive environment. The carbonation of thin protective layers in order to determine the protective properties relative to reinforcement in the concrete element should also be examined. The most important aspect is to investigate the adhesion between the thin protective layer and ordinary concrete.

Studies have been carried out in the framework of work no. S/WBiŚ/1/16 and financed from the funds for science from Ministry of Science and Higher Education.

REFERENCES

1. Repair and protection of concrete structures (in Polish) / L. Czarnecki, P. H. Emmons – Polski Cement, 2002.
2. PN-EN 1504 Products and systems for the protection and repair of concrete structures (in Polish).
3. Thin Protective Layers Made out of Special Concretes / N. Stankiewicz, M. Bołtryk – Solid State Phenomena, 2017. – Vol. 259. – 101-105 p.
4. PN-EN 12390-3:2011 Concrete testing - Part 3: Compressive strength of test samples (in Polish).
5. PN-EN 12390-8:2011 Concrete testing - Part 8: The depth of penetration of water under pressure (in Polish).
6. PN-88/B-06250 Ordinary concrete (in Polish).

ПОДХОДЫ К УПРАВЛЕНИЮ ПРОЕКТАМИ НА ОСНОВЕ РМВОК

Белоглазова О.П.

Управление проектом (проектное управление) – особый вид управленческой деятельности, базирующийся на предварительной коллегиальной разработке комплексно-системной модели действий по достижению оригинальной цели и направленный на реализацию этой модели.

Управление проектами является признанной во всем мире профессиональной деятельностью. Методология и средства проектного управления широко используются во всех сферах целенаправленной и проектно-ориентированной деятельности. Известно, что от методов управления выигрывают все проекты, а не только традиционные индустрии разработок, строительства, а в последнее время и информационные технологии.

Признание данного факта является неоспоримым, о чем свидетельствует введение специальной дисциплины «Управление проектами» в образовательные стандарты различных специальностей при получении высшего образования, что позволяет сформировать у будущих специалистов новую культуру управленческой деятельности.

В связи с чем, определенный интерес представляет возможность получить информацию о применяемых в других странах подходах к управлению проектами.

В США и Великобритании применяется ряд подходов к управлению проектами:

- универсальные и фундаментальные (PMI Project Management Body of Knowledge (РМВОК), OGC PRINCE2® (2009) и APM APMBOK®);
- гибкие (Agile-методы),
- узкоспециализированные (NASA Project Management and Systems Engineering Competency Framework).

Однако традиционно принятыми в США и Великобритании подходами можно считать соответственно именно PMI РМВОК и OGC PRINCE2 в силу их широкого применения в этих странах. Стоит отметить, что документы PMI и OGC давно используются во всем мире и по праву считаются стандартами международного уровня по управлению проектами.

В данной статье рассмотрены основные положения, позволяющие сформировать представление о подходах к управлению проектами на основе РМВОК/1/.

Прежде всего, оригинальным является определение *проекта* как временного предприятия, предназначенного для создания уникальных продуктов, услуг или результатов.

Временный характер проекта по версии руководства означает наличие у любого проекта определенного начала и завершения. Завершение наступает в следующих случаях:

- при достижении целей проекта;
- в случае признания невозможности достижения целей проекта;
- при исчезновении необходимости в проекте.

Определение «временный», приведенное в стандарте, не обязательно означает краткую длительность проекта. «Временный», как правило, не относится к создаваемому в ходе проекта продукту, услуге или результату. Большинство проектов предпринимается для достижения устойчивого, длительного результата. Проекты также могут приводить к воздействиям на социальную, экономическую и экологическую среду, превышающим длительность самого проекта.

Каждый проект приводит к созданию уникального продукта, услуги или результата. Несмотря на то, что в результатах проекта могут присутствовать повторяющиеся элементы, их наличие не нарушает принципиальной уникальности работ по проекту. Это относится и согласуется с представлением об уникальности строительной продукции, которая зачастую создается по повторно применяемым или типовым проектам, однако условия строительства (месторасположение, рельеф, геологические условия) делают ее таковой.

Представляет интерес данное определение в стандарте фаз проекта.

Фазы проекта – это отдельные части в рамках проекта, требующие дополнительного контроля для эффективного управления достижением основного результата проекта.

Выполнение фаз производится последовательно, однако в отдельных случаях они могут перекрываться. Фазы проекта могут рассматриваться как элемент жизненного цикла проекта.

Подчеркивается, что фаза проекта не является группой процессов управления проектом. Фазы структурированы таким образом, что позволяет разделить проект на логические подгруппы для более легкого управления, планирования и контроля. Количество фаз, необходимость в них и степень налагаемого контроля зависят от размера фаз, сложности и потенциального влияния на проект.

Некоторые проекты состоят всего из одной фазы, как показано на рис. 1. В других проектах может содержаться множество фаз.

Один из возможных подходов к управлению установкой телекоммуникационной сети



Рис.1. Пример однофазного проекта

Стандарт определяет **управление проектами** как приложение знаний, навыков, инструментов и методов к работам проекта для удовлетворения требований, предъявляемых к проекту. Это приложение знаний требует эффективного управления соответствующими процессами

Процесс – это набор взаимосвязанных действий и операций, осуществляемых для получения заранее определенного продукта, результата или услуги.

Каждый процесс может быть охарактеризован:

- Входами;
- Выходами
- Инструментами и методами.

Входами процесса являются либо артефакты, полученные при выполнении другого процесса, либо некоторые знания из внешней по отношению к проекту среды. /2/.

Выходами процесса являются некоторые артефакты:

- документы,
- части создаваемого продукта
- сам продукт.

Наиболее ценным содержимым РМВОК является часть «инструменты и методы», в которой собраны все известные авторам практики, относящиеся к данному процессу.

Авторы разделяют процессы проекта на две основные категории:

- Процессы управления проектом;
- Процессы, ориентированные на продукт.

Процессы управления проектом обеспечивают результативное выполнение проекта в течение всего времени его существования.

Процессы, ориентированные на продукт, определяют и создают продукт проекта. Данные процессы обычно определяются жизненным циклом продукта и различаются в зависимости от предметной области.

Именно первая группа, *процессы управления проектом*, рассматриваются в, РМІ РМВОК и включает следующие элементы.

– **Группа процессов инициации.** Процессы, которые выполняются для определения нового проекта или новой фазы существующего проекта путем получения разрешения для начала проекта или фазы.

Группа процессов инициации состоит из процессов, которые выполняются для определения нового проекта или новой фазы существующего проекта путем получения разрешения для начала проекта или фазы.

В рамках процессов инициации определяются изначальные цели и содержание, стартовые финансовые ресурсы. Определяются внутренние и внешние заинтересованные стороны проекта, которые будут взаимодействовать и влиять на общий результат проекта. Выбирается менеджер проекта. Вся информация закрепляется в специальном документе (уставе проекта), который подлежит утверждению, после чего считается, что проект официально авторизован.

– **Группа процессов планирования.**

Процессы, требуемые для определения общего содержания проекта, уточнения целей и определения последовательности действий, требуемых для достижения целей проекта.

Группа процессов планирования состоит из процессов, осуществляемых для определения общего содержания работ, постановки и уточнения целей и разработки последовательности действий, требуемых для достижения данных целей. В процессах планирования разрабатываются план управления проектом и документация проекта, которые будут использованы для выполнения проекта.

Комплексный характер управления проектами порождает цепочки обратной связи для дополнительного анализа. По мере поступления и осмысления большего объема информации или характеристик проекта может потребоваться дополнительное планирование. Значительные изменения, происходящие на протяжении жизненного цикла проекта, приводят к необходимости вновь вернуться к одному или нескольким процессам планирования, а, возможно, и к процессам инициации. Эта последовательная детализация плана управления проектом часто называется «планированием набегающей волны» (“rollingwaveplanning”), что указывает на то, что планирование и документирование – повторяющиеся и постоянно идущие процессы.

– **Группа процессов исполнения.**

Группа процессов исполнения состоит из процессов, применяемых для выполнения работ, определенных в плане управления проектом для осуществления целей проекта. Эта группа процессов включает в себя координацию людей и ресурсов, а также интеграцию и выполнение операций проекта в соответствии с планом управления проектом.

Во время исполнения проекта может потребоваться внесение изменений в план и принятие нового базового плана. Это могут быть изменения в длительности операции, изменения в производительности и доступности ресурсов и непредвиденные риски. Такие изменения могут повлиять на план управления проектом или проектные документы, а также могут потребовать детального анализа и разработки соответствующего управленческого реагирования. Результаты анализа могут привести к запросам на изменения, которые, в случае их утверждения, могут вызвать изменение плана управления проектом или прочих документов проекта и, возможно, потребуют создания новых базовых планов.

Группа процессов исполнения включает в себя следующие процессы:

а) руководство и управление исполнением проекта – процесс исполнения работ, определенных в плане управления проектом, для достижения целей проекта.

б) подтверждение качества – процесс проверки требований качества и результатов измерений в процессе контроля качества для подтверждения использования соответствующих стандартов качества и рабочих инструкций;

с) набор команды проекта – процесс подтверждения наличия человеческих ресурсов и набора команды, необходимой для выполнения заданий проект

д) развитие команды проекта – процесс совершенствования компетенций, взаимодействия членов команды и общих условий работы команды для улучшения исполнения проекта;

е) управление командой проекта – процесс отслеживания деятельности членов команды, обеспечения обратной связи, решения проблем и управления изменениями с целью оптимизации исполнения проекта;

ф) распространение информации – процесс предоставления необходимой информации заинтересованным сторонам проекта в соответствии с планом.

г) управление ожиданиями заинтересованных сторон – процесс общения и работы с заинтересованными сторонами проекта для удовлетворения их потребностей и решения проблем по мере их возникновения.

h) осуществление закупок – процесс получения ответов от продавцов, выбора продавца и заключения контракта

На осуществление процессов данной группы затрачивается большая часть бюджета проекта.

– **Группа процессов мониторинга и управления.**

Оценивает на постоянной основе развитие проекта и осуществляет мониторинг, позволяющий обнаружить отклонения от плана управления проектом, и, в случае необходимости, провести корректирующие действия для достижения целей проекта.

– **Группа процессов завершения**

Данная группа процессов формализует процедуру приемки продукта, услуги или результата и подводит проект или фазу проекта к завершению в соответствии с заявленными целями.

Выполненная авторами классификация содержит следующих ключевых участников проекта:

- Менеджер проекта – лицо, ответственное за управление проектом.
- Заказчик/пользователь – лицо или организация, которые будут использовать продукт проекта. Может существовать множество уровней заказчиков.
- Исполняющая организация – предприятие, чьи сотрудники непосредственно участвуют в исполнении проекта.
- Члены команды проекта – группа, которая выполняет работы по проекту.
- Команда управления проектом – члены команды проекта, непосредственно занятые в управлении его операциями.
- Спонсор – лицо или группа лиц, предоставляющая финансовые ресурсы для проекта.
- Источники влияния – лица или группы, которые напрямую не связаны с получением или использованием продукта проекта, но которые, в связи с их положением в организации-заказчике или исполняющей организации, могут положительно или отрицательно повлиять на ход выполнения проекта.
- Офис управления проектом – если в исполняющей организации имеется этот офис, он может быть участником проекта, если он несет прямую или косвенную ответственность за результаты проекта.

В заключение можно сказать, что PMBOK представляет собой сумму профессиональных знаний по управлению проектами, являясь Американским национальным стандартом.

Данный документ содержит универсальный материал для регламентации, представления и действий по блокам и процедурам управления проектами. Следует отметить унификацию понятий и действий, регламентацию и раскрытие содержания документов подсистем и задач, а также четкую структуризацию системы управления проектом на уровнях блоков, процедур, элементов.

Руководство PMBOK – общее, именно поэтому оно так популярно и подходит для «большинства проектов в большинстве случаев» /1/.

Признанный стандарт предоставляет менеджерам проектов важнейшие инструменты для управления проектами и достижения результатов в организации работы. Можно сказать, что PMBOK — наиболее полное изложение знаний, признаваемых сообществом менеджеров проектов. Он задает некоторые рамки для более практических и узконаправленных методологий, при этом, не являясь методологией для непосредственного практического применения.

Однако PMBOK может служить основой для создания практических методологий и содержит неоспоримые по своей ценности преимущества, такие как, отражение процедур управления проектом в динамике, а процессов управления – во времени.

Специализированные семинары и обучающие тренинги под руководством специалистов, имеющих разрешение на осуществление данного вида деятельности от РМІ, проводятся в Республике Беларусь на постоянной основе.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Руководство PMBOK, 5th edition, 2013. Режим доступа: <http://www.uapa.ru/>
2. Кажуба О.С., Управление ERP- проектами: PMBOK или ГОСТ? Режим доступа: <http://www/e-executive.z/>.

ТЕРМОСТОЙКОСТЬ И ЖАРОСТОЙКОСТЬ КОНСТРУКЦИОННОГО БЕТОНА

Бондарович А. И.

ВВЕДЕНИЕ

Сопротивление бетона кратковременному воздействию огня называют его огнестойкостью. Жаростойкость же бетона представляет собой способность выдерживать без разрушения постоянное и длительное воздействие высокой температуры при эксплуатации различных тепловых агрегатов (бетон жароупорный). В целом бетон относят к классу огнестойких материалов.

Из-за относительно низкой теплопроводности бетона непродолжительное действие высокой температур не вызывает критического нагревания бетона, а также арматуры, которая находится под защитным слоем. Гораздо опаснее является полив холодной водой сильно разогретого бетона, что вызывает образование трещин, нарушение защитного слоя, а также обнажение арматуры при непрекращающемся воздействии высоких температур.

Бетон на портландцементе при длительном действии высокой температуры (более 250 °С) является не пригодным к эксплуатации. Известно, что при нагревании обычного бетона от 250 °С до 300 °С происходит разложение гидрата окиси кальция, сопровождающееся, снижением прочности, а также нарушением структуры цементного камня. Под воздействием температур выше 550 °С, содержащиеся в гранитном щебне и в песке зерна кварца начинают растрескиваться, поскольку при таких температурах кварц переходит в иную модификацию (тридимит). Растрескивание обусловлено увеличением объема кварцевых зерен и образованием микротрещин в тех местах, где цементный камень соприкасается с зернами заполнителя. С последующим увеличением температуры начинают разлагаться кристаллогидраты клинкерных минералов цементного камня и происходит разрушение структуры «стандартного» цементного бетона [1].

Результатами исследований, отраженных в настоящей статье, решалась задача разработки ремонтно-восстановительных составов бетона для участка охлаждения металлических отливок в производственном процессе получения стали на Белорусском металлургическом заводе в г. Жлобине. Согласно техническому заданию, было необходимо разработать экономичный, основывающийся на отечественных материалах бетон, обеспечивающий жаростойкость в пределах «+300 °С», т. е. класс «ИЗ». В процессе эксплуатации ограждающих этот участок конструкций бетон подвергается как нагреву до 300 °С, так и охлаждающему воздействию воды – в жидкой среде и в виде острого перегретого пара. В этой связи следовало оценить и обеспечить термическую устойчивость бетона, т. е. способность сопротивляться циклическому нагреву до «рабочей» температуры и резкому жидкостному охлаждению.

МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ БЕТОНА

В исследованиях использовались материалы со следующими характеристиками.

Вяжущее – шлакопортландцемент ШПЦ М500 (ГОСТ 10178) либо СЕМ III А 42,5N (СТБ EN 197-1), с содержанием доменного гранулированного металлургического шлака не более 40 % по массе.

Заполнители для тяжелого бетона – щебень и дробленый песок из базальта.

Базальтовый щебень – фр. 5...10 мм (ГОСТ 8267); фр. 6...12 мм (СТБ EN 12620).

Базальтовый песок – фр. до 5 мм (ГОСТ 8736); фр. до 6 мм (СТБ EN 12620), модулюм крупности ($M_k \geq 2,0$).

Заполнители для «облегченного» бетона.

Керамзитовый песок по ГОСТ 25137 (производства ОАО «Завод керамзитового гравия г. Новолукомль») средней насыпной плотностью: $\rho_{пк}^0 \sim 600-650 \text{ кг/м}^3$, фракция 0/4 мм.

Щебень гранитный (РУПП «Гранит», г. Микашевичи) фракции: - 5...10 мм (ГОСТ 8267); - 6...12 мм (СТБ EN 12620).

Вода для затворения бетона (ГОСТ 23732; СТБ ГОСТ Р 51593; СТБ 1114).

Химические добавки:

пластификатор I-й группы (СТБ 1112) – «Реламикс ПК» (ТУ ВУ 190679156.002-2013);

ускоритель твердения – сульфат натрия кристаллизационный (Na_2SO_4 ; ГОСТ 6318; безводный).

Микрокремнезем – минеральная добавка для повышения жаростойкости, плотности, прочности, МК – 85 (ТУ 5743-048-02495332-96).

Фибра металлическая: ФСВ-А-0.60/30 (ОАО «БМЗ»).

Аглопоритовый щебень по ГОСТ 25137, средней насыпной плотностью: $\rho_{п.к} \sim 800-850 \text{ кг/м}^3$, фракция 5/10 мм.

СОСТАВЫ ИССЛЕДУЕМОГО БЕТОНА ЖАРСТОЙКОСТЬЮ КЛАССА НЕ НИЖЕ «ИЗ» (температура применения до 300 °С).

Состав тяжелого бетона на базальтовых заполнителях.

Класс бетона по прочности на сжатие - не ниже С 35/45 (СТБ 1544) при твердении в нормально-влажностных условиях (осадка конуса бетонной смеси: $\text{OK} \geq 21 \text{ см}$, марка П5).

Расход материалов на 1 м^3 бетона:

- | | |
|---|------------------|
| - шлакопортландцемент М500 | – 450 кг; |
| - базальтовый щебень (фр. 5... 10 или 6... 12) | – 1000 кг; |
| - базальтовый песок (крупностью до 5 или 6 мм) | – 1000 (950) кг; |
| - микрокремнезем | – 13,5 (15) кг; |
| - вода (из расчета $(\text{В/Ц})_{\text{с}} \leq 0,3$) | – 139 (154) кг; |
| - пластификатор (по сухому веществу от массы цемента от 0,3% до 1%, в зависимости от обеспечиваемой подвижности бетонной смеси) | – 1,4... 4,6 кг; |
| - ускоритель твердения (1% от МЦ) | – 4,5 (5,0) кг. |

Средняя плотность: $\sim 2600 \text{ кг/м}^3$ и более, учитывая более высокую плотность базальтовой породы, в сравнении с гранитоидной.

Примечание 1. При дозировке пластификатора в виде жидкости (традиционно 30%-й концентрации), ее расход составляет: например, 1,4:0,3 ~ 4,7 кг, с содержанием воды, 4,7 – 1,4 ~ 3,3 литра, которые следует вычест из воды затворения: 139 – 3,3 ~ 136 кг (л).

Примечание 2. Введение фибры металлической в количестве 40 кг на 1 м^3 бетона.

Состав «облегченного» бетона на гранитном (допускается) либо базальтовом (рекомендуется) щебне и керамзитовом песке.

Класс бетона не ниже С 28/35 (СТБ 1544) при твердении в нормально-влажностных условиях (осадка конуса бетонной смеси: $\text{OK} = 15... 20 \text{ см}$ (марка ПЗ-П4)).

При большой осадке конуса может проявиться расслоение бетона, и его укладка требует обязательного соблюдения равномерной подачи-распределения при высоте слоя не более 300... 400 мм.

Расход материалов на 1 м^3 бетона:

- | | |
|---|-----------------|
| - шлакопортландцемент М500 | – 450 кг; |
| - гранитный щебень | – 1000 кг; |
| - песок керамзитовый ($\rho^o \sim 600... 650 \text{ кг/м}^3$) | – 340 кг; |
| - микрокремнезем | – 13,5 (15) кг; |
| - вода (из расчета «истинного» водоцементного отношения бетона: $(\text{В/Ц})_{\text{и}} \sim 0,3$) | – 270 кг; |
| - пластификатор (Д–0,7% от МЦ р-ра 30% концентрации для подвижности: $\text{OK} \sim 15 \text{ см}$) | – 3,15 кг; |
| - ускоритель твердения (1% от МЦ, при необходимости) | – 4,5 (5,0) кг. |

Средняя плотность: $\sim 2100 \text{ кг/м}^3$.

Примечание 1. Истинное водоцементное отношение определялось без количества воды, поглощенной (и удерживаемой в начальный период) керамзитовым (пористым) заполнителем.

Расход воды на замес «номинальный», т. к. зависит от фактических свойств пористого заполнителя. Требуемую осадку конуса обеспечивали не за счет увеличения расхода воды, а увеличивая расход пластификатора.

Примечание 2. Введение фибры металлической в количестве 40 кг на 1 м^3 бетона.

Состав легкого аглопоритобетона на аглопоритовом щебне и керамзитовом песке.

Класс бетона не ниже С 25/30 (СТБ 1544) при твердении в нормально-влажностных условиях (осадка конуса бетонной смеси: $\text{OK} \geq 21 \text{ см}$ (марка П5)).

Расход материалов на 1 м^3 бетона:

- | | |
|----------------------------|-----------|
| - шлакопортландцемент М500 | – 450 кг; |
|----------------------------|-----------|

- аглопоритовый щебень (фр. до 10 мм)	- 450 кг;
- песок керамзитовый	- 310 кг;
- микрокремнезем	- 13,5 (15) кг;
- вода ((В/Ц) _н ~ 0,3)	- 310 кг;
- пластификатор (р-р 30%; Д ~ 1,0% от МЦ)	- 4,2 кг;
- ускоритель твердения (1,5% от МЦ, при необходимости)	- 6,75 (7,5) кг.

Средняя плотность: ~ 1500±1600 кг/м³.

Примечание 1. Расход воды соответствует ранее приведенному

Примечание 2. Введение фибры металлической в количестве 40 кг на 1 м³ бетона.

ТЕХНОЛОГИЯ ИЗГОТОВЛЕНИЯ ОБРАЗЦОВ

Бетонную смесь готовили в лабораторной мешалке принудительного действия; время перемешивания компонентов составляло 3 минуты; образцы изготавливали в поверенных формах, соответствующих требованиям ГОСТ 22685; укладывали и уплотняли бетонную смесь штыкованием и кратковременным вибрированием (A=0,5мм; f=50 Гц) не позднее, чем через 20 мин. после приготовления.

Образцы после изготовления до распалубки хранили в нормально-влажностных условиях (температура - 20±3°C и относительная влажность воздуха - 90±5 %).

После распалубки образцы были помещены в камеру, обеспечивающую у поверхности образцов нормальные условия твердения. Образцы укладывали на подкладки так, чтобы расстояние между образцами, а также между образцами и стенками камеры было не менее 5 мм. Площадь контакта образца с подкладками, на которых он установлен, составляла не более 30 % площади опорной грани образца.

ТЕХНОЛОГИЯ ПРИГОТОВЛЕНИЯ БЕТОНА

Тяжелый бетон. Последовательность загрузки компонентов: щебень, песок, микро-кремнезем, цемент, вода (50...60 %), химические добавки с водой затворения (50...40 %), фибра.

Облегченный бетон. Последовательность загрузки компонентов: щебень, микрокремнезем, песок керамзитовый, вода (50...60 %), цемент, химические добавки с водой затворения (50...40 %), фибра.

Легкий аглопоритобетон. Последовательность загрузки компонентов: щебень, песок керамзитовый, вода (50...60%), микрокремнезем, цемент, химические добавки с водой затворения (50...40%), фибра.

Во всех случаях рекомендуется фибру вводить равномерно, через сито из комплекта ситового анализа заполнителей; диаметр отверстий подобрать (10...40 мм).

ОБЩАЯ МЕТОДИКА ИССЛЕДОВАНИЯ

Плотность бетона – определяли в соответствии с ГОСТ 12730.1-78 испытанием образцов в состоянии естественной влажности. Объем образцов правильной формы вычисляли по их геометрическим размерам. Размеры образцов определяли штангенциркулем с погрешностью не более 1 мм по методике ГОСТ 10180-78. Массу образцов определяли взвешиванием с погрешностью не более 0,1 %. Плотность бетона образца вычисляли с погрешностью не более 0,1 %. Количество испытываемых образцов каждого состава по 3 образца, размером 100x100x100 мм. Плотность бетона серии образцов вычисляли как среднее арифметическое значение результатов испытания всех образцов серии.

Прочность бетона на сжатие в проектном и промежуточном возрасте определяли после соответствующих режимов твердения и сушки:

- выдержка – в течение 7 суток (температура - 20±3 °C и относительная влажность воздуха - 90±5 %);

- сушка – в течение 48 часов (температура - 105±5 °C);

- остывание - в течение 4 часов.

Для определения прочности на сжатие в проектном возрасте, после вышеуказанных режимов выдержки и сушки, образцы помещались в нормально влажностные условия твердения (температура - 20±3 °C; относительная влажность воздуха - 90±5 %) до достижения проектного возраста.

Для установления остаточной прочности (жаростойкости) образцы бетона после вышеуказанного температурно-влажностного режима твердения и сушки подвергали нагреву до 350 °C (при заявленной в задании - 300 °C) в камерной электрической печи со скоростью подъема температуры 150 °C/ч, выдерживали при требуемой температуре 4 ч, после чего образцы остывали вместе с печью до комнатной температуры.

После остывания образцы бетона помещали на сетчатый стеллаж, расположенный в ванне над водой. Слой воды в ванне был не менее 10 см. Расстояние от нижней поверхности образцов бетона до уровня воды и от верхней поверхности образцов до крышки ванны было (4 ± 1) см. Образцы выдерживали в ванне 7 сут., затем вынимали, осматривали и определяли прочность на сжатие по ГОСТ 10180.

При испытании на сжатие образцы-кубы устанавливали одной из выбранных граней на нижнюю опорную плиту пресса центрально относительно его продольной оси, используя риски, нанесенные на плиту пресса. После установки образца на опорные плиты пресса совмещали верхнюю плиту пресса с верхней опорной гранью образца так, чтобы их плоскости полностью прилегали одна к другой. Далее проводили нагружение образцов до разрушения.

Термостойкость бетона – способность образцов бетона выдерживать резкие смены температур от предельно допустимой температуры применения до 20°C для классов по предельно допустимой температуре применения бетонов (ИЗ–И7).

При исследовании термостойкости, образцы помещали в печь, предварительно разогретую до расчетной температуры, и выдерживали при этой температуре 40 мин. Колебания температуры в печи допускается в пределах $\pm 20^{\circ}\text{C}$. Время отсчитывали с момента, когда в печи устанавливалась необходимая температура. По истечении 40 мин образцы вынимали из печи и погружали в ванну вместимостью 10 л с водой комнатной температуры.

Образцы охлаждали в воде в течение 5 мин, после чего их вынимали из воды и выдерживали при температуре $(20 \pm 5)^{\circ}\text{C}$ в течение 10 мин. на воздухе. Затем нагревание повторяли. После каждой теплосмены воду в ванне меняли.

Число теплосмен, вызвавших разрушение образцов или потерю бетоном 20 % первоначальной массы, принимали за термическую стойкость бетона в водных теплосменах [2].

РЕЗУЛЬТАТЫ ОЦЕНКИ ЖАРО- И ТЕРМОСТОЙКОСТИ БЕТОНА ПО ГОСТ 20910

Жаростойкость бетона определяли по состоянию внешнего вида и остаточной прочности после нагрева до $\sim 350^{\circ}\text{C}$ (для класса «И 3» температура не ниже 300°C) образцов размером $70 \times 70 \times 70$ мм, после 7 суток их твердения в нормально-влажностных условиях ($t \sim 20^{\circ}\text{C}$; $\varphi \geq 90\%$) и предварительной сушки 48 ч при $t = 105 \pm 5^{\circ}\text{C}$ и их последующего выдерживания 7 суток над водой. «Остаточная» прочность по ГОСТ 20910 должна быть не ниже 80% от «начальной».

Результаты испытаний без переводного коэффициента приведены в таблице 1.

Таблица 1 – Жаростойкость бетона

Вариант (вид) бетона	Наличие фибры металлической	Внешний вид (наличие трещин)	Прочность бетона начальная, МПа	Прочность после испытаний (остаточная), МПа	Снижение прочности, %
Тяжелый (базальтовые заполнители)	-	отсутствуют	43,4	40,8	6,4
Облегченный (щебень гранитный, песок керамзитовый)	-		37,7	35,8	5,3
	с фиброй		38,5	36,7	4,9
Легкий аглопоритобетон (щебень аглопоритовый, песок керамзитовый)	-		28,2	27,0	4,4

Термостойкость бетона (как было указано) определяли путем нагрева образцов (в течение 40 мин. при $t \sim 300^{\circ}\text{C}$) с последующим погружением их в воду ($t \sim 15^{\circ}\text{C}$) на 5 мин. Затем образцы в течение 10 мин. «обсыхали», и циклы повторяли многократно.

Кроме этого, были проведены исследования термостойкости бетона при «частичном погружении» по вышеуказанной методике, но с погружением одной грани образцов в воду (имитация ожидаемых условий эксплуатации бетона на ОАО «БМЗ»).

По ГОСТ 20910 оценивали: внешний вид (наличие и характер трещин) и потери массы образцов (допускается до 20% от начальной). Результаты испытаний частично приведены в таблице 2.

Из полученных данных можно сделать следующие выводы.

Во-первых, состав тяжелого бетона на базальтовых заполнителях (в технической литературе рекомендуется для жаростойких бетонов оцениваемого класса «ИЗ») – подтверждена способность «работать» при $t \leq 300$ °С. Но при этом он оказался наименее термостойким, т. е. этот вариант состава не обеспечит долговременную эксплуатацию заявленных в задании на исследования конструкций.

Таблица 2 – Термостойкость бетона

Вариант (вид) бетона	Наличие фибры металлической	Максимально-нормированное количество «термоциклов» по ГОСТ 20910	Фактическое количество «термоциклов»	Снижение массы, %	Марка по термостойкости
Тяжелый (базальтовые заполнители)	-	40	30	18,1	Т30
Облегченный (щебень гранитный, песок керамзитовый)	-		260*		
	с фиброй		260*	Без снижения	Более Т40
Легкий аглопоритобетон (щебень аглопоритовый, песок керамзитовый)	-	260*			

* - эксперимент остановлен

Во-вторых, подтвердилась рабочая гипотеза, согласно которой высокую термостойкость может обеспечить высокодеформативный легкий бетон на пористых заполнителях (аглопоритобетон), а также «облегченный» бетон [3]. В последнем случае растворная (высокодеформативная и характеризующаяся низкой теплопроводностью) керамзито-цементная составляющая надежно блокировала крупный заполнитель – гранитный щебень. Их совместная работа обеспечивает бетону достаточно высокую прочность (класс С 25/30... С 28/35), т. е. способность сопротивляться механическим воздействиям и, как показали исследования, высокую термостойкость.

В-третьих, достаточно эффективно введение в бетон металлической фибры. Ее эффект проявился в ограничении раскрытия трещин после того, как они появились в процессе испытаний. Расширяясь на стадии нагрева (ограниченно в образцах с фиброй) они «закрывались» при охлаждении образцов в воде.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Все исследованные и приведенные в статье составы бетона обеспечили жаростойкость класса «И 3», т. е. обеспечивают возможность их использования в конструкциях при воздействии температуры до 300 °С.

Учитывая наличие и доступность в Республике Беларусь щебня гранитного и песка керамзитового, основным составом следует считать – «облегченный» бетон, приготовленный с их использованием.

Марка по термостойкости тяжелого конструкционного бетона на базальтовых заполнителях оказалась меньше, чем на других исследованных составах, в которых применялся керамзитовый песок, включая бетон с гранитным щебнем (облегченный состав).

Показатель термостойкости при нагреве аглопоритобетона и бетона «облегченного» состава до 300...350 °С и резком жидкостном (в воде) охлаждении превысил максимально нормируемую марку по ГОСТ 20910 – «Т40» более чем в 6 раз. Это предпосылка обеспечения достаточно высокой эксплуатационной надежности и долговечности устраиваемых (возводимых) из этих материалов строительных конструкций, эксплуатируемых в соответствующих условиях.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Ковшар, С.Н. Изменение структурно-механических характеристик цементного камня при циклическом воздействии внешней среды / С.Н. Ковшар // Строительная наука и техника. – 2010. – № 1–2(28–29). – С. 60–63.

2. Бетоны жаростойкие. Технические условия: ГОСТ 20910-90 – Введ. 12.10.1990 – НИИЖБ Госстроя СССР, 1991 – 26 с.

3. Галузо, Г.С. Исследование прочности и деформации аглопоритобетона при действии статической и многократноповторяющейся сжимающих нагрузок: автореф. дисс. канд. техн. наук. – Минск: БПИ, 1969. – 25 с.

Бочарова Н.В., Уласевич В.П.

Введение. В век бурного развития информационных технологий не стоят на месте и технологии проектирования. В настоящее время среди многочисленных новшеств в автоматизированном проектировании лидирует новое направление – технология BIM (Building Information Modeling), иначе – информационное моделирование зданий. Новизна технологии BIM в архитектурно-строительном проектировании, заключающемся в создании компьютерной модели проектируемого или реконструируемого, а также эксплуатируемого здания, несущей в себе все сведения о будущем объекте (рисунок 1 [1]).

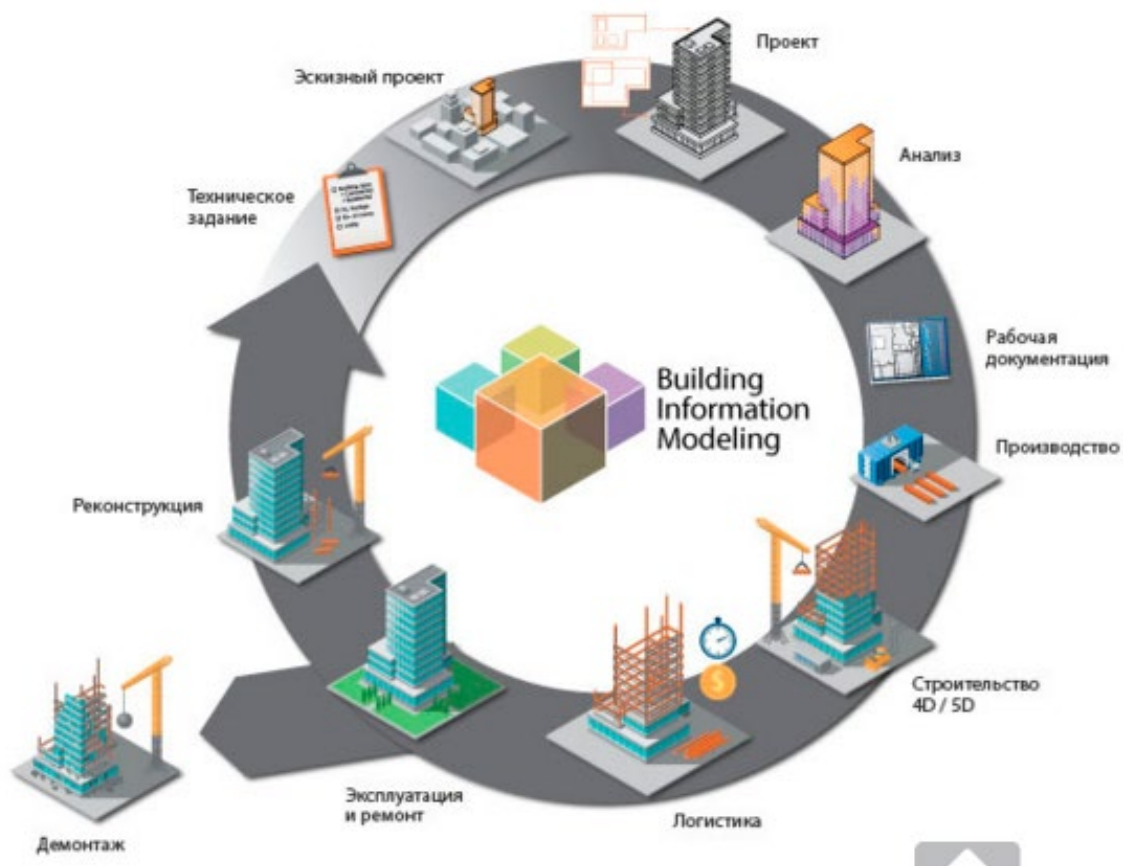


Рисунок 1 – процессы работы над объектом строительства в BIM-технологии

В настоящее время в практике проектирования в распоряжении архитектора и инженера-строителя имеются мощные интеллектуальные инструментальные средства в виде систем автоматизированного проектирования (САПР), базирующиеся на двух графических платформах фирмы Autodesk – AutoCAD и Revit. AutoCAD используется во многих проектных организациях для выполнения работ по созданию всех видов чертежей и другой проектной документации. Revit – относительно новый, и мало изученный инструмент [2].

Конкуренция на рынке высококвалифицированных специалистов заставляет проектировщиков совершенствовать свои профессиональные навыки и повышать эффективность рабочего процесса. В процессе проектирования объектов строительства важную роль занимает процесс создания статической модели конструктивной схемы здания (задача строительной механики) и ее прочностной модели (строительные конструкции), позволяющих оценить несущую способность, надежность и долговечность проектируемого объекта при достаточной его экономичности. В практике использования САПР в проектировании для этой цели получили широкое применение такие расчетные программные комплексы, как ЛИРА-САПР, СКАД СОФТ, STARK ES, Tekla, NASTRAN и др. Однако, как показала практика их применения в проекти-

ровании, основная проблема низкой эффективности при внедрении САПР – недостаточное понимание многими структурами проектных организаций, что САПР – это такое же ключевое звено в основной их деятельности, как и автоматизированные системы управления строительной отраслью и ее экономикой. В этом случае часто наблюдается отношение к внедрению САПР в практику проектирования, как к чему-то вторичному. И в результате – сводящемуся к подчас непродуманной системе закупки оборудования и программного обеспечения. В итоге стихийно формируется не достаточно продуманная среда автоматизированного проектирования проекта как объекта строительства, порождающая нестыковки и задержки при взаимодействии смежников, а то и не достаточную согласованность отдельных частей выпускаемой документации. Усугубляет ситуацию и не всегда достаточная наглядность для руководителей проектных организаций баланса вложений в средства САПР и возврата на инвестиции, отсутствие оценки измеримой отдачи от САПР.

Основная причина в подготовке молодых специалистов к работе в проектных структурах, требующих эффективного применения современных средств автоматизированного проектирования, не достаточная их подготовка к применению инновационной САПР в виде информационного моделирования зданий.

Ситуация может быть существенно улучшена, если будет организована достаточная подготовка архитекторов и инженеров-проектировщиков, знающих и умеющих решать необходимые задачи в динамично развивающейся проектно-строительной отрасли на уровне требований информационного моделирования объектов строительства. Очевидно, что такая подготовка должна быть осуществлена в ВУЗе как одна из главных задач в процессе подготовки инженеров строительного профиля, среди которых в Республике Беларусь особое место занимает специальность 1-70 02 01– промышленное и гражданское строительство. Особенность такой подготовки – целевая направленная подготовка архитекторов и инженеров-проектировщиков на всех этапах изучения архитектурных, конструкторских и специальных инженерных дисциплин (электрооборудование, водоснабжение и водоотведение, теплогазоснабжение и вентиляция, технология строительного производства, организация и экономика строительства), а также дисциплин, связанных с технической эксплуатацией объектов строительства на весь срок их функционирования.

Об информационном моделировании зданий

Информационное моделирование зданий (BIM) – это инновационная технология проектирования и создания документации, основанной на создании и сборе взаимосвязанных системно-рассчитываемых данных о проекте здания. Постоянное обновление и доступность информации через встроенную цифровую среду дает инженерам, архитекторам ясное представление о проекте (планы, разрезы, 3D-вид, спецификации) в одном согласованном файле. Revit – это платформа Autodesk для информационного моделирования зданий [2]. Одновременно с физической моделью архитектор в RevitArchitecture формирует полностью ассоциированную аналитическую модель здания (рис. 1). Аналогичные функции в программном комплексе ЛИРА-САПР выполняет САПФИР.

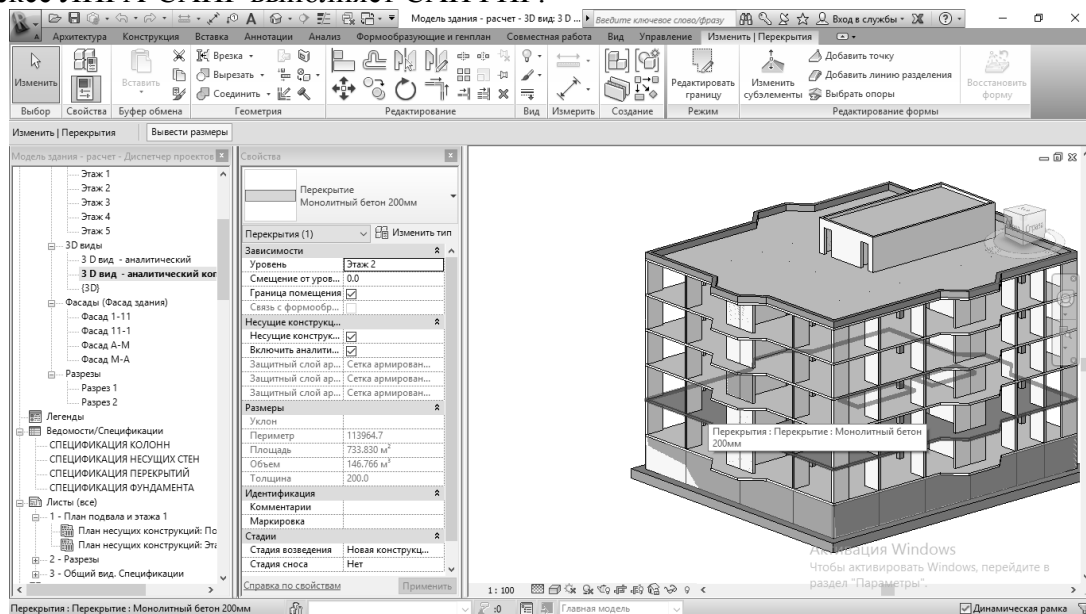


Рисунок 1 – Рабочее окно RevitArchitecture, аналитическая модель 3D-вид

Результатом проектирования по BIM-технологии является модель, а чертежи и документация – лишь одна из форм его представления [2]. Физическая модель является основой для формирования строительной документации, она необходима для создания чертежей конструкций и узлов. Аналитическая модель – статическая прочностная модель здания, которая содержит данные о нагрузках, размерах конструктивных элементов. Эти данные передаются в специализированные приложения для инженерных расчетов (ROBOT, LiraSapг и др.). Аналитическая модель создается на основании правил проектирования, обеспечивающих согласованность аналитического представления физической конструкции. Важно не просто представить геометрию объекта, но также и информация о его свойствах, которая может и должна содержаться в модели и при необходимости извлекаться из неё [2]. Архитектор и конструктор совместно создают единую модель строительного объекта, которая одновременно является и расчетной моделью. Стремление приблизить модель к реальному сооружению заставляет уделять огромное внимание деталям сооружения и как можно точнее учитывать все эффекты воздействий. Таким образом, и результат расчета должен быть тоже более полно приближенным к реальному результату, а в идеале, модель объекта должна представлять собой виртуальную копию реального здания.

Принято считать, что специфика строительной деятельности такова, что ее конечный продукт должен сочетать в себе три подчас противоречивых момента: функциональность, эстетичность и конструктивность [5]. С точки зрения инженера-проектировщика, наибольшее значение имеют конструктивные особенности объекта, с которыми связана оценка несущей способности, но, составляя расчетную модель, все учесть практически невозможно. Выделение из объекта несущей части является первым шагом идеализации. После этого начинается идеализация геометрического образа объекта, т.е. задаются параметры для несущих элементов (пластины, стержни). В процессе геометрического моделирования решается вопрос о возможности идеализации объекта в смысле придания ему свойств симметрии, что существенно сокращает объем анализа. Также происходит идеализация материала конструкции, вернее, набора его физико-механических параметров, материал наделяется свойствами идеальной упругости или пластичности. Значения параметров, характеризующие свойства материала принимаются по справочным значениям и предполагаются одинаковыми по всему сооружению. Достаточно серьезной процедурой является идеализация воздействий, действующих на конструкцию в различных режимах работы. Воздействия являются одной из наименее изученных компонентов системы, они имеют большую изменчивость во времени и пространстве, и те расчетные модели воздействий, которыми оперирует проектная практика, достаточно условны. Идеализация связей распространяется и на описание законов взаимодействия отдельных элементов системы друг с другом. Идеализация расчетной модели и невозможность сделать её абсолютно адекватной реальной конструкции создают ситуацию некоторой неопределенности, но инженеру-конструктору в таких условиях нужно принять проектное решение.

Принципы создания расчетной модели [5]:

- методы расчета должны исходить из форм разрушений и деформаций, подтвержденных опытом строительной практики;
- расчетная гипотеза модели, которая может быть достаточно условной, должна ставить конструкцию в менее благоприятные условия, чем те, в которых находится действительная конструкция;
- набор расчетных гипотез должен обеспечивать не только прочность и устойчивость, но и экономичность конструкции;
- целесообразно иметь не одну модель, а систему аппроксимирующих моделей работы сооружения, каждая из которых имеет свои границы применения;
- аппроксимирующая модель работы сооружения должна не только правильно и полно отражать работу реального объекта, но и быть настолько простой, чтобы расчет не становился чрезмерно громоздким.

Принято считать, что «хорошая программа» и проверенные на безошибочность исходные данные дают гарантию точного результата, но при этом упускается, для какого варианта рас-

четной модели получен этот результат, и какова степень его адекватности реальной конструкции. Многие расчетные комплексы основаны на использовании метода конечных элементов, и программная документация содержит описание библиотек конечных элементов, указания по подготовке входных документов и расшифровке полученных результатов. Однако, за пределами остается, как именно получен этот результат, алгоритм численного решения. В проектных организациях все расчеты принимаются по хорошо изученным конструкторским решениям, поэтому часто инженер-конструктор постепенно отвыкает самостоятельно обосновывать применение расчетной модели и полагается на чужое мнение, и таким образом может не учесть возможность совершить ошибку.

Основными этапами компьютерного расчета является [5]:

- создание физической модели;
- выбор программного обеспечения для реализации расчета;
- тщательная проверка аналитической модели (каковы истинные условия опирания, какие узлы соединений элементов, истинные нагрузки системы, каково влияние эффектов второго порядка);
- выполнение статического и прочностного расчетов;
- верификация результатов (уместно выполнить: проверку общего равновесия, проверку локальных равновесий по подсистемам, оценку общей картины напряженно-деформированного состояния конструкций, сопоставление деформаций с распределением внутренних сил).

Основой BIM-технологий является механизм параметрических изменений (зависимость между всеми элементами модели), способный автоматически координировать любые изменения в проекте как объекте. При каждом изменении в проекте программа мгновенно определяет, какие элементы оно затронет, и производит соответствующую корректировку, что позволяет избежать ошибок на этапе согласования проекта и внесения изменений по принципу: «Коллективная работа над сложным проектом эффективно управляется из единого центра»[2].

Передача модели из CAD-программ в расчетный комплекс может быть реализована через формат IFC. Это нейтральный открытый и объектно-ориентированный формат файлов, который используется для передачи данных практически всеми ведущими BIM-программами и стал наиболее популярным в информационном моделировании зданий. Таким образом, есть возможность сохранить файл в этом формате, например в ArchiCAD, а при импорте модели в САПФИР сохраняются почти все данные о материалах и несущих элементах этой физической модели, и с минимальными корректировками получается уже необходимая расчетная модель. Архитектор, разрабатывая объемно-планировочное решение, предварительно составляет несущие элементы, задает им поперечное сечение и материал. Порядок преобразования модели из Revit: необходимо создать аналитическую модель (рис.2а), импортируем в САПФИР: в программе Revit настройка «Внешние инструменты», которая появляется, при установке ЛИРА-САПР (выборочная установка, ставим галочку импорт из Revit) [3] (рис.2а), отправляем на расчет в изученный комплекс ЛИРА-САПР, внедренный в учебный процесс у нас в БрГТУ.

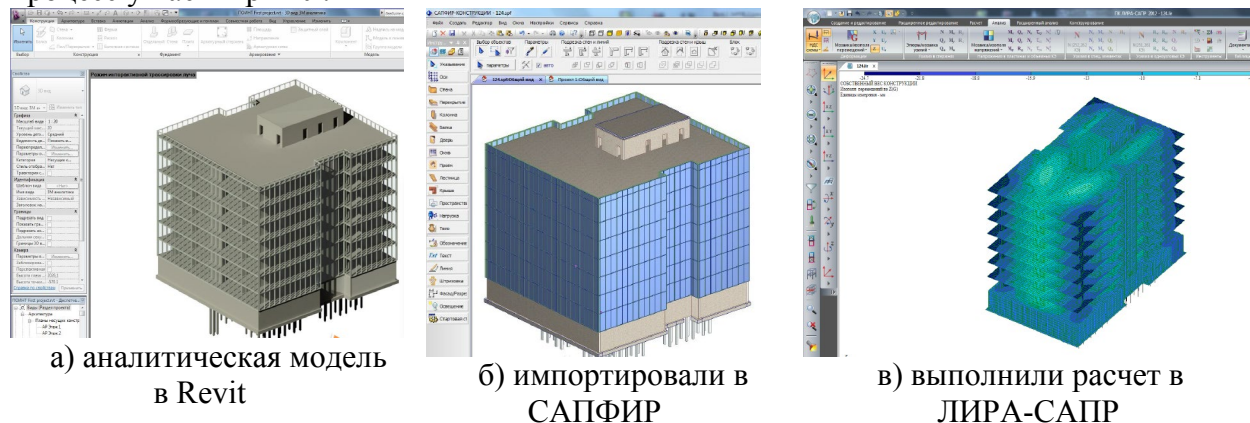


Рисунок 2 – схема совместной работы современных программных комплексов BIM

Проектирование зданий обычно осуществляется достаточно специализированными группами разработчиков – архитекторами, инженерами по сетям здания и инженерами по созданию и расчету несущих конструкций, традиционно использующих различные системы автоматизированного проектирования. Отсутствие между ними общей основы – единого формата и пространства проектирования – требует весьма трудоемких процессов взаимодействия между отдельными разделами проекта, обеспечивающими, с одной стороны, точную привязку инженерных компонентов к архитектурным компонентам, а с другой стороны, поддерживающих автоматическое отслеживание критических связей между компонентами из отдельных разделов [2]. Информационное моделирование объекта строительства устраняет возможные вышеуказанные невязки в автоматизированном режиме.

Необходимо, чтобы расчетные комплексы, которые используются для получения результатов, были гармонизированы с нормативными документами и национальными стандартами. Основные проблемы и их особенности в области гармонизации национальных и европейских нормативных технических документов очень точно выделил Фоликман В.Р. [6]:

–трудности с профессиональным переводом (низкое качество переводов);

–невозможность прямого введения европейских стандартов на территории СНГ по причинам:

а) применение к объекту регулирования в странах ЕС не одного отдельно взятого нормативного документа, а комплекса взаимоувязанных стандартов и правил путем ссылок;

б) различия в терминах, определениях и обозначениях;

в) различия в методологических подходах к расчетам и испытаниям;

г) различия в методологической базе;

д) различия в системе построения стандартов: национальные документы носят процедурный характер и нацелены на пользователя; европейские содержат много умозаключений и разъяснений, в том числе библиографических ссылок.

Главная цель строительного нормирования изложена в международном строительном кодексе ИСС, согласно которому необходимо – «... установить минимальные требования для обеспечения здоровья, безопасности и благополучия людей ...».

Вывод. Проектную документацию, необходимую на стадии проектирования и строительства здания, используя BIM-технологии можно выполнить малым количеством высококвалифицированных специалистов и в сжатые сроки. Заказчикам и подрядчикам проектные организации должны представлять проектную документацию так, чтобы они имели возможность работать с интуитивно понятными 3D-моделями, что ускоряет процесс согласования и утверждения, а также позволяет выбрать в конкурсном отборе лучший проект. Трехмерное моделирование на сегодняшний день во многих организациях стало обязательной частью представления проекта.

Внедрение в практику проектирования информационного моделирования позволяет внедрять новые возможности исследования и экспериментирования в области разработки и построения зданий, когда становится принципиально легче прогнозировать эксплуатационные характеристики будущего строительного объекта, не выходя за рамки виртуального пространства [4].

Новые возможности компьютерных технологий явно обогнали методологию проектирования, а поэтому пришло время понять, что существенно выросли и продолжают расти требования к профессиональной подготовке выпускаемых ВУЗами специалистов строительной отрасли. По-видимому, настало время определенной корректировки учебных планов строительных специальностей с четким направлением на достаточную подготовку молодых специалистов для строительной отрасли в области информационного моделирования. А в связи с этим, четко указать перечень дисциплин инженерной подготовки, требующих корректировки излагаемого материала дисциплин, затрагивающих информационное моделирование объектов строительства.

Возможно, для этого потребуется и разработка спецкурса, читаемого на последнем семестре обучения студентов специальности 1-70 01 02-промышленное и гражданское строи-

тельство, специализации «Конструкции зданий и сооружений» с курсовым проектом. Цель курса – выработать у студента комплексное понимание взаимосвязи всех элементов проектируемого объекта, владение широким спектром компьютерных программ информационного моделирования зданий, понимание основы тех методов, которые эти программы реализуют. Здесь уместно указать на группу компаний ИНФАРС, осуществляющих на территории СНГ разработку, внедрение и обучение применению методов информационного моделирования зданий.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Группа компаний ИНФАРС / [https // infers.ru/bim/](https://infers.ru/bim/), [https // infers.ru/cad/](https://infers.ru/cad/).
2. Ланцов, А.Л. Компьютерное проектирование зданий: REVIT 2015. – М.: Consistent Software Distribution; РИОР, 2014. – 664 с.
3. Талапов, В.В. Основы BIM: введение в информационное моделирование зданий. – М.: ДМК Пресс, 2011. – 392 с.
4. Водопьянов, Р.Ю., Титок, В.П., Артамонова, А.Е. Программный комплекс ЛИРА-САПР 2015 Руководство пользователя. Обучающие примеры. / Под ред. А.С. Городецкого – М.: Электронное издание, 2015г.,– 460 с.
5. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа / А.В. Перельмутер, В.И. Сливкер. – 4-е изд., перераб. – М.: Издательство СКАД СОФТ, 2011. – 736 с.
6. Фаликман, В.Р. О европейских и российских строительных нормах проектирования и проблемах их гармонизации [Электронный ресурс] / Вячеслав Фаликман. – Алматы: Snip Information Systems, 2010. – Электрон. текстовые дан. (1 файл DOC : 101 кб) ; 7 с. – Режим доступа: <http://info.snip.kz/standards/downloads/publications.php>.

УЧЕТ АНИЗОТРОПИИ ПРОЧНОСТИ КАМЕННОЙ КЛАДКИ ПРИ ОЦЕНКЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ИСТОРИЧЕСКИХ РАСПОРНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Галалюк А. В., Деркач В. Н.

Введение. Каменные распорные конструкции (арки и своды) впервые были применены римлянами и персами и в течении 2,5 тысяч лет выполняли функцию основных видов перекрытий в зданиях гражданской, культовой и оборонной архитектуры. Арки и своды являлись также главным эстетическим элементом в римской, византийской, романской, готической и ренессансной архитектуре. За многовековой период строительства архитекторами опытным путем были получены рациональные соотношения конструктивных элементов в распорных системах и достигнуто исключительное совершенство в использовании арок и сводов, как несущих каменных конструкций и архитектурных форм. Обследования исторических распорных систем выявляют многочисленные примеры деформированных конструкций, утративших часть вертикальных опор, подпружинных арок, связей или других элементов, которые не вписываются в теоретическую расчетную схему конструкции. Следовательно, исторические кирпичные арки и своды способны к частичным изменениям или полной перестройке начальной рабочей схемы за счет своих скрытых резервов [1].

Поэтому диагностика технического состояния и оценка несущей способности кирпичных распорных конструкций при обследовании исторических зданий является достаточно сложной задачей, адекватное решение которой возможно только при учете конструктивных особенностей арок и сводов и их совместной работы с вертикальными несущими конструкциями здания, а также анизотропии прочностных и деформационных характеристик каменной кладки.

Проверка предельного состояния несущей способности каменных распорных конструкций.

При действии эксплуатационной нагрузки или неравномерной осадке фундаментов здания геометрические формы каменных распорных конструкций, в частности кирпичных сводов, определяют направление возникающих в них силовых потоков под различными углами к растворным швам каменной кладки. В качестве примера на рисунке 1 приведен общий вид основных конструктивных элементов крестового кирпичного свода исторического здания.



а)– диагональное ребро с фрагментом утолщения опорной пяты, вид со стороны внешней поверхности свода;
б)– диагональное ребро, вид с внутренней поверхности свода;
в)–подпружинная арка
Рисунок 1.–Конструктивные элементы крестового свода

В настоящее время при выполнении поверочных расчетов напряжения и деформации в распорных каменных конструкциях, как правило, рассчитываются методом конечных элементов (МКЭ) с помощью инженерных программных комплексов [2-3]. Конечно элементный (КЭ) анализ позволяет исследовать механизмы изменения рабочей схемы сводов при их деформировании, учесть нарушения целостности каменной кладки в случае устройства различного рода отверстий для пропуска инженерных коммуникаций при реконструкции зданий, деградацию каменной кладки, вызванную неблагоприятными воздействиями внешней среды.

Задача может решаться как в плоской, так и объемной постановке. Каменная кладка обычно рассматривается, как однородный (однородный) материал, наделенный обобщенными деформационными характеристиками кладочных камней и раствора.

Исследования [4-6] показывают, что при расчете напряженно-деформированного состояния (НДС) распорной конструкции кладку из полнотелого керамического кирпича допускается представлять материалом с изотропными деформационными характеристиками. На основании расчетов МКЭ устанавливаются значения и траектории действия главных напряжений в каменной кладке.

На рисунке 2 показаны траектории главных сжимающих и растягивающих напряжений в кирпичном крестовом своде при действии вертикальной равномерно-распределенной нагрузки. Анализ НДС свода показывает, что силовой поток главных сжимающих напряжений концентрируется вдоль диагоналей свода, т.е. в местах пересечения распалубок, при этом их траектории направлены под углом примерно 45° к горизонтальным растворным швам кладки.

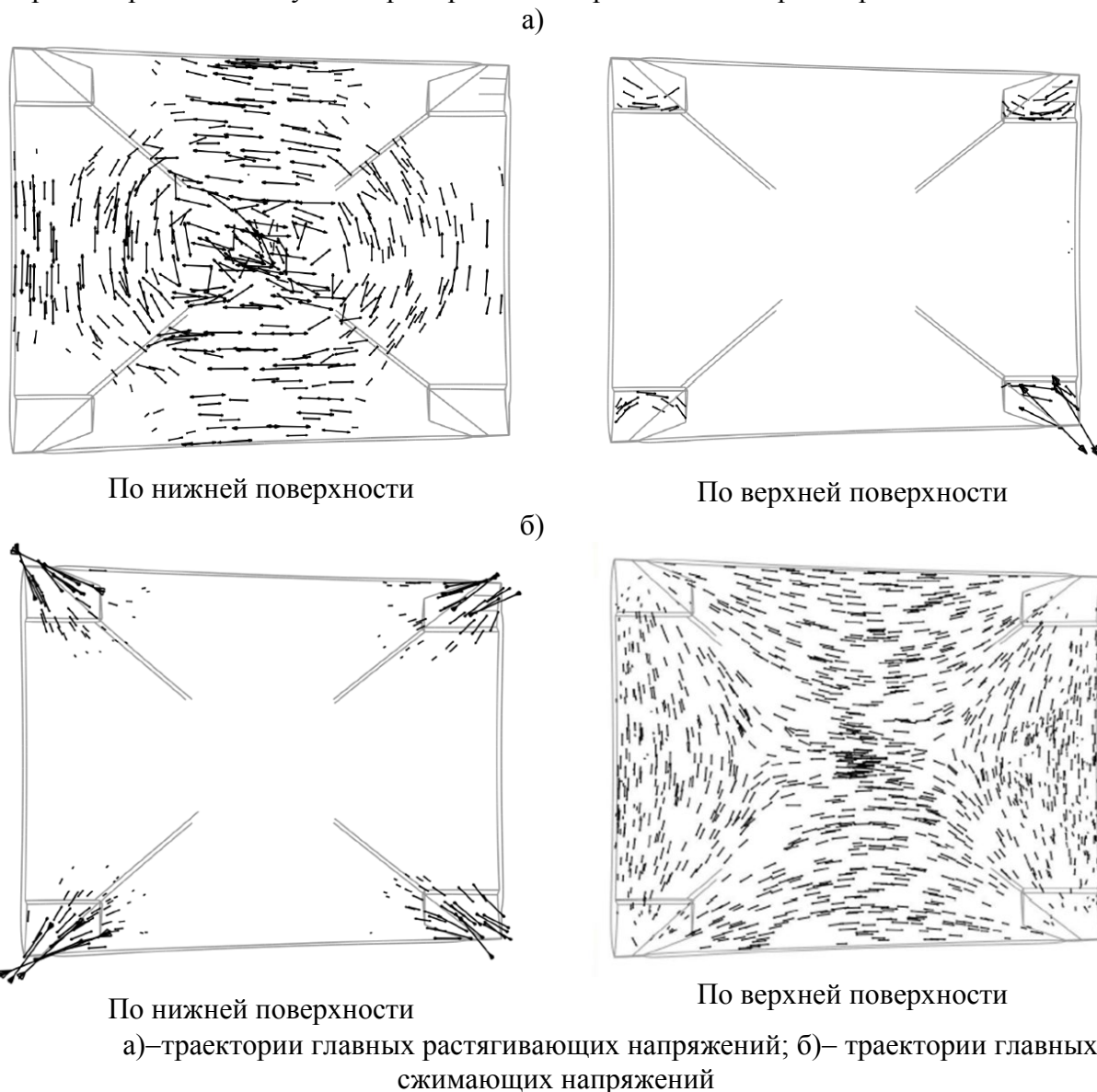


Рисунок 2.– Траектории действия главных напряжений в кирпичном своде

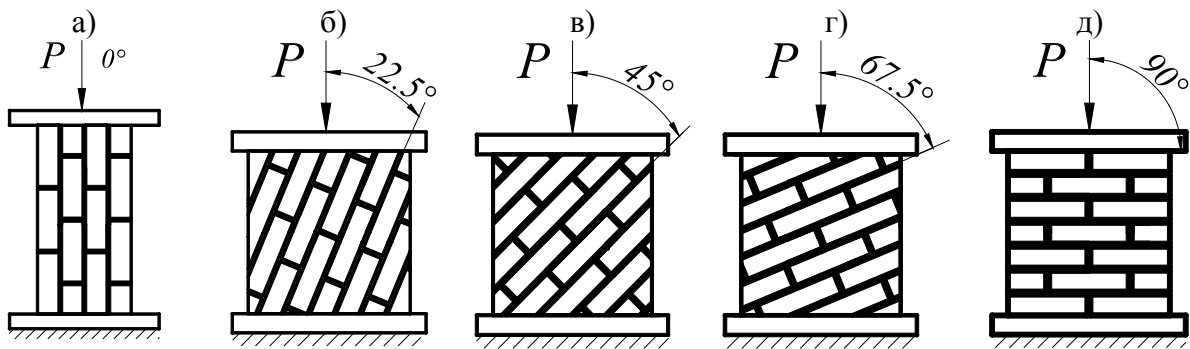
Проверка предельного состояния несущей способности распорной конструкции производится из условия, согласно которому значения главных напряжений в каменной кладке не должны превышать значений ее прочности при сжатии или растяжении в соответствующем направлении [7-9].

Проблема заключается в отсутствии в нормативных документах данных о прочности при сжатии и растяжении кладки под углами к ее главным осям анизотропии, которые совпадают с направлением вертикальных и горизонтальных растворных швов.

Исследование анизотропии прочности каменной кладки при сжатии и растяжении

С целью получения данных об анизотропии прочностных характеристик каменной кладки в филиале РУП «БелНИИС» -НТЦ были проведены испытания образцов, выполненных из полнотелого керамического кирпича, подверженных действию сжимающей и растягивающей нагрузки под различными углами к горизонтальным растворным швам.

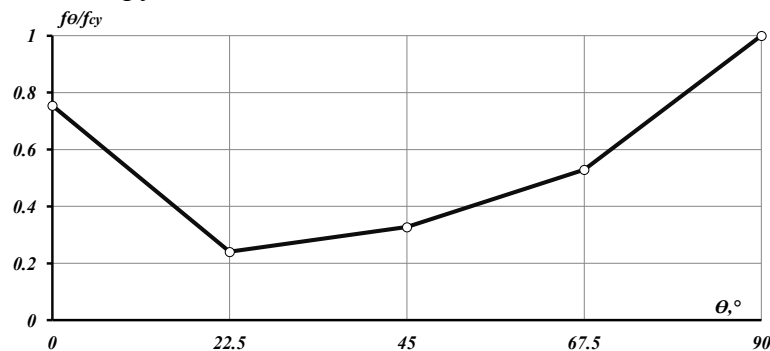
На сжатие испытывались опытные образцы кладки, изготовленные из полнотелого керамического кирпича М150 на известково-цементном растворе прочностью $f_m=7,9$ МПа (рисунок 3) [10-11].



а) $-\theta=0^0$; б) $-\theta=22,5^0$; в) $-\theta=45^0$; г) $-\theta=67,5^0$; д) $-\theta=90^0$

Рисунок 3.— Схема испытаний образцов кладки сжимающей нагрузкой под углами к горизонтальным растворным швам θ

Установлено, что прочность каменной кладки при сжатии и характер ее разрушения, в значительной степени определяется углом приложения сжимающей нагрузки к горизонтальным растворным швам. На рисунке 4 приведен график зависимости отношения прочностей при сжатии кладки под углом к горизонтальным растворным швам f_θ и $90^0(f_{cy})$ от угла направления сжимающей нагрузки θ .



f_{cy} —прочность кладки при сжатии перпендикулярно плоскости горизонтальных растворных швов

Рисунок 4.— График зависимости « $\frac{f_\theta}{f_{cy}} - \theta^0$ »

Из рисунка 4 следует, что минимальные значения прочности при сжатии кладки имеют место при направлении сжимающего усилия (F_c) под углами к горизонтальным швам клад-

ки $\theta = 25^\circ - 40^\circ$. При указанных углах наклона F_c разрушение опытных образцов кладки происходило вследствие сдвига в плоскости горизонтальных растворных швов. Объясняется это тем, что при действии сжимающего усилия под углами $0^\circ < \theta < 90^\circ$ на характере разрушения каменной кладки отражаются возникающие в ней касательные напряжения, значения которых возрастают с уменьшением угла направления F_c к горизонтальным швам каменной кладки.

На осевое растяжение под углами $\theta = 0^\circ, 45^\circ$ и 90° к плоскости горизонтальных швов кладки испытывались опытные образцы, изготовленные из полнотелого керамического кирпича М150 на известково-цементном растворе прочностью $f_m = 2,0$ МПа и $f_m = 7,0$ МПа (рисунок 5) [12-13].

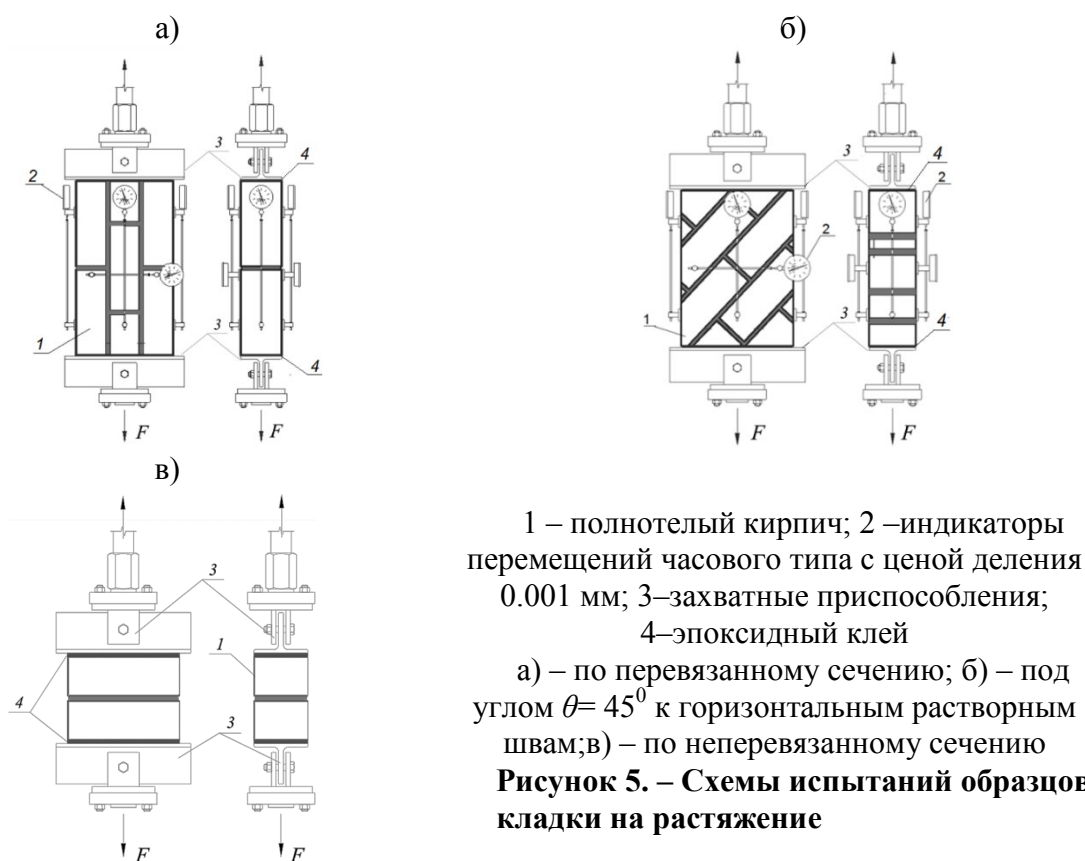
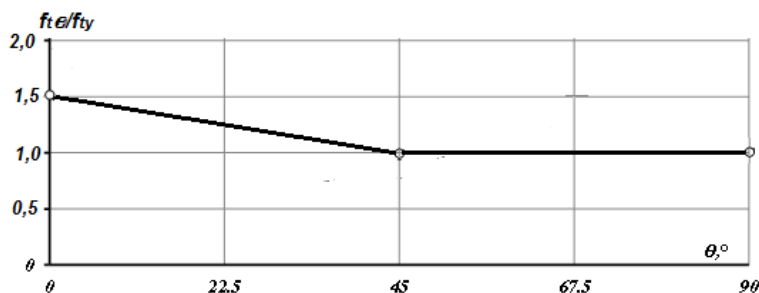


Рисунок 5. – Схемы испытаний образцов кладки на растяжение

Испытания показали, что прочность на растяжение кладки определялась прочностью кладочного раствора (f_m), но отношение прочности кладки при действии растягивающего усилия (F_t) перпендикулярно горизонтальным швам $f_{t,y}$ прочности кладки $f_{t,\theta}$ под углами $\theta = 0^\circ, 45^\circ$ не зависело от значения f_m .

Результаты испытаний образцов каменной кладки приведены на рисунке 6.



$f_{t,y}$ – прочность кладки при растяжении перпендикулярно плоскости горизонтальных растворных швов

Рисунок 6. – График зависимости « $\frac{f_{t,\theta}}{f_{t,y}} - \theta^\circ$ »

Из рисунка 6 следует, что значения прочности на растяжение каменной кладки ($f_{t,\theta}$) при F_t под углами к горизонтальным швам $\theta = 45^\circ$ и 90° являются близкими. При растяжении опытных образцов вдоль горизонтальных растворных швов ($\theta = 0^\circ$) значения прочности на растяжение в 1,5 раза превышали значения $f_{t,\theta}$, установленные для углов $\theta = 45^\circ$ и 90° .

Заключение. Достоверная оценка несущей способности обследуемых кирпичных распорных конструкций может быть получена только при учете анизотропии прочностных характеристик каменной кладки из которой выполнена конструкция. Установив косвенно или прямыми методами испытаний прочность кладки на сжатие и растяжение перпендикулярно плоскости горизонтальных швов, на основании зависимостей, приведенных на рисунках 4, 6, можно ориентировочно оценить прочность каменной кладки в направлении траекторий главных сжимающих и растягивающих напряжений. Проверка предельного состояния несущей способности выполняется путем сопоставления расчетных значений прочностных характеристик каменной кладки с расчетными значениями главных напряжений, полученными в результате статического расчета распорной конструкции.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Исследования деформаций, расчет несущей способности и конструктивное укрепление древних распорных систем. Методические рекомендации. - Министерство культуры РФ, Объединение Реставрация. - М.: 1989. - 171 с.
2. Lourenco, P.V. Computational Strategies for Masonry Structures. Dissertation, Delfi University of Technology. - Delfi, The Netherlands: 1996. - 210 p.
3. J.M. Sieczkowski Metody obliczen statycznych wytrzymałościowych sklepien w budowlach gotyckich/ Sieczkowski J.M., J.P. Szolomicki. - Wrocław: Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, 1999. - 138 s.
4. Деркач, В.Н. Анизотропия деформационных свойств каменной кладки // Научно-технические ведомости СПбГПУ – Наука и образование. – 2011. – №1(117). – С. 201-298.
5. Деркач, В.Н. Деформационные характеристики каменной кладки в условиях плоского напряженного состояния // Строительство и реконструкция. - Орел: ОрелГТУ. - 2012. - №2(40). - С. 3-11.
6. Kubica J. Mechanika muru obciążonego w płaszczyźnie / J. Kubica // Monografie Politechniki Śląskiej. - Gliwice: 2011. - 382 p.
7. Page, A.W. An Experimental Investigation of the Biaxial Strength of Brick Masonry / A.W. Page // Proceedings of the Sixth International Brick Masonry Conference. - Rome: 1982. - pp. 3-15.
8. Гениев Г.А. Вопросы прочности и пластичности анизотропных материалов / Г.А. Гениев, А.С. Курбатов, Ф.А. Самедов. - М: Интербук, 1994. - 187 с.
9. Деркач, В.Н. Эмпирические критерии прочности каменной кладки в условиях сложного напряженного состояния / В.Н. Деркач, Р.Б. Орлович // Строительство и реконструкция. - Орел: ОрелГТУ. - 2010. - №6(32). - С. 8-12.
10. Деркач В.Н. Анизотропия прочности каменной кладки при сжатии / В.Н. Деркач // Научно-технические ведомости СПбГПУ – Наука и образование. - 2011. - №3(130). - С. 181-186.
11. Галалюк, А.В. Прочность каменной кладки при сжатии под различными углами к горизонтальным растворным швам // Строительная наука - 2014: теория, образование, практика, инновации (посвящается 55-летию ИСиА САФУ). Сборник трудов междунар. научно-техн. конф., г. Архангельск, 22-23 мая 2014 г. Под ред. Лабудина Б.В. - Архангельск: Изд-во ООО «Типография «ТОЧКА», 2014. - С. 68-73.
12. Деркач, В.Н. Прочность каменной кладки на растяжение под углом к горизонтальным растворным швам / В.Н. Деркач, В.В. Белов // Вестник гражданских инженеров. - 2012. - №2(31). - С. 65-70.
13. Деркач, В.Н. Прочность каменной кладки при осевом растяжении / В.Н. Деркач // Вестник гражданских инженеров. - 2012. - № 5(34). - С. 58-64.

ВЛИЯНИЕ НАЧАЛЬНЫХ НЕСОВЕРШЕНСТВ ФОРМЫ НА МЕСТНУЮ УСТОЙЧИВОСТЬ СЕТЧАТОГО КУПОЛА ПРИ ДЕЙСТВИИ ОСЕСИММЕТРИЧНОЙ УЗЛОВОЙ НАГРУЗКИ

Глушко К. К.

Введение. Потерей местной устойчивости сетчатого купола называют явление прощёлкивания его отдельных узлов к центру кривизны описанной вокруг сооружения сферы [1]. Прощёлкивание узлов выпуклых стержневых многогранников, образующих сетчатый купол, сопровождается явно выраженным геометрически нелинейным процессом деформирования рассматриваемой стержневой пирамиды и относится к потере устойчивости второго рода.

Несовершенства формы рассматриваемого сооружения выражается в наличии некоторых отклонений от заданной формы сооружения и способны оказывать значительное влияние на результаты расчёта на потерю устойчивости формы отдельных стержневых многогранников сетчатых куполов.

Наличие начальных несовершенств в геометрии сетчатой конструкции приводит к неточности расчёта, поскольку наиболее часто в расчётной схеме это явление не учитывается, что ведёт к несоответствию напряжённо-деформированного состояния при использовании расчётных схем с учётом и без учёта отклонений геометрии сооружения от проектного положения. Несоблюдение требуемой точности изготовления и возведения сетчатых куполов ведёт к неопределённости работы под нагрузкой рассматриваемых конструкций.

Основная часть. Несовершенства формы сетчатого купола проявляются при накоплении погрешностей изготовления стержневых и узловых элементов, отклонениях длин стержней от заданных размеров, неточностями сборки и монтажа отдельных элементов. Поскольку наиболее часто используемые узловые элементы требуют очень низких величин допусков (0,15-0,3мм) [2], то возникают ситуации, когда накопившиеся за период возведения сооружения погрешности и отклонения от заданной формы не позволяют собрать сетчатую конструкцию. В этом случае прибегают к разного рода подгоночным работам, что может привести к искажению заданной формы сооружения и к повышению трудоёмкости возведения [3].

В исследованиях, посвящённых прощёлкиванию узлов шарнирно-стержневых сетчатых куполов, отмечалось, что малые отклонения от заданной формы сетчатого купола ведут к значительному изменению значения критической нагрузки [3, 4]. Однозначные выводы о степени изменения величины нагрузки, вызывающей прощёлкивание верхнего узла сетчатой конструкции с упруго-податливыми узлами изложены только для конкретного примера [4].

Задачей изложенного ниже исследования является оценка влияния начальных несовершенств формы сетчатого купола на величину узловой нагрузки, вызывающей потерю местной устойчивости формы сетчатого купола.

В статьях [5, 6, 7] описан метод, который позволяет определять величину критической нагрузки на верхний узел сетчатого купола, центры узлов которого располагаются на описанной вокруг стержневой конструкции сфере и не показан учёт несовершенства формы купола.

При выводе формул полагалось, что угол наклона стержней второго яруса сетчатого купола к горизонтальной плоскости в три раза превышает угол наклона стержней первого яруса к той же плоскости, поскольку форма описанной поверхности – сфера, длины стержней меридионального направления значимо не отличаются, нагрузки прикладываются в узлы симметрично относительно вертикальной оси симметрии сооружения.

$$\frac{f_1}{f_2} = \frac{c\beta}{3c\beta} = \frac{1}{3}. \quad (1)$$

Где h_1 и h_2 – высоты первого и второго сверху яруса соответственно, c – длина стержня сетчатого купола, β – угол наклона стержней верхнего многогранника к горизонтальной

плоскости. На рисунке 1 изображён вид сбоку двухъярусного фрагмента сетчатого купола с принятыми обозначениями.

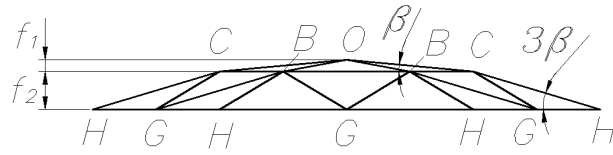


Рисунок 1. Вид сбоку двухъярусного фрагмента сетчатого купола

Необходимо ввести поправочный коэффициент, который бы учитывал отклонения узлов сетчатого купола от поверхности описанной сферы. Тогда выражение (1) можно переписать следующим образом:

$$\frac{f_1}{f_2} = \frac{c\beta}{3c\beta m} = \frac{1}{3m}. \quad (2)$$

Коэффициент m здесь показывает величину отклонения отношения превышений узлов O над C , C над H от $1/3$.

В связи с этим для достоверного описания напряжённо-деформированного состояния рассматриваемого сетчатого купола следует учесть действительную геометрию сооружения (учесть начальные несовершенства формы).

При учёте начальных несовершенств формы сетчатого купола учитываются лишь отклонения узлов от описанной вокруг конструкции сферы без учёта внутренних усилий в стержнях, вызванных неточностью сборки.

Законы изменения параметров продольных деформаций в стержнях BC , CH и CG также можно переписать с учётом несовершенства формы рассматриваемого двухъярусного фрагмента:

$$\bar{\varepsilon}_{BC} = 2 \cos \delta \cos 0.5\nu \frac{-\chi(1-0.5\chi) + 9m^2\eta(1-0.5\eta) \left(1 + \frac{\cos \gamma}{\cos 0.5\nu}\right)}{4 \cos^2 \delta \cos 0.5\nu + 2 \cos 0.5\nu + \cos \gamma}; \quad (3)$$

$$\bar{\varepsilon}_{CH} = 9m^2\eta(1-0.5\eta) - \frac{\bar{\varepsilon}_{BC}}{2 \cos \delta} + \frac{\bar{\varepsilon}_{GH}}{2 \cos \tau}; \quad (4)$$

$$\varepsilon_{CG} = \frac{9m^2\eta(1-0.5\eta)}{2 \cos 0.5\nu} - \frac{\bar{\varepsilon}_{BC}}{4 \cos 0.5\nu \cos \delta} + \frac{\bar{\varepsilon}_{GH}}{4 \cos 0.5\nu \cos \tau}. \quad (5)$$

С учётом выражения (2) можно переписать законы изменения параметра углового перемещения узла C и параметров поперечных сил в стержнях типа CH и CG :

$$\Theta_C = \frac{3m\eta \left(\frac{2 \cos \gamma}{\chi(u_{CG})} + \frac{1}{\chi(u_{CH})} \right) + 2\chi \cdot \gamma(u_{CO})}{2\alpha(u_{CO}) + 4 \cos^2 \delta \cdot \delta(u_{BC}) + \frac{1}{\chi(u_{CH})} + \frac{2 \cos^2 \gamma}{\chi(u_{CG})}}; \quad (6)$$

$$\bar{Q}_C^{CH} = \frac{-3m\eta + \Theta_C}{n \cdot \chi(u_{CH})}; \quad (7)$$

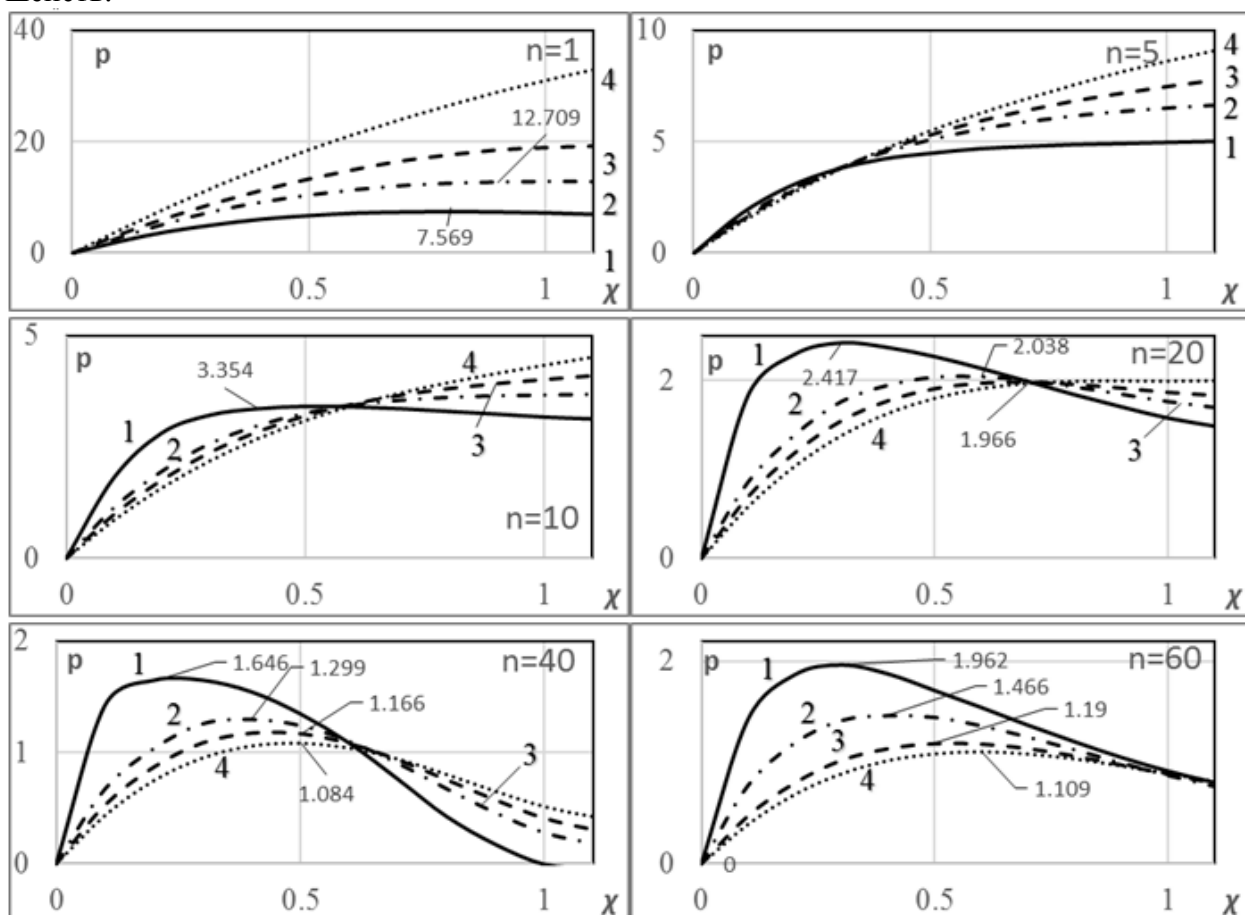
$$\bar{Q}_C^{CG} = \frac{-3m\eta + \Theta_C \cos(u_{CG})}{n \cdot \chi(u_{CG})}. \quad (8)$$

Где $n = c^2 EA\beta^3 / EI = (f_1 / \rho)^2$, E – модуль упругости материала стержней, A – площадь поперечного сечения стержня, I – момент инерции поперечного сечения стержня, $u_i = \sqrt{n\varepsilon_i}$.

Отношение нагрузок в узлах также следует переписать с учётом коэффициента, учитывающего несовершенство формы.

$$\Omega_C = \frac{P_C}{P_O} = \frac{3m(\bar{\varepsilon}_{CH} + 2\bar{\varepsilon}_{CG})(1-\eta) - \bar{\varepsilon}_{CO}(1-\chi) + \bar{Q}_{CO} - \bar{Q}_{CH} - 2\bar{Q}_{CG}}{k(\bar{\varepsilon}_{CO}(1-\chi) - \bar{Q}_{CO})}. \quad (9)$$

На рисунке 2 изображены диаграммы деформирования верхнего стержневого многогранника при разных соотношениях нагрузок в узлах при $m=1$, то есть без учёта начальных несовершенств.



1 - $\Omega=1$, 2 - $\Omega=0,5$ ¹, 3 - $\Omega=0,25$, 4 - $\Omega=0$,

Рисунок 2. - Диаграмма деформирования верхнего фрагмента в виде правильного шестиугольника в плане

Как уже отмечалось в статье [6], потеря устойчивости формы верхнего стержневого многогранника произойдёт при достижении нагрузки в верхнем узле локального максимума параметра нагрузки на выбранной диаграмме в диапазоне параметра прогиба верхнего узла $0 < \chi < 1$. Безразмерный параметр прогиба χ является результатом отношения вертикального перемещения узла O относительно узлов типа C (B) и стрелы подъёма верхнего стержневого многогранника. Переход формы верхнего многогранника сетчатого купола из выпуклого состояния в вогнутое произойдёт, если перемещение узла O под нагрузкой при выполаживании стержневого многогранника с узлом O в центре и узлами типа C (B) в основании превысит стрелу подъёма многогранника в проектном положении. Это условие можно записать в виде следующего выражения:

$$\chi < 1. \quad (10)$$

Условие (4.45) связано с кардинальным изменением геометрии рассматриваемого многогранника, но не даёт возможность оценить величину критической нагрузки.

Это условие может быть записано в следующем виде:

$$\frac{P_{уз}}{\beta^3 EA} < P_{max}. \quad (11)$$

¹ Примечание: для серии диаграмм с параметром $n=60$ вместо $\Omega=0,5$ следует принимать $\Omega=0,7$.

Где величина p_{\max} - максимальный параметр нагрузки, найденный на выбранной диаграмме. На рисунках 2 и 3 можно заметить, что не все диаграммы имеют локальные максимумы, соответствующие критическим параметрам нагрузок. Существуют монотонные законы деформирования верхних стержневых многогранников. Это свидетельствует о том, что потеря устойчивости формы рассматриваемого фрагмента не происходит, то есть потеря устойчивости второго рода невозможна. В таблице 1 приведены значения максимальных параметров нагрузок на верхний узел стержневого многогранника при $m=0,8-1,2$.

Таблица 1. Экстремальные значения параметров нагрузки

n	$m=0.8$				$m=0.9$			
	Ω				Ω			
	1	0.5	0.25	0	1	0.5	0.25	0
1	5.761	9.914	14.94	-	6.723	11.85	-	-
5	3.031	5.070	-	-	4.066	6.050	-	-
10	3.126	3.283	-	-	3.263	-	-	-
20	2.208	2.011	1.960	2.008	2.572	2.018	1.973	2.007
40	1.849	1.576	1.452	1.363	1.599	1.297	1.174	1.105
60	1.513	1.397	1.195	1.195	1.970	1.466	1.203	1.132
n	$m=1.1$				$m=1.2$			
	Ω				Ω			
	1	0.5	0.25	0	1	0.5	0.25	0
1	9.451	-	-	-	11.26	-	-	-
5	-	-	-	-	-	-	-	-
10	3.538	-	-	-	3.655	-	-	-
20	2.238	2.022	1.979	-	2.201	2.015	1.975	-
40	1.559	1.245	1.134	1.058	1.573	1.264	1.125	1.016
60	1.395	1.282	1.130	1.068	1.367	1.256	1.118	1.063

При параметре $n=60$ значения максимальных параметров нагрузок представлены при $\Omega=0,7$ вместо $\Omega=0,5$.

Значения «-» в таблице 1 свидетельствуют об отсутствии экстремальных значений закона деформирования верхнего стержневого многогранника при заданных параметрах n и Ω .

При $m < 1$ форма верхнего стержневого многогранника более выпуклая, чем в проектном положении. При малых значениях параметра n наблюдается снижение величины критической нагрузки, при которой происходит прощелкивание верхнего узла, до 30% при величине $m=0,8$. При больших параметрах n (20 – 60) наблюдается обратное: несовершенство формы сказывается мало на величине критической нагрузки и отличия составляют 0% – 7% в сторону увеличения значений параметров нагрузок относительно результатов расчёта в системе без учёта начальных несовершенств.

При $m > 1$ форма верхнего стержневого многогранника более пологая, чем требуется по проекту. В связи с этим при малых значениях параметра n в связи с уменьшением доли вертикальных проекций продольных сил возрастает доля поперечных сил для уравнивания одного и того же значения внешней узловой нагрузки, что и в случае отсутствия начальных несовершенств. В рассматриваемом случае можно наблюдать отсутствие локальных максимумов параметров нагрузки на некоторых диаграммах деформирования, где они наблюдались в случае отсутствия начальных несовершенств, в этом случае прощелкивание верхнего узла невозможно: потери устойчивости формы верхнего стержневого многогранника не происходит. Образование одиночной вмятины может произойти лишь при постоянном увеличении внешней нагрузки. При больших параметрах n (20 – 60) влияние поперечных сил невелико даже в расчётной схеме без учёта начальных несовершенств. В силу того, что верхний фрагмент сетчатого купола из-за отклонений от требуемой геометрии становится ещё более пологим, уменьшается и влияние продольных сил в восприятии внешней нагрузки, из-за чего

величины критических нагрузок снижаются до 20% от критических нагрузок в системе без начальных несовершенств.

Выводы. При учёте начальных несовершенств изменяются как величины критических нагрузок, вызывающие прощёлкивание верхнего узла, так и характеры деформирования верхнего стержневого многогранника. При более пологой его форме ($m > 1$) величины критических нагрузок при малых значениях параметров n либо отсутствуют, либо превышают значения критических нагрузок в системе без начальных несовершенств. При больших параметрах n (20 – 60) величины критических нагрузок уменьшаются до 20%. При более выпуклой форме верхнего фрагмента ($m < 1$) наблюдается обратный эффект – величины критических нагрузок практически не изменяются при больших значениях параметра n (20 – 60) и уменьшаются на 30% при малых значениях параметра n .

Предложенная методика решения задачи местной устойчивости сетчатых куполов обеспечивает наименее трудоёмкий способ определения критической узловой нагрузки с учетом начальных несовершенств формы сетчатого купола; представленные диаграммы позволяют судить о монотонности или немонотонности процесса деформирования верхнего стержневого многогранника.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Журавлёв А. А. Пространственные деревянные конструкции : А. А. Журавлёв , Г. Б. Вержбовский, Н. Н. Ерёменко. – Ростов-на-Дону. :РГСУ, 2003. – 518 с.
2. Муханов К. К. Металлические конструкции / К. К. Муханов. – 3-е изд., исправл. и доп. – М. : Стройиздат, 1967. – 572 с.
3. Савельев, В. А. Теоретические основы проектирования металлических куполов : автореф. дис. ... д-ра техн. наук : 05.23.01 / В. А. Савельев. – М., 1995. – 39 с.
4. Lopez A. Numerical model and experimental tests on single-layer latticed domes with semi-rigid joints / Lopez A., Puente I., Serna M. A. // Computers and Structures 85 (2007) 360–374.
5. Драган В.И. Определение изгибающих моментов и поперечных сил в радиальной плоскости в стержнях сетчатого купола / В. И. Драган, К. К. Глушко // Материалы международной научно-технической конференции; Брест, 30-31 марта 2017 года / БрГТУ; редкол.: С. М. Семенюк [и др.]. – Брест: БрГТУ, 2017. – С. 31 - 38.
6. Драган В.И. Определение продольных сил в стержнях и критических нагрузок, вызывающих местную потерю устойчивости сетчатого купола / В. И. Драган, К. К. Глушко // Материалы международной научно-технической конференции; Брест, 30-31 марта 2017 года / БрГТУ; редкол.: С. М. Семенюк [и др.]. – Брест: БрГТУ, 2017. – С. 39 - 46.
7. Драган В.И. Исследование местной устойчивости фрагмента сетчатого купола при действии узловой нагрузки / В. И. Драган, К. К. Глушко // Материалы международной научно-технической конференции; Брест, 30-31 марта 2017 года / БрГТУ; редкол.: С. М. Семенюк [и др.]. – Брест: БрГТУ, 2017. – С. 24 - 30.

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ УГЛОВ ПЕРЕКОСА КАМЕННОЙ КЛАДКИ ПРИ СДВИГЕ ПОПЕРЕК ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ ШВОВ

Демчук И.Е.

Введение. Случай нагружения кладки поперечной силой, направленной перпендикулярно горизонтальным швам, до настоящего времени изучен недостаточно. В Еврокоде 6 [1] отсутствуют данные о прочности кладки на сдвиг поперек горизонтальных швов. При расчете узлов сопряжения стен на сдвиг в качестве прочности кладки при сдвиге по перевязанному сечению Еврокод 6 [1] рекомендует принимать характеристическое значение начальной прочности кладки при сдвиге вдоль горизонтальных швов. В отечественных нормах [2, 3] используются установленные значения прочности кладки при срезе по перевязанному сечению, зависящие не от марки применяемого раствора, а от марки кладочного изделия. Такой же подход используется в британских [4] и польских [5] нормах.

Что касается деформационных критериев при расчете кладки, то важнейшим показателем являются угловые деформации γ_{sd} при действии на здание внешних усилий в стенах (рисунок 1):

$$\gamma_{sd} = \frac{\tau}{G} \quad (1)$$

где: τ – касательные напряжения в каменной кладке;

G – модуль сдвига каменной кладки.

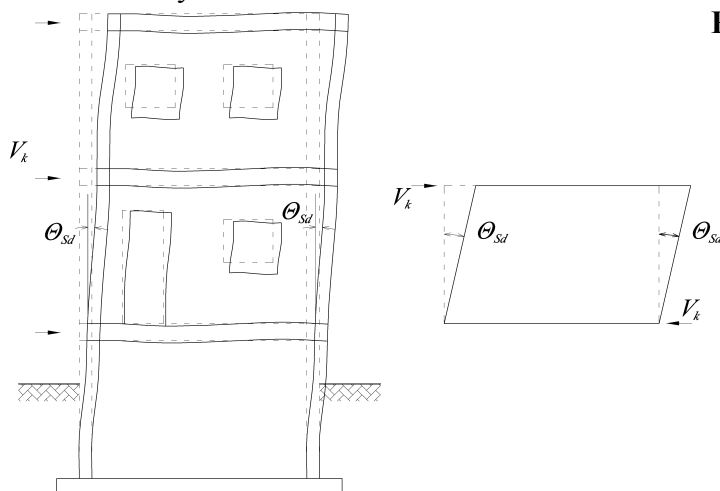


Рисунок 1. – Сдвиговые деформации каменных стен при действии

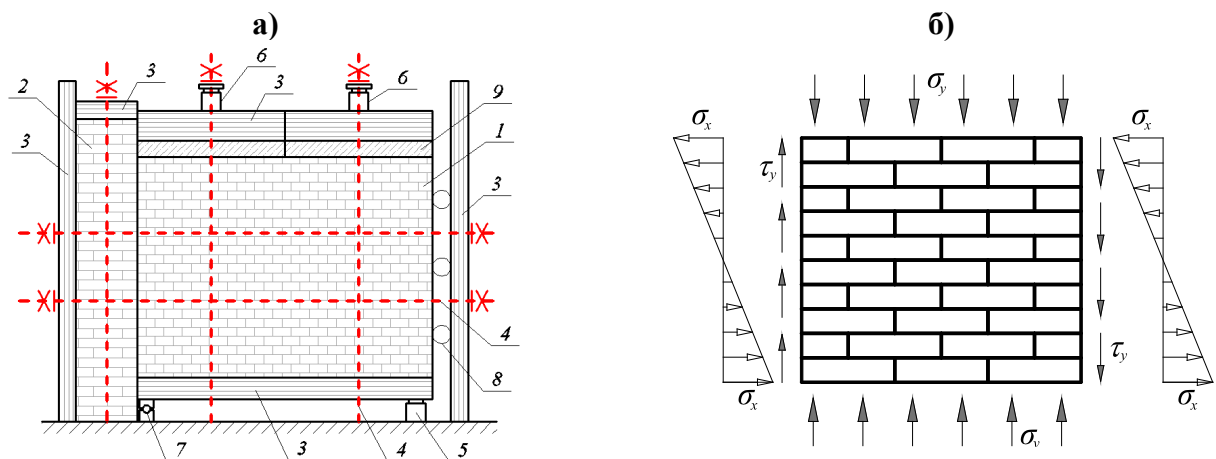
на здание горизонтальных нагрузок [32]

Появление трещин в каменной кладке, работающей в стадии эксплуатации, исключается, если соблюдается условие:

$$\gamma_{sd} \leq \gamma_{adm} \quad (2)$$

где γ_{adm} – предельное значение угла сдвиговых деформаций каменной кладки (угла перекоса), которое зависит от вида и прочности кладочных материалов, вида растворных швов, величины сжимающих напряжений и других факторов.

Следует отметить, что в технической литературе содержится ограниченная информация о предельных значениях угла сдвиговых деформаций каменной кладки. В нормах СНиП II-22-81 [3] и Еврокоде 6 [1] числовые значения γ_{adm} отсутствуют, что затрудняет выполнение проверки предельного состояния каменной кладки при сдвиге на основании численных расчетов с применением современных вычислительных средств. Обширные экспериментальные исследования работы каменной кладки при сдвиге поперек горизонтальных швов проводились еще в 60-х гг. А.А. Шишкиным [6]. Основной целью данных исследований являлось получение предельных значений углов перекоса при деформировании кладки поперек горизонтальных швов. В результате для неармированной кладки была получена величина предельного перекоса кладки, соответствующая моменту появления трещин, равная 1/300. Схема испытаний и характерные формы развития трещин по результатам вышеописанных исследований представлены на рисунке 2, а.



1 – образец внутренней стены; 2 – простенок наружной стены; 3 – стальные жесткие траверсы; 4 – стальные тяжи; 5 – механический домкрат; 6 – гидравлические домкраты; 7 – цилиндрический шарнир; 8 – шарнирные опоры; 9 – плиты перекрытия
 а) – исследования А.А. Шишкина [6]; б) – исследования J. Kubica [7]

Рисунок 2. – Исследования предельных значений углов перекоса

Исследованиям данного вопроса посвящены также современные работы В.Н. Деркача [8].

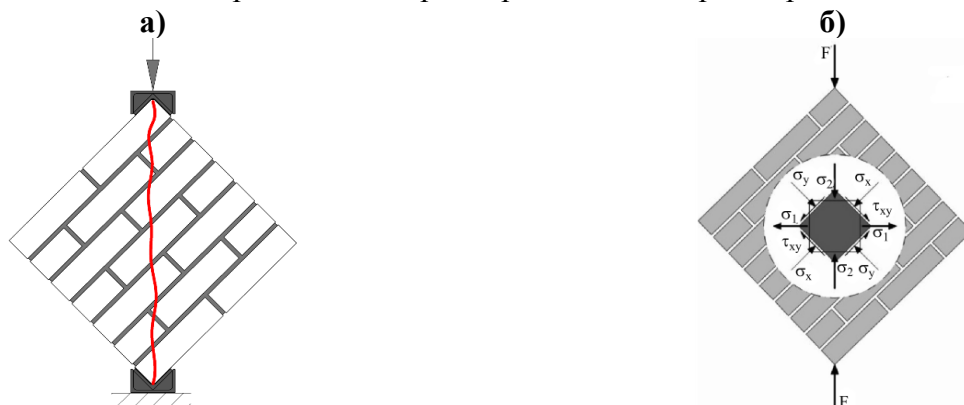


Представляют интерес и исследования О.В. Кабанцева [9], который испытывал образцы кладки из керамического кирпича при действии сжимающей нагрузки вдоль диагонали образца (см. рисунок 3).

Рисунок 3. – Испытания кладки в исследованиях О.В. Кабанцева [9]

По схеме диагонального сжатия проводили испытания еще в 60-х гг. С.В. Поляков [10] и В.И. Коноводченко [11] в своих совместных исследованиях. По данной методике проводились испытания во многих зарубежных и отечественных исследованиях, посвященных в том числе и оценке модуля сдвига [12-14].

Методика испытаний образцов кладки на диагональное сжатие приведена в европейских нормах RILEM TC [15]. При действии сжимающего усилия по диагонали опытного образца кладки в ней возникает напряженное состояние, приближенное к случаю сдвига поперек горизонтальных швов. Разрушение кладки вызывается образованием трещины по диагонали образца (рисунок 4). Методика аналогична используемой в американских нормах ASTM E 519 [16]. Основным недостатком метода является сложность создания в каменной кладке нормальных сжимающих напряжений поперек горизонтальных растворных швов.



а) – схема нагружения образца кладки; б) – напряженное состояние в центральной области образца
Рисунок 4. – Определение прочности при сдвигах в соответствии со стандартами RILEM TC [15] и ASTM E 519-02 [16]

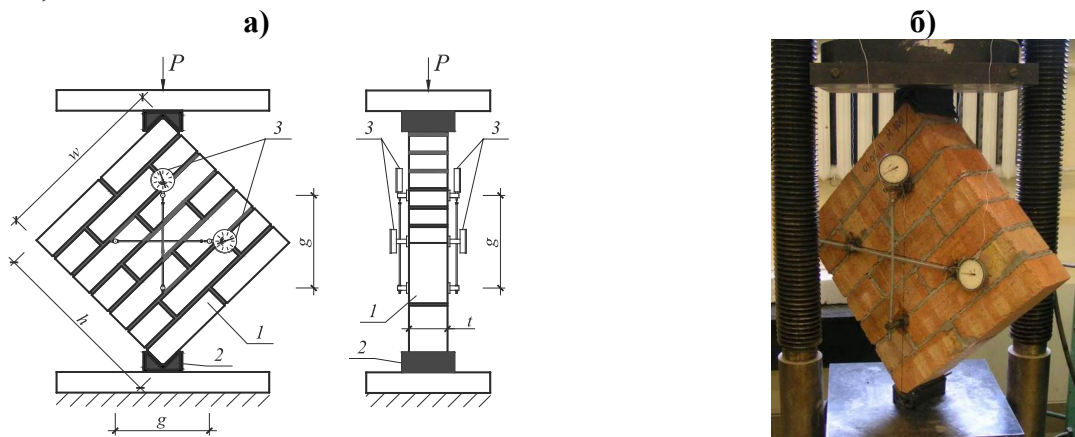
Безусловно, наиболее полные данные о характере деформирования и разрушения каменной кладки при сдвиге, а также ее прочностных и деформационных характеристиках можно получить путем физического эксперимента. Так как физические эксперименты достаточно трудоемки и дорогостоящи, а главное, параметрически ограничены, то эффективным дополнением к физическим экспериментам является численный эксперимент. Корректная математическая

модель является удобным инструментом для анализа влияния выбранных параметров и их сочетаний на напряженно-деформированное состояние каменной кладки. При этом удастся достаточно точно выявить картину НДС опытных образцов и спрогнозировать возможный характер их разрушения.

Современные программные комплексы позволяют создавать адекватные численные модели, отражающие в полной мере поведение каменной кладки. Поэтому для инженера при расчете кладки не составляет большой сложности оценить, например, предельные угловые деформации в конструкции.

Экспериментальные исследования

Испытания выполнялись на образцах каменной кладки, имеющих близкую к квадрату форму (с размером сторон около 500 мм) и включающих в себя от пяти до семи слоев кладочных элементов в зависимости от геометрических размеров кладочного элемента (см. рисунок 5). Для изготовления образцов использовались полнотелые и пустотелые (18%) кирпичи производства ОАО "Брестский КСМ" (РБ) на стандартных растворах разной прочности при сжатии $f_m=3,1, 7,9$ и $10,9$ МПа.



1 – образец кладки; 2 – передаточный опорный башмак;
3 – индикаторы перемещений часового типа с ценой деления 0,001 мм
а) – схема испытания; б) – опытный образец в испытательной установке

Рисунок 5. – Испытание образца при диагональном сжатии

Определение деформаций кладки в вертикальном и горизонтальном направлении производилось с помощью индикаторов перемещений часового типа с ценой деления 0,001 мм. Нагружение опытных образцов производилось при помощи гидравлического пресса П-125.

На основании испытаний определялся угол сдвиговых деформаций γ по следующей зависимости:

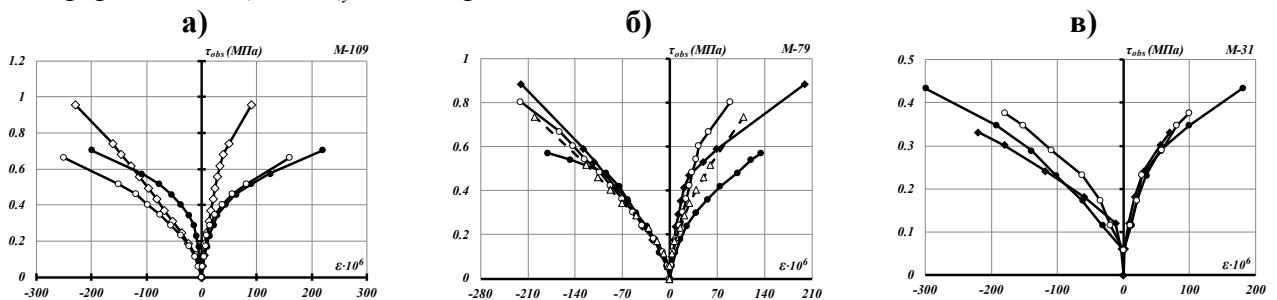
$$\gamma = \frac{\Delta V + \Delta H}{g} \quad (3)$$

где ΔV - деформации сжатия по вертикали (мм),

ΔH - деформации растяжения по горизонтали (мм),

g - расстояние между индикаторами перемещений (мм).

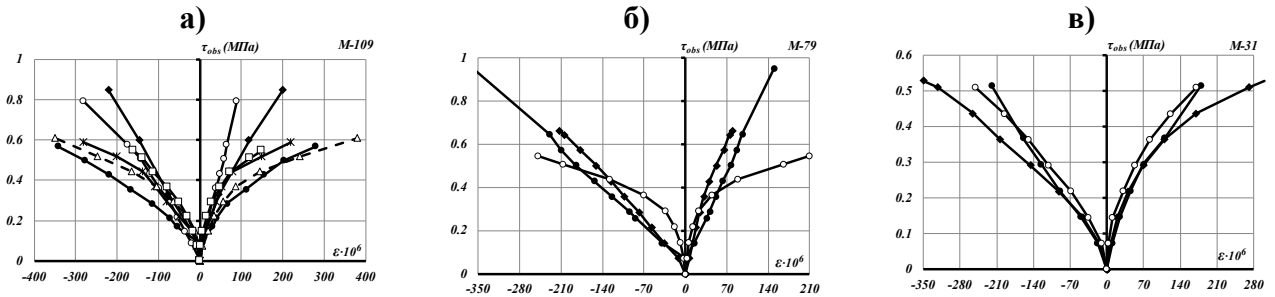
На рисунке 6 представлены диаграммы зависимости «напряжения сдвига τ_{obs} – относительные деформации $\varepsilon_{obs,x}$ и $\varepsilon_{obs,y}$ » для образцов из полнотелых кладочных элементов.



а) – при прочности раствора $f_m = 10,9$ МПа; б) – $f_m = 7,9$ МПа; в) – $f_m = 3,1$ МПа

Рисунок 6. – Зависимости напряжений сдвига τ_{obs} от относительных деформаций ε образцов кладки из полнотелых кладочных элементов

На рисунке 7 представлены диаграммы зависимости «напряжения сдвига τ_{obs} – относительные деформации $\varepsilon_{obs,x}$ и $\varepsilon_{obs,y}$ » для образцов из пустотелых кладочных элементов.



а) – при прочности раствора $f_m = 10,9$ МПа; б) – $f_m = 7,9$ МПа; в) – $f_m = 3,1$ МПа

Рисунок 7. – Зависимости напряжений сдвига τ_{obs} от относительных деформаций ε образцов кладки из пустотелых кладочных элементов

По результатам экспериментальных исследований были получены значения предельных угловых деформаций для кладок из полнотелых и пустотелых керамических кирпичей (таблица 1).

Таблица 1 – Результаты определения значений предельного угла сдвиговых деформаций образцов кладки

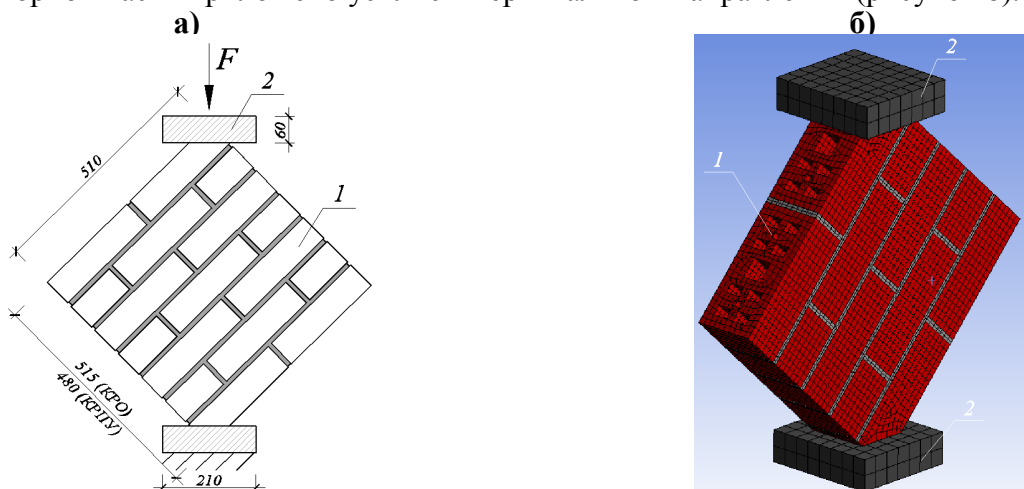
Вид кладочного элемента	Прочность кладочного раствора при сжатии f_m (МПа)	Значения предельного угла сдвиговых деформаций γ_{mv}
Полнотелый керамический кирпич	10,9	3,8E-04
	7,9	3,4E-04
	3,1	3,5E-04
Пустотелый керамический кирпич	10,9	4,9E-04
	7,9	4,2E-04
	3,1	4,9E-04

Таким образом, прочность кладочного раствора f_m существенно не отразилась на значениях предельных углов сдвиговых деформаций каменной кладки γ_{adm} , которые находились в пределах $0,34 \dots 0,49 \cdot 10^{-3}$.

Численное моделирование

Численный анализ проводился в среде Ansys Workbench, где рассматривалась объемная задача с использованием конечного элемента (КЭ) SOLID65, допускающего учет трещинообразования, и контактных конечных элементов CONTA174/TARGE170.

Размер КЭ для образца был принят равным 15 мм, для плит пресса – 40 мм. КЭ-модель закреплена в нижней опорной части от перемещений в трех ортогональных направлениях. К верхней опорной части приложено усилие в вертикальном направлении (рисунок 8).



1 – образец кладки; 2 – опорные плиты

а) – схема испытаний; б) – КЭ-модель кладки из пустотелого кирпича

Рисунок 8 – Численные исследования каменной кладки при действии сжимающего усилия вдоль диагонали

Контакт между кладочными элементами и раствором задавался с использованием опции «frictional» с соответствующим коэффициентом трения и с учетом начального сопротивления сдвигу. Контакт между образцом и плитами пресса задавался с использованием опции «frictional» с коэффициентом трения 0.2.

Значения начального сопротивления сдвигу (f_{v0}) и угла внутреннего трения (α) были приняты на основании собственных ранее проведенных экспериментальных исследований [17].

В таблице 2 представлено численное сравнение данных, полученных экспериментально и по расчету.

Таблица 2 – Результаты сопоставления экспериментальных и теоретических значений предельного угла сдвиговых деформаций образцов кладки

Вид кладочного элемента	Прочность кладочного раствора при сжатии f_m (МПа)	Значения предельного угла сдвиговых деформаций (эксперимент) γ_{mv}	Значения предельного угла сдвиговых деформаций (численная модель) γ_{cal}	Отклонение %
Полнотелый керамический кирпич	10,9	3,8E-04	3,0E-04	-23
	7,9	3,4E-04	3,3E-04	-2
	3,1	3,5E-04	3,5E-04	-1
Пустотелый керамический кирпич	10,9	4,9E-04	4,9E-04	-3
	7,9	4,2E-04	4,2E-04	24
	3,1	4,9E-04	4,9E-04	18

Из анализа числовых значений полученных характеристик можно сделать вывод об удовлетворительной сходимости результатов.

Графическая интерпретация полученных результатов представлена на рисунке 9.

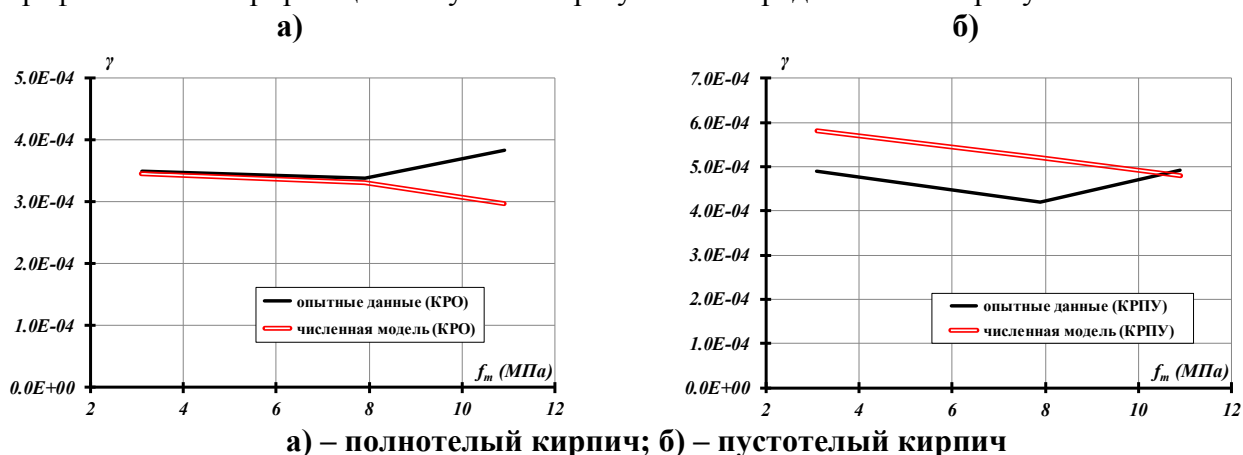


Рисунок 9 – Сопоставление экспериментальных и теоретических значений предельного угла сдвиговых деформаций

Заключение

1. Предельные значения углов сдвиговых деформаций γ_{adm} каменной кладки из керамических кладочных изделий на стандартных растворных швах не зависят от прочности кладочного раствора. Для кладки из полнотелого кирпича значения γ_{adm} составляют $3,5 \dots 3,8 \cdot 10^{-4}$, для кладки из пустотелого кирпича $\gamma_{adm} = 4,4 \dots 4,9 \cdot 10^{-4}$.

2. Определение предельных значений углов сдвиговых деформаций γ_{adm} можно выполнять на основе расчетного анализа КЭ микромоделли каменной кладки, базирующейся на решении нелинейной контактной задачи с учетом трения и сцепления между кладочными элементами и растворными швами. Сопоставление результатов численного и физического эксперимента показало их удовлетворительное согласование.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Еврокод 6. Проектирование каменных конструкций. Часть 1-1: Общие правила для армированных и неармированных конструкций: СТБ EN 1996-1-1-2008. – Введ.1.07.2009. – Минск: Госстандарт, 2009. – 128с.
2. Каменные и армокаменные конструкции: СНиП II-В.2-71. – Введ. 01.07.1972. - М: ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко Госстроя СССР: Стройиздат, 1972. – 30 с.
3. Каменные и армокаменные конструкции: СНиП II-22-81* (с изм. №1 и №2). – Введ. 01.01.1983. - М: ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко Госстроя СССР: ФГУП ЦПП, 2004. – 40 с.
4. BS 5628. Part 1. Structural use of unreinforced masonry. BSI, London 1992
5. PN-B-03002:2007. Konstrukcje murowe niezbrojone. Projektowanie i obliczanie.
6. Шишкин, А.А. Причины появления трещин в каменных и блочных зданиях повышенной этажности с несущими поперечными стенами и методы их устранения / А.А. Шишкин // Анализ причин аварий строительных конструкций. Выпуск 4. – ЦНИИСК. М.: Издательство литературы по строительству, 1968. – С. 4-24.
7. Kubica J. (2003): Niezbrojone ściany murowe poddane odkształceniom postaciowym wywołanym nierównomiernymi przemieszczeniami podłoża. Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice, 196 s.
8. Деркач, В.Н. Экспериментальные исследования влияния каменного заполнения на сдвиговую жесткость каркасов зданий / В.Н. Деркач, Р.Б. Орлович // Промышленное и гражданское строительство. - 2014. -№11. -С.53-57.
9. Кабанцев, О.В. Пластическое деформирование и разрушение каменной кладки в условиях двухосного напряженного состояния [Текст] / О.В. Кабанцев // Вестник МГСУ. – 2016. – №2. – С. 34-48.
10. Поляков, С.В. Прочность и деформации квадратных виброкирпичных панелей при перекосе в плоскости стены. Прочность вертикальных стыков [Текст] / С.В. Поляков, В.И. Коноводченко. – М.: Госстройиздат, 1962. – С. 149-165.
11. Коноводченко, В.И. Прочность и деформации при центральном сжатии панелей из кладки с косым расположением кирпича [Текст] / В.И. Коноводченко // Сейсмостойкость сборных крупноэлементных зданий. – М.: Госстройиздат, 1963. – С. 119-130.
12. Jasiński R., Piekarczyk A., Kubica J.: Badania początkowej wytrzymałości muru na ścinanie wg zaleceń RILEM LUMB 6. XLVII Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN i Komitetu Nauki PZITB. Opole - Krynica 2001, t.3,s. 353 - 360.
13. Szarliński J., Winnicki A., Podleś K.: Konstrukcje z betonu w płaskich stanach. Politechnika Krakowska, Kraków 2002.
14. Lewicki B., Drobiec Ł., Gajownik R., Jasiński R., Kubica J., Kubiak D., Piekarczyk A., Sieczkowski J.: Rozszerzenie podstaw naukowych ustaleń Eurokodu 6 „projektowanie konstrukcji murowych. Komentarz naukowo-badawczy do PN-EN 1996-1-1:2008, PN-EN 1996-2:2008 i PN-EN 1996-3:2008. Wydawnictwo ITB. Warszawa 2008
15. RILEM TC. 1994. 76-LUM. Diagonal tensile strength tests of small wall specimens, 1991. In RILEM, Recommendations for the Testing and Use of Constructions Materials. London: E&FN SPON, 488–489.
16. American Society for Testing and Materials (ASTM). 2002. ASTM E 519–02, standard test method for diagonal tension (shear) in masonry assemblages. In Annual Book of ASTM Standards. West Conshohock, PA: ASTM International.
17. Демчук, И.Е. Исследование прочности сцепления растворов в каменной кладке / И.Е. Демчук, В.Н. Деркач // Вестник Брестского государственного технического университета. – 2012. – №1(73): Строительство и архитектура. – С.71-76.

МЕТОДИКА ИССЛЕДОВАНИЯ ЭНЕРГИИ РАЗРУШЕНИЯ НАПРЯГАЮЩЕГО БЕТОНА

Драган В.И., Загуляев С.В.

Основная идея механики хрупкого разрушения, предложенная А. Гриффитсом, состояла в том, что потенциальная энергии тела, накопленная им в процессе упругого деформирования, при разрушении полностью превращается в энергию образующихся новых поверхностей (поверхностную энергию материала γ). Рост трещины в данном случае является энергетически выгодным процессом (при котором количество запасенной в теле энергии уменьшается).

Рассмотрим энергетический баланс тела, в котором распространяется трещина (рис. 1). В процессе распространения трещины материал, непосредственно примыкающий к ее «берегам», разгружается (релаксирует). Это означает, что напряжения и деформации в нем уменьшаются, а упругая энергия, запасенная в этой зоне тела, высвобождается — переходит в поверхностную. Для упрощения можно принять, что область разгруженного материала (область релаксации) имеет форму окружности (рис. 1). Из теории упругости известно, что высвобожденная энергия деформации U равна половине произведения трех величин: напряжения σ , относительной деформации $\varepsilon = \sigma/E$ и площади релаксации πl^2 .

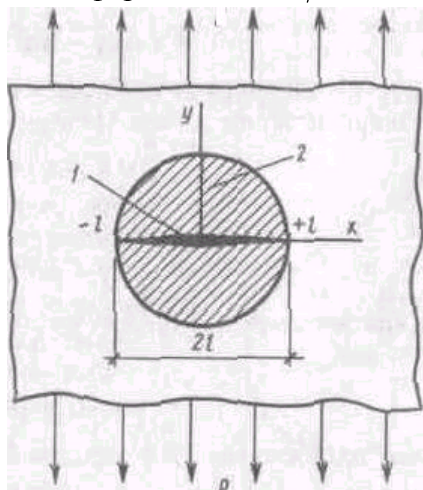


Рис. 1. Схема к определению энергетического баланса тела с трещиной:

1 — трещина; 2 — область релаксации

Это выражается следующей формулой:

$$U = \pi \sigma^2 l^2 / (2E) \quad (1)$$

С другой стороны, энергия, которая расходуется на образование двух новых поверхностей тела (трещины), равна

$$G = 2l\gamma \quad (2)$$

где γ — удельная плотность поверхности энергии.

Количество энергии, высвобождаемой при развитии трещины, пропорционально квадрату длины трещины, тогда как количество энергии, расходуемой на образование новых поверхностей трещины, пропорционально первой степени длины трещины. Следовательно, чем длиннее трещина, тем больше роль высвобождаемой энергии. Можно показать, что в рассматриваемой задаче Гриффитса, начиная с некоторой «критической» длины (зависящей от величины внешней нагрузки и свойств материала), трещина высвобождает больше энергии, чем потребляет. А так как тело всегда стремится уменьшить запасенную в нем энергию, то трещина длиннее критической развивается стремительно и безостановочно, разрушая образец материала. Критическая (для заданных напряжений σ) длина трещины $2l$ будет соответствовать максимуму общей энергии тела:

$$W \rightarrow \max. \quad (3)$$

Общая энергия тела W равна поверхностной энергии $2l\gamma$ минус энергия, которая была высвобождена, чтобы трещина достигла длины $2l$, т.е.

$$W = 2l\gamma - \pi \sigma^2 l^2 / (2E). \quad (4)$$

Максимум общей энергии находим из условия равенства нулю производной общей энергии W по длине трещины l .

$$dW / (dl) = 0, \quad (5)$$

т. е.
$$\frac{dW}{dl} = 2\gamma - 2\pi \sigma^2 l / (2E) = 0. \quad (6)$$

Отсюда критическая полудлина трещины l для заданного напряжения σ определяется как

$$l_* = 2E\gamma / (\pi\sigma^2), \quad (7)$$

а критическое номинальное напряжение для заданной трещины:

$$\sigma_c = \sqrt{2E\gamma / (\pi l)}. \quad (8)$$

Для определения энергии, высвобождаемой при разрушении элементов конструкций была разработана уникальная методика эксперимента. Методика проведения экспериментальных исследований отвечала следующим требованиям: 1) экспериментальные исследования основывались на наблюдаемых особенностях работы конструкций; 2) разработанная методика предусматривала исследование образцов с высокой точностью измерения параметров эксперимента; 3) экспериментальные исследования обеспечивали возможность получения истинных, объективных значений исследуемых параметров; 4) исследования обладали свойством повторяемости для идентичных условий испытаний.

Характерной наблюдаемой особенностью разрушения элементов конструкций является энергетический характер этого процесса, сопровождаемый явлением перераспределения энергетического баланса. Экспериментальные исследования проводились на разрывной машине ИР 5145-500-10 Ивановского ОАО “Точприбор” [1]. Деформация образца контролировалась по индикаторам часового типа ИЧ-10 с ценой деления 0.01 мм на базе в 50 мм, а также программным комплексом самой машины со следующими параметрами: номинальная единица наименьшего разряда при индикации нагрузки 0.01 кН, предел допускаемой погрешности машины при измерении нагрузки при растяжении +/- 1%. Полученные данные, проверенные по двум вышеуказанным независимым измерительным системам, характеризуются стабильной сходимостью и представляют собой отражение объективных процессов, происходящих в момент разрушения.

Энергия разрушения определялась на цилиндрических образцах, конструкция и армирование которых показаны на рисунке 2.

Для создания условий набора напряжения в связи с конструктивными особенностями разрывной машины в ходе бетонирования в опалубку помещался металлический тяж и анкера, как показано на рис. 2. Тяж представлял собой гладкий стальной стержень, изолированный от бетона пластмассовой трубкой. Временное сопротивление стального центрального стержня при разрыве - 650 МПа. Предел текучести - 540 МПа. Модуль упругости $E_s = 20.6 \cdot 10^4$ МПа.

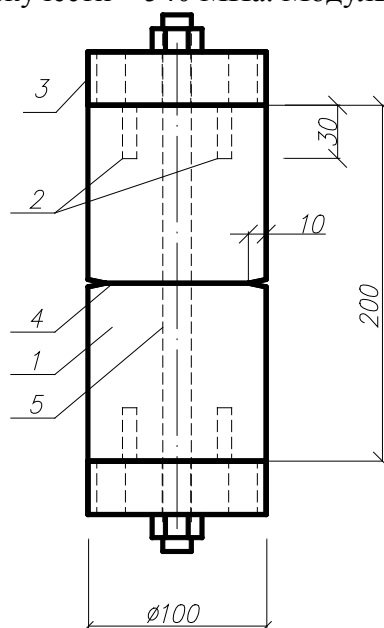


Рис. 2. Конструктивное решение опытных образцов, образец, твердеющий в условиях одноосного сжатия: 1 – бетонный образец; 2 – анкера; 3 – захваты приспособления; 4 – кольцевой концентратор; 5 – металлический стержень.

Опытные образцы бетонировали в металлической опалубке. Поверхность опалубки покрывалось машинным маслом для исключения сцепления бетонной смеси с металлом опалубки. Образцы имели иницирующую трещину, получаемую в ходе бетонирования за счет кольцевого концентратора, располагаемого в металлической опалубке. Кольцевой концентратор представлял собой металлическое кольцо, устанавливаемое перед бетонированием. Для предотвращения сцепления концентратора с бетоном, кольцо смазывалось маслом. В процессе бетонирования обеспечивалось вертикальное положение металлического стержня и горизонтальное положение кольцевых концентраторов.

Процесс самоупреждения контролировали по связанным деформациям цилиндрических образцов (рис. 3). Степень ограничения деформаций расширения, создаваемая в плановом эксперименте металлическим тязом, соответствует 1% армирования. По результатам факторного эксперимента была получена экспериментальная зависимость энергии разрушения от величины самоупреждения.

Энергия самоупреждения рассчитывалась исходя из абсолютной деформации арматуры, определяемой на лабораторном штативе по индикатору часового типа (рис. 3).

Величина самоупреждения образца S_p (МПа) определяли по формуле [10]:

$$S_p = \frac{\Delta}{l_{обр}} \rho_1 \cdot E_s \quad (9)$$

где Δ и $l_{обр}$ - соответственно полная деформация образца в процессе самоупреждения бетона и его длина;

ρ_1 - приведенный коэффициент армирования образца;

E_s - модуль упругости стали, принимаемый равным $20.6 \cdot 10^4$ МПа.



Рисунок 3. Измерение деформаций связанного расширения в контрольных образцах

В исследованиях применяли напрягающий цемент типа М промышленного помола. Приготовление напрягающего цемента осуществлялось в шаровой мельнице вместимостью 600 кг при совместном помоле бездобавочного портландцемента, гипса и глиноземистого цемента.

В качестве результатов эксперимента были получены диаграммы деформирования бетонного образца с армированием. На всех диаграммах можно выделить несколько этапов.

Первый этап. Участок ОА. Вначале нагружения металлический стержень и бетон образца работали совместно. Увеличение нагрузки происходило пропорционально деформациям.

Второй этап. Участок АВ. На участке происходит резкий спад напряжений с развитием магистральной трещины. В момент развития трещины нагрузка на бетон снимается и передается на стальной стержень. В пиковой точке усилие, приходящееся на бетон и металлический стержень, распределяется пропорционально жесткостям бетона и стали.

Третий этап. Точка В. В нижней точке бетон разрушился. Вся нагрузка перераспределилась на стержень. Накопленная системой в процессе растяжения энергия трансформировалась в энергию разрушения бетона и энергию деформирования стального стержня.

Площадь ОАС представляет собой полную работу по деформированию образца. Соединив точку О с точкой В получим A_c - полную работу разрушения для бетонной части образца, равную площади треугольника ОАВ.

$$A_c = \int_1^{l_{max}} (F - F_{ст}) dl \quad (10)$$

Отношение полной работы разрушения A_c к площади поверхности разрушения W является энергией разрушения

$$G_{1c} = A_c / W \quad (11)$$

Коэффициент интенсивности напряжений определяется через энергию разрушения по формуле $K_{IC} = \sqrt{G_{IC} \cdot E}$. K_{IC} является характеристикой материала, определяющей сопротивление развитию трещины, который не зависит от формы и размера образца, расположения и длины трещины.

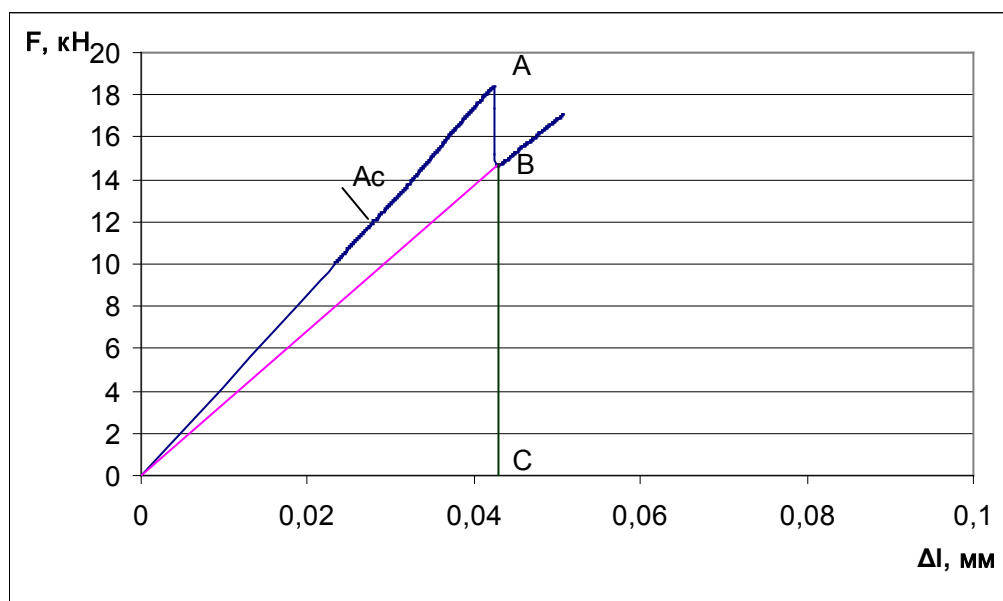


Рис. 4 Определение энергии разрушения напрягающего бетона по диаграмме деформирования образца с армированием

С другой стороны, изучив методику испытаний, конструкцию образца, диаграммы деформирования, получаемые в процессе испытаний и проанализировав данные, получим следующее.

До старта магистральной трещины потенциальная энергия, накопленная в процессе нагружении равна работе бетонной части образца и работе стального стержня [12]:

$$P_1 = A_1^{cm} + A^{\delta} \quad (12)$$

Потенциальная энергия, определенная по формуле [12] – площадь ОАС.

В момент старта трещины происходит перераспределение энергии. Часть энергии идет на разрушение бетонной части образца, другая часть воспринимается стальным стержнем [13]:

$$P_2 = A_2^{cm} + W, \quad (13)$$

где W – работа, потраченная на разрушение образца (энергия разрушения).

В точке В на диаграмме деформирования (рис. 4) вся внешняя нагрузка воспринимается стальным стержнем. Площадь ОВС – это работа стержня, после разрушения бетонной части образца. Потенциальная энергия, накопленная в ходе проведения эксперимента, по закону сохранения энергии должна равняться потенциальной энергии стержня после разрушения бетонной части и энергии разрушения бетонной части образца, т.е. $P_2 = P_1$. Из формул [12, 13] энергия разрушения бетона определяется как $W = A_1^{cm} + A^{\delta} - A_2^{cm}$, что соответствует площади ОАВ.

Площадь ОАВ, получаемая на образцах вследствие скачка есть работа, затраченная на разрушение образца. По затраченной работе можно определить критическую скорость высвобождения энергии по формуле [11].

Пример определения энергии разрушения для образцов полуфакторного эксперимента (3 партия 1 серия).

Диаграмма деформирования образцов с самоупрежением представлена на рис. 5.

В таблице 1 представлены результаты определения силовых параметров разрушения опытных образцов с набранным самоупрежением первой серии третьей партии, полученных из анализа диаграмм деформирования на рис. 5.

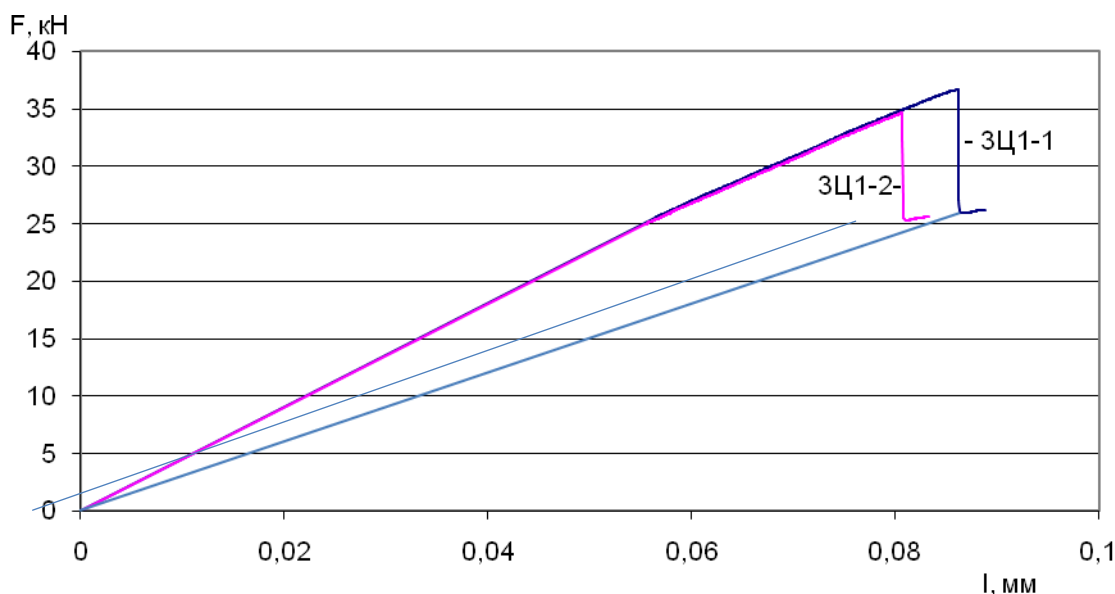


Рисунок 5 – Диаграмма деформирования образцов с самоупрежением 3Ц1-1, 3Ц1-2

Таблица 1 Результаты механических испытаний образцов первой серии третьей партии.

Образец	σ_{CE} , МПа	$F_{разр}$, кН	$F_{разр}^b$, кН	$A_{общ}$, мм·кН	$A_{общ}^b$, мм·кН	G_{IC} , м·МПа
1	2	3	4	5	6	7
3Ц1-1	3,9	36,5	31	1,645192	0,541382	$6,84 \cdot 10^{-5}$
3Ц1-2	3,7	34,65	29,6	1,590893	0,523832	$6,55 \cdot 10^{-5}$

Выводы.

1. Разработанная методика позволяет проводить разнообразные экспериментальные исследования, связанные с определением характеристик бетонов на растяжение.
2. Описанный способ определения энергии разрушения представляет собой непосредственное определение физической величины энергии разрушения.
3. Основными параметрами, определенными в результате исследований являются: энергия разрушения, коэффициент интенсивности напряжений

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. В. И. Драган, С. В. Загуляев // Вестник Брестского государственного технического университета – 2002. – №1. Строительство и архитектура. – С. 25–29
2. В. И. Драган, П. Радзишевский, С. В. Загуляев, М. Н. Строк // Вестник Брестского государственного технического университета. – 2003. – №1. Строительство и архитектура. – С. 41–45
3. В. И. Драган, С. В. Загуляев // Вестник Брестского государственного технического университета. – 2004. – №1. Строительство и архитектура. – С. 80–85
4. В. И. Драган, С. В. Загуляев // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Бела-русь: сб. тр. XI Международного научно-методического межвузовско-го семинара. В 2 ч. – Брест, БрГТУ, 2004. – Ч.1. – С. 16–23.
5. С. В. Загуляев // Вестник Брестского государственного технического университета. – 2004. – №1. Строительство и архитектура. – С. 74–80
6. ГОСТ 29167-91. Бетоны. Методы определения характеристик трещиностойкости (вязкости разрушения) при статическом нагружении. – М.: Издательство стандартов, 1992. – 18с.
7. Е.А.Гузеев, С.Н.Леонович, К.А.Пирадов. Механика разрушения бетона: вопросы теории и практики. – Брест: БПИ, 1999. – 217 с.
8. Механика разрушения и прочность материалов: Справ. Пособие: В 4 т./ Под общей ред. Панасюка В.В. – Киев: Наук. Думка, 1988 – ISBN 5-12-000300-1
9. Зайцев Ю.В. Механика разрушения для строителей: Учеб. Пособие для строит. вузов. – М.: Высш. Шк., 1991. – 288 с
10. Технология напрягающего цемента и самоупреженных железобетонных конструкций. Под ред. В. В. Михайлова и С. Л. Литвера. М., Стройиздат, 1975. 183 с. (Госстрой СССР. Науч.-исслед. ин-т бетона и железобетона. НИИЖБ).
11. СТБ 13-37. Бетон напрягающий. Технические условия

Ермакова Э.Э., Мишкова М.П.

В условиях высокого уровня конкуренции в качестве одного из главных факторов выступает развитие экономики, основанной на интеллектуальной составляющей. Одной из важных задач государственной политики на современном этапе является повышение доли наукоёмкого производства и наукоёмких услуг. Структура мировой экономики в последние десятилетия меняется в сторону увеличения доли услуг, наблюдается постоянный рост удельного веса услуг в ВВП промышленно-развитых стран. Определяющим фактором роста инновационной экономики стало быстрое развитие сферы высокотехнологичных услуг, среди них услуги строительного инжиниринга, которые играют важную роль в воспроизводстве и инвестиционных процессах.

Целью работы является оценка ключевых характеристик инжиниринга и определение основных проблем, связанных с формированием рынка инжиниринговых услуг в Беларуси.

Понятие инжиниринг возникает с появлением инженерной профессии, происхождение слова английское «engineering» и означает «проектирование, разработка», т.е. практическое использование научно-технических знаний для организации производственных процессов. По мере развития науки и производственных отношений соответственно расширялась и сфера инжиниринговой деятельности. Формирование рынка инжиниринговых услуг началось в начале XX века в строительстве США, а к середине 50-х годов, в связи с новым витком научно-технического прогресса и усложнением инженерных систем, инженерная составляющая проникла в различные виды человеческой деятельности и инжиниринг становится самостоятельной международной коммерческой деятельностью.

В Беларуси понятие «инжиниринг» используют относительно недавно, однако, благодаря формированию мирового рынка, увеличению объёмов международной торговли и международного информационного обмена, оно уже прочно вошло в деловую практику. Несмотря на это, отсутствует однозначное определение инжиниринга, законодательная база и методологические основы инжиниринга на сегодняшний день в Беларуси находятся на стадии формирования.

В Налоговом Кодексе Республики Беларусь понятие инжиниринговые услуги включает в себя инженерно-консультационные услуги по подготовке процесса производства и реализации товаров (работ, услуг), подготовке строительства и эксплуатации промышленных, инфраструктурных, сельскохозяйственных и других объектов, а также предпроектные и проектные услуги (подготовка технико-экономических обоснований, проектно-конструкторские разработки, технические испытания и анализ результатов таких испытаний).[1]

Словарь бизнесмена трактует понятие инжиниринг как сферу деятельности по проработке вопросов создания объектов промышленности, инфраструктуры и др., прежде всего в форме предоставления на коммерческой основе различных инженерно-консультационных услуг[2].

Среди наиболее актуальных документов, характеризующих инжиниринговую деятельность как связующее звено между фундаментальной, прикладной, вузовской наукой и промышленным производством, следует отметить Постановление Совета Министров Республики Беларусь «Об утверждении программы развития промышленного комплекса Республики Беларусь на период до 2020 года», где в частности говорится о необходимости развития инжиниринговой и консалтинговой деятельности. Программа предусматривает развитие инжиниринговой деятельности как на базе конструкторских и технологических отделов производственных организаций промышленности, так и с использованием существующих научных учреждений. Будет проведена работа по аккумулярованию разработок отраслевых институтов и конструкторских бюро в готовые технологические изделия, а затем по информационно-рекламному продвижению этих разработок. Представляется необходимым привлечение в республику нескольких международных консалтинговых компаний, имеющих информацию о рынках целого ряда стран и опыт реализации инвестиционных проектов «под ключ»[3].

Определение инжиниринга, разработанное Организацией Объединённых Наций, носит общий характер. Инжиниринг – особая деятельность, связанная с созданием и эксплуатацией предприятий и объектов инфраструктуры, или, совокупность проектных и практических работ и услуг, относящихся к инженерно-технической области и необходимых для строительства объекта и содействия его эксплуатации [4].

В соответствии с предложенной Европейской экономической комиссией ООН классификацией, выделяют следующие виды инжиниринга: консультационный, строительный, технологический и комплексный.

Консультационный инжиниринг связан, главным образом, с интеллектуальными услугами и включает в себя услуги по проектированию, авторскому надзору, планированию и подготовке строительства, контролю за проведением строительно-монтажных работ, испытанию, экспертизе и консультациям. Таким образом, консультационный инжиниринг представляет собой оказание услуг инженерно-консультационного характера без последующей поставки оборудования и выполнения строительных работ.

Технологический инжиниринг представляет собой предоставление технологий для строительства и эксплуатации объектов, заключение лицензионных соглашений на использование технологий, технологическое проектирование и передачу производственного опыта. Технологический инжиниринг специализируется главным образом на разработке технологий, разработке информационного и программно-технического обеспечения и состоит в предоставлении заказчику технологической информации, необходимой при создании и внедрении в производство результатов интеллектуальной деятельности.

Строительный инжиниринг – инженерная деятельность в инвестиционно-строительной сфере по созданию информации, необходимой для достижения целей инвестирования путем создания и изменения объектов недвижимости, включающей моделирование технологических процессов, проектирование зданий и сооружений, подготовку, обеспечение и техническое сопровождение процессов строительства, надзор за возведением, монтажом, пуско-наладкой, опытной эксплуатацией промышленных и хозяйственных объектов и другую, неразрывно связанную с этими задачами, инженерную деятельность [5].

Комплексный инжиниринг объединяет несколько видов услуг высокотехнологичного характера: проектирование, поставка оборудования, руководство строительно-монтажными работами, т.е. предоставляется весь комплекс услуг, связанных с созданием промышленных и других объектов и сдача объекта «под ключ».

Таким образом, под **инжинирингом** понимают широкий спектр видов деятельности, представляющий собой совокупность интеллектуальных услуг, основанных на прогрессивных достижениях науки и техники и связанных с процессами реализации инженерных проектов, созданием высокотехнологичной продукции, включая разработку технологии.

В современной практике инжиниринг является одной из форм передачи прав на объекты интеллектуальной собственности, т.е. процесса сопровождения коммерческой реализации перспективных научно-технических разработок в реальный сектор экономики.

На рынке инжиниринговых услуг относительно недавно появилось ещё одно направление – **реинжиниринг**. Реинжиниринг предусматривает комплекс мер по оказанию услуг инженерно-консультационного характера с целью реорганизации системы управления производственно-коммерческих процессов хозяйствующего субъекта. Выделяют два основных вида реинжиниринга – совершенствующий и кризисный.

Основная задача совершенствующего реинжиниринга – развитие организации в условиях снижения показателей финансово-хозяйственной деятельности. Кризисный реинжиниринг направлен на решение проблем организации и представляет собой комплекс мер по выходу из кризисного состояния.

Научно-технический прогресс, развитие компьютерных технологий, рост международной торговли высокотехнологичным оборудованием, машинами и современными технологиями, привело к образованию мирового рынка инжиниринговых услуг. Сегодня на мировом рынке услуг инжиниринга представлено множество его направлений, включая финансовый инжини-

ринг, промышленный инжиниринг, химический инжиниринг, биоинжиниринг, компьютерный инжиниринг, информационный инжиниринг, управленческий инжиниринг и др.

Инжиниринговые услуги играют ведущую роль в инфраструктуре развитых стран мира в связи с тем, что в процессе передачи прав на объекты интеллектуальной собственности, как правило, заключаются договоры сопутствующего характера, т.е. договоры на оказание услуг инженерно-консультационного характера (инжиниринг и консалтинг).

Таким образом, инжиниринг является связующим звеном между наукой и производством, формируя технико-технологическую базу для производственной деятельности.

Международный рынок инжиниринговых услуг тесно связан с рынком объектов капитального строительства. По оценкам исследовательской компании IBISWorld основную долю мирового рынка инжиниринга (до 75 %) составляют направления, связанные со строительной деятельностью, остальное можно отнести к технологическому инжинирингу [6].

Для белорусской экономики строительство является одной из основных отраслей, в связи с этим оказание услуг, связанных с предпроектными исследованиями, проектированием объектов строительства и другие виды строительного инжиниринга, получили широкое распространение.

Строительный инжиниринг предусматривает заключение договоров поставки оборудования и техники, монтаж установок и включает в себя несколько видов услуг:

- предпроектные услуги – проведение преинвестиционных исследований, технико-экономическое обоснование проектов строительства, подготовка заданий на проектирование;
- проектные услуги – разработка проектной документации, экспертиза проекта, сопровождение проекта;
- экономические и финансовые услуги – деятельность по производству стоимостных расчётов на всех этапах осуществления проекта, разработка смет и бюджетов по проекту, определение объёмов, стоимости и сроков работы, разработка финансовых инструментов и операционных схем и др.;
- услуги по управлению проектами – разработка организационно-управленческих структур и осуществление процесса управления проектом;
- производственные услуги – подготовка тендерной документации на поставки, работы и услуги; подготовка производства и организация работ, организация контроля качества изготовления продукции, поставок и т.д.

Технологический инжиниринг является одним из основных составляющих инновационной экономики, его применение способствует разработке и выведению на рынок новых продуктов, повышению наукоёмкости выпускаемой продукции. Беларусь располагает значительным экспортным потенциалом таких высокотехнологичных услуг как телекоммуникационные, компьютерные и информационные услуги.

Участие страны на рынке интеллектуальной собственности пока незначительно и на сегодняшний день имеет отрицательное сальдо внешнеторгового баланса, однако, баланс высокотехнологичных услуг в целом, определяет позицию Республики Беларусь как экспортёра. С 2009 года среднегодовой прирост экспорта высокотехнологичных услуг составляет 30%, при этом средний показатель роста импорта за этот период составил 22%.

Развитие рынка компьютерного инжиниринга происходит на базе компьютеризации всех стадий жизненного цикла продукта с момента возникновения идеи до вывода на рынок. Рост экспорта программных продуктов в Беларуси составляет в среднем 22% в год.

Нельзя не отметить и негативные тенденции, сложившиеся в инновационной деятельности Беларуси за последние несколько лет. Показатель наукоёмкости ВВП составил 0,52%, снижаясь ежегодно с 2007 года. Инновационная активность предприятий сокращается с 2012 года.[7] До 2010 года с небольшими колебаниями наблюдалась положительная динамика по показателям изобретательской активности, среднегодовой темп прироста объёма патентования составлял 13%. С 2011 года ситуация меняется и уже в 2016 году число поданных заявок на изобретения составило 27% по отношению к 2010 году.[8]

Мировой опыт свидетельствует, что после экономических кризисов начинается бурный подъём экономического развития. Важно, чтобы к периоду подъёма, инновационный сектор

страны не утратил свой потенциал и преодолел экономический кризис с минимальными потерями. Решающую роль в инновационном развитии страны должна сыграть развитая инновационная инфраструктура.

В рамках реализации мероприятий по развитию инновационной инфраструктуры Республики Беларусь на период 2016-2020 годы, предусмотрено создание 15 инжиниринговых центров и развитие инжиниринговой деятельности. В процессе реализации этих планов предстоит решить ряд проблем.

Создание и развитие инжиниринговых центров должно базироваться на законодательной основе, регламентирующей деятельность этих компаний и определяющей основной понятийный аппарат в этой сфере. На сегодняшний день можно констатировать об отсутствии нормативной базы, закрепляющей принципы функционирования инжиниринговых организаций. Формирование нормативно-правовой базы регулирования инжиниринговых услуг, разработка и реализация механизмов государственной поддержки инжиниринга, обеспечение мер по стимулированию создания и обеспечения деятельности инжиниринговых центров в Беларуси выступают первоочередными задачами национальной политики.

Развитие рынка инжиниринговых услуг требует изучения направлений деятельности в сфере инжиниринга, в связи с чем существует необходимость в разработке теоретико-методологических подходов, охватывающих данную сферу, классификацию видов деятельности инжиниринга, а также разработку методологии системы мониторинга рынка инжиниринга.

Важным условием для детализированного анализа и оценки эффективности инжиниринговых центров является формирование методологических аспектов статистического наблюдения. На текущий момент официальная статистика Беларуси не располагает информацией о рынке инжиниринговых, консалтинговых, информационных и других видах услуг инновационного характера.

Большинство научно-технических разработок создаётся в вузах страны, поэтому целесообразным является создание инжиниринговых структур на базе университетов, что обеспечит организацию сопровождения процесса коммерциализации перспективных результатов интеллектуальной деятельности в реальный сектор экономики. Кооперация инжиниринговых центров с вузами, научными организациями, реальным сектором экономики и другими участниками инновационной системы позволит повысить степень участия страны в международных рейтингах инноваций и конкурентоспособности.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Налоговый Кодекс Республики Беларусь
2. Словарь бизнесмена. – Мн.: Выш.шк., 1995. – 320 с.
3. Постановление Совета Министров Республики Беларусь «Об утверждении программы развития промышленного комплекса РБ на период до 2020 года»
4. <http://esa.un.org/> - Европейская экономическая комиссия ООН
5. Проект Закона РФ «Об инженерной (инжиниринговой) деятельности в Российской Федерации»
6. Высокотехнологичный компьютерный инжиниринг: обзор рынков и технологий / научный редактор К.В. Дорофеев, руководитель группы В.Н. Княгинин. – СПб.: Изд-во Политехн. Ун-та, 2014. – 110 с.
7. Наука и инновационная деятельность в Республике Беларусь. Статистический сборник. Минск 2016 www.belstat.gov.by
8. Национальный центр интеллектуальной собственности. Годовой отчёт 2016 www.belgospatent.org.by

ОЦЕНКА НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ СТАЛЬНЫХ ТОНКОСТЕННЫХ ХОЛОДНОГНУТЫХ ПРОФИЛЕЙ С ПОПЕРЕЧНО-ГОФРИРОВАННЫМИ ГРАНЯМИ

Жданов Д.А., Уласевич В.П.

Введение. Долгое время стальные тонкостенные холодногнутые профили (СТХП) использовались исключительно в качестве ограждающих элементов в составе стен, крыш или иных элементов зданий и сооружений. Первые применения СТХП в качестве несущих элементов конструкций ограничивались, как правило, смешанными конструктивными схемами, в которых основную несущую функцию выполняли горячекатаные элементы, а СТХП отводилась роль второстепенных балок. Последние десятилетия характеризуются значительным ростом объемов строительства зданий и сооружений, полностью возводимых с использованием стальных каркасов из легких стальных тонкостенных конструкций (ЛСТК).

Рост объемов строительства на основе ЛСТК вызывал необходимость детального изучения механизмов работы их основного элемента – СТХП, работа которых существенно отличается от работы классических (горячекатаных) профилей [1]. Многочисленные теоретические и экспериментальные исследования, выполненные в этой связи в различных странах [2] привели к появлению соответствующих нормативных документов и методик расчета [3, 4] позволяющих сегодня осуществлять проектирование СТХП с плоскими гранями с достаточно высокой степенью конструкционной надежности и экономичности.

Однако работа СТХП, имеющих поперечно-рифленные грани, образующиеся при придании прямым СТХП дугообразной формы и используемых в качестве конструктивных элементов бескаркасных арочных покрытий, остается все еще недостаточно изученной. Свидетельством этому, в частности, является отсутствие на сегодняшний день общепринятых норм и правил их расчета, а также нередкие и задокументированные случаи обрушения конструкций подобного типа, необоснованно рассчитанных по действующим нормативам для профилей с плоскими гранями [6, 7].

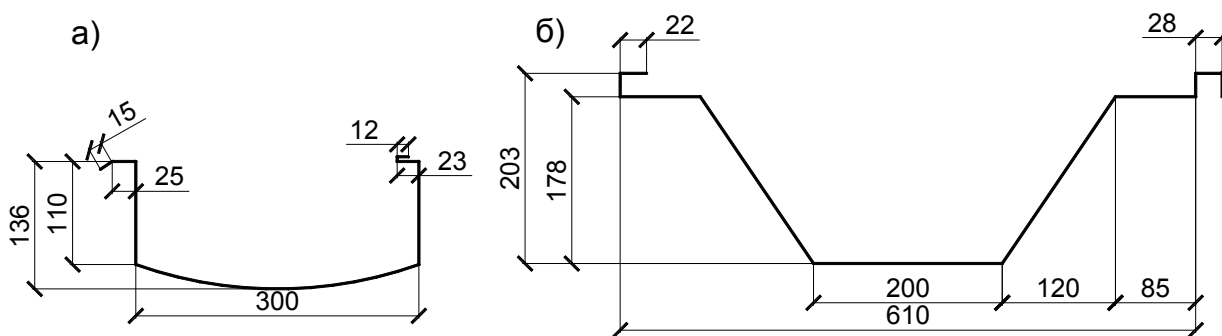
Настоящая статья представляет собой краткий обзор результатов ряда экспериментальных и теоретических исследований, выполненных различными авторами с целью определения особенностей работы и разработки методов численного расчета арочных СТХП с поперечными-рифленными гранями, работающих в составе пологих бескаркасных арочных покрытий, наряду с анализом некоторых из существующих методик прогнозирования их напряженно-деформированного состояния (НДС).

1 Экспериментальные исследования

На территории Республики Беларусь, как и во многих других странах, наиболее используемыми при возведении бескаркасных арочных покрытий из дугообразных СТХП являются профили типа *MIC-120* и *MIC-240* (рис. 1), изготавливаемые на оборудовании американской корпорации *MIC Industries Inc.* либо его многочисленных современных аналогов [8].

Краткий анализ печатных работ, посвященных экспериментальным исследованиям влияния поперечных гофр на стенках и нижней полке СТХП *П*-образного (корытообразного) сечения (рис.1, а), работающих в составе бескаркасных арочных покрытий, на несущую способность последних можно найти в [9]. В паре с результатами наших собственных экспериментальных исследований данный анализ позволяет достоверно сделать следующие общие выводы:

- наличие поперечных гофр на стенках и полках профиля ведет к неоднородному распределению сжимающих напряжений по сечению: большая часть напряжений воспринимается верхними полками и небольшими зонами в местах сопряжения полок и стенок;
- поперечное гофрирование стенок и полок профиля отрицательно сказывается на величине как продольной, так и изгибной жесткости;
- наличие поперечных гофр в гранях профиля увеличивает их несущую способность по местной устойчивости.



**Рисунок 1 – Размеры поперечного сечения профилей:
а) – профиль МТС-120; б) – профиль МТС-240.**

Исследования на внецентренное сжатие, выполненные в [10] на разработанных с помощью метода DIC моделях показали, что упрощение фактической геометрии СТХП рассматриваемого вида (неучет наличия поперечных гофр и других геометрических несовершенств) приводит к значительному завышению величины предельной нагрузки и занижению величины перемещений даже в случае учета физической и геометрической нелинейностей. При этом наличие поперечных гофр на нижней полке профиля имеет гораздо меньшее влияние на его несущую способность, а также осевую и изгибную жесткость (для рассмотренного направления изгибного момента), чем их наличие на стенках.

Экспериментальное исследование в работе в [10] было выполнено на фрагментах профиля длиной $l = 1016$ мм, с толщиной стали $t = 1,385$ мм и пределом текучести $f_y = 337$ МПа. Для моделирования реального напряженного состояния, возникающего при воздействии снеговой нагрузки в арочном покрытии радиусом кривизны $R = 18$ м с высокой стрелой подъема, сжимающая нагрузка была приложена с эксцентриситетом (рис.2). Эксцентриситет приложения нагрузки e рассчитывался относительно положения центра тяжести, определенного для полного поперечного сечения [10] без учета снижения жесткости граней, обуславливаемого наличием гофр и возможной местной потерей устойчивости. Однако на практике, вычисление эксцентриситет указанным выше образом приемлемо лишь для отдельного частного расчетного случая и не позволяет оценить изгибную и продольную жесткость профиля отдельно, что крайне важно для получения корректных результатов расчета рассматриваемых конструкций на несущую способность. Величина полученной в эксперименте разрушающей нагрузки приведена на рис. 2.

Помимо этого, следует отметить, что разработанная в [10] экспериментальная установка для испытаний фрагментов профиля на сжатие содержит, на наш взгляд, по крайней мере один недочет, а именно: отсутствие поперечных, соединяющих отгибы верхних полок, стяжек, в следствие чего в работе профиля, помимо местной потери устойчивости, должна была также присутствовать потеря устойчивости формы сечения, отсутствующая в работе реальной конструкции из-за имеющихся ограничений свободному смещению верхних полок профиля в поперечном направлении, накладываемых друг на друга профилями, сплоченными между собой в цельную конструкцию.

Особенности работы трапециевидных арочных СТХ-панелей с поперечными гофрами в критической и закритической областях существования изучались также в [11]. На основании сопоставительных численно-экспериментальных исследований установлено, что, по сравнению с аналогичными прямыми панелями, не содержащими поперечных складок, местная потеря устойчивости, в случае арочных СТХ-панелей с поперечными гофрами, наступает при более высоких значениях рабочих нагрузок, однако запас по несущей способности для работы в закритической области у последних практически отсутствует.

Авторами [11] были испытаны шесть образцов из стали толщиной $t = 1,09$ мм и пределом текучести $f_y = 352,5$ МПа при различных приложениях нагрузки, а именно: в центре тяжести, определенном для полного поперечного сечения, что, по мнению авторов [11], вызывает одно-

родное распределение напряжений, и с некоторым эксцентриситетом e , определяемым по выражениям:

$$e = (1/A - \psi/A) / (\psi/W_1 - 1/W_2); \quad \psi = 1 - \eta \quad (2.1)$$

Определив по геометрическим размерам профиля параметры полного поперечного сечения, A , W_1 и W_2 , используя выражения (2.1), найдем эксцентриситеты приложения нагрузки в испытаниях, выполненных в [11] (рис. 2), соответствующие градиентам напряжений $\eta = 0,35, 0,77$ и $1,2$:

$$e_5 = 1,2 \text{ см}; \quad e_6 = 3,55 \text{ см}; \quad e_4 = 8,55 \text{ см}.$$

Сопоставительные результаты величин разрушающих нагрузок, а также характеристики образцов и точки приложения нагрузки, показаны на рисунке 2.

Однако, как явствует из приведенной в [11] схемы испытательной установки с установленным в ней образцом, действительная несущая способность с учетом возможной потери местной устойчивости должна быть несколько ниже значений, полученных при испытаниях, поскольку для принятой в расчетах длины опытных образцов, равной 5-ти длинам полуволн потери местной устойчивости, не было учтено, что участки шириной около 90 мм, расположенные по торцам образца, заземлены крепежными накладными пластинами, в работе испытательного образца не участвуют.

Результаты натурных испытаний фрагментов панелей из СТП типа *MIC-240*, выполненных с целью уточнения редуцированных величин геометрических характеристик поперечного сечения профиля (моменты сопротивления и инерции), необходимых для расчета арочных сводов, в сопоставлении с геометрическими характеристиками профиля этого же типа по данным фирмы *MIC Industries Inc.*, а также рассчитанных в соответствии с требованиями нормативных документов РФ и EN1993-1-3 приведены в работе [12]. Испытания на изгиб проводились на двух фрагментах покрытия расчетной длиной $l = 3,0$ м и $2,5$ м по консольной схеме, каждый из которых состоял из трех профилей типа *MIC-240* с радиусом кривизны $R=15,51$ м. Толщина металла профилей – 1,5 мм, предел текучести стали – $f_y = 464$ МПа. В первом испытании, без разрушения, под воздействием момента была сжата верхняя грань профиля, а во втором, доведенном до разрушения – нижняя. Разрушение панели произошло при величине нагрузки равной $F_{cr} = 13$ кН.

2 Теоретическая оценка напряженно-деформированного состояния

Экспериментальные исследования, проведенные Марцинкевичем [13], на изгиб и сжатие коротких фрагментов СТП П-образного сечения (рис 1, а), позволили получить действительные значения НДС, и на этой основе предложить формулы для расчета ряда рабочих параметров и состояний. Ниже нами предпринята попытка адаптации данной методики применительно к профилю трапециевидного поперечного сечения (рис 1, б).

Согласно [13], для определения геометрических характеристик, поперечное сечение требуется разбить на участки с относительно постоянной глубиной гофр. Тогда, площадь приведенного поперечного сечения определяется по формуле:

$$A = \sum_{i=1}^n (1/k_{xi}) \cdot A_i, \quad (2.2)$$

$$\text{где: } A_i = b_i \cdot t_i; \quad k_{xi} = k_{\phi p} \cdot (f_{gi}/t_i)^2 + 1;$$

n – количество участков, на которые разбито сечение; i – номер участка; b_i – ширина участка i ; f_{pi} – средняя на ширине участка i глубина складки рифления; $k_{\phi p}$ – коэффициент, учитывающий форму складок поперечного рифления (см. рис. 2), принимаемый равным:

$$k_{\phi p} = 1,0 \text{ – при треугольных складках;}$$

$$k_{\phi p} = 1,5 \text{ – при синусоидальных складках.}$$

Положение нейтральной оси поперечного сечения профиля u определяется с помощью расстояния z_c (см. рис. 2), считая от оси, проходящей через центр тяжести верхних полок:

$$z_c = \sum_{i=1}^n (1/k_{xi}) \cdot A_i \cdot z_{li} / A, \quad (2.3)$$

где: z_{li} – расстояние от центра тяжести верхних полок до центра тяжести участка i .

Момент инерции сечения относительно нейтральной оси определяется по формуле:

$$I_y = \sum_{i=1}^n (1/k_{xi}) \cdot A_i \cdot z_i^2, \quad (2.4)$$

где: z_i – расстояние от нейтральной оси до центра тяжести участка i .

Тогда нормальные напряжения в j -той точке поперечного сечения, расположенной на участке i , можно определить по выражению:

$$\sigma_j^0 = \pm (1/k_{xi}) \cdot M \cdot z_j / I_y - (1/k_{xi}) \cdot N / A,$$

где: z_j – расстояние от нейтральной оси до точки i .

Получив значения напряжений, носящие для гофрированных участков условный характер, необходимо проверить условия местной устойчивости граней и условие устойчивости продольных ребер жесткости. Если грани либо ребра жесткости теряют устойчивость, то для них следует уточнить геометрические характеристики с учетом закритической стадии работы путем вычисления эффективной ширины и эффективной толщины. Для верхней полки с плоскими гранями расчет эффективных характеристик может быть выполнен с использованием подхода изложенного в [14], а для участков профиля с поперечным рифлением – с использованием выражений, полученных в [13].

Проведем апробацию изложенной выше методики на основе экспериментальных данных, приведенных в разделе 1. Профиль разобьем на участки с различными геометрическими свойствами. Задавшись средней глубиной гофры в нижней полке и максимальной глубиной гофры в стенке равными f_{gmax} , геометрически определим средние значения глубин гофр на каждом из полученных участков (см. рис. 2).

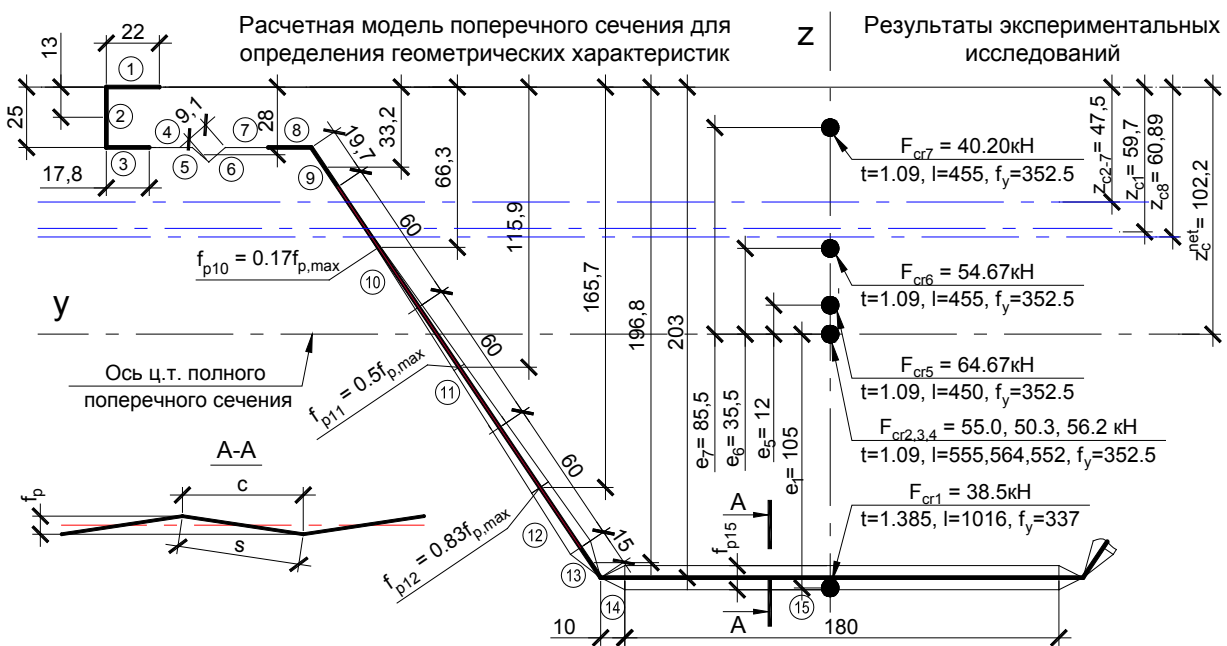


Рисунок 2 – Поперечное сечение профиля с результатами испытаний из [10] и [11] и расчетной моделью для определения геометрических характеристик

Используя выражения (2.2 ÷ 2.4), определим геометрические характеристики профилей в докритической стадии работы граней с учетом наличия на стенках и полках поперечного гофрирования в испытаниях [10 – 12]. Для испытания из [12], в описании которого прямо не указаны ни максимальная глубина гофры f_{gmax} , ни шаг гофр c (см. сечение 2-2 на рис. 2), определим отсутствующие значения в зависимости от радиуса профиля R , используя данные, приведенные в [15].

Для испытаний, в которых верхняя полка находится под воздействием сжимающих напряжений определим, согласно [14], эффективную ширину для участков 3, 4, 7 и 8 и эффективную толщину для участков 4 ÷ 7 (см. рис. 2).

Результаты вычислений теоретической предельной нагрузки $F_{cr, теор}$, основанных на предположении, что материал профиля, вплоть до разрушения, работает упруго, приведены в таблице 1 в сопоставлении со значениями предельных нагрузок $F_{cr, эксп}$, определенных по результатам испытаний.

Таблица 1 – Сопоставление результатов расчета с экспериментальными данными

№ п/п	Источник / № образца	t , мм	l , мм	f_y , МПа	f_p , мм	c_p , мм	$F_{сг, эксп}$, кН	$F_{сг, теор}$, кН	Расхождение, %
1	Piekarczyk A. [10]	1,385	1016	337,0	2,20 3,13*	16,9	35,80	58,95 38,68*	+66,66 +8,04*
2	Li-Li Wu [11] / SP1	1,090	555	352,5	3,20	25,0	55,00	40,84	-34,67
3	Li-Li Wu [11] / SP2	1,090	564	352,5	3,20	25,0	50,30	40,84	-23,16
4	Li-Li Wu [11] / SP3	1,090	552	352,5	3,20	25,0	56,20	40,84	-37,61
5	Li-Li Wu [11] / SP4	1,090	450	352,5	3,20	25,0	64,67	49,02	-31,93
6	Li-Li Wu [11] / SP5	1,090	455	352,5	3,20	25,0	54,67	80,76	+47,72
7	Li-Li Wu [11] / SP6	1,090	455	352,5	3,20	25,0	40,20	36,06	-11,48
8	Еремеев П.Г. [12] / 2	1,500	2500	464,0	3,47	22,5	13,00	11,57	-12,36

Примечание – значения со знаком «*» для испытания №1 получены для f_p , определенного по [15].

Сопоставление результатов расчета с экспериментальными данными показывает их хорошую сходимость, за исключением образцов №1 и №6, для которых получены удовлетворительные результаты.

Меньшее, по сравнению с расчётом, значение разрушающей нагрузки в случае образца №1 может быть обусловлено упущениями, допущенными при подготовке образцов к испытаниям – отсутствием, в частности, поперечных стяжек. На расхождение результатов также мог повлиять параметр глубины гофрирования f_p , значение которого, приведенное в [10], на наш взгляд, несколько занижено, поскольку значительно разнится с данными из [15] (полученное по табл. 3.1, путем экстраполяции для $R = 18$ м, это значение составляет порядка $f_p = 3,13$ мм).

Несколько более высокие значения разрушающей нагрузки для образцов №2 ÷ 4 и 7 могут быть вызваны недостаточно корректно принятой длиной образцов [11].

Расхождения в оценке результатов испытания №6, опять же на наш взгляд, связано с тем, что по теоретическим расчетам точка приложения нагрузки в анализируемом испытании была принята слишком близко к эффективному центру тяжести сечения $z_{сб}$ (рис. 2), и в расчете профиль рассматривался практически как центрально сжатый, что при принятой схеме испытаний недостижимо из-за наличия начальной кривизны арочного образца.

Расхождение результатов также может быть вызвано неоднозначностью принятых расчетных толщин листов t , поскольку в работах [10 – 12] не уточняется, учтен ли в приведённых значениях толщины слой цинкового покрытия [4].

Заключение

На базе приведенных в данной работе экспериментальных данных и результатов расчета НДС профилей трапециевидного сечения с поперечно-гофрированными гранями применяемых для бескаркасных арочных покрытий зданий и сооружений, можно сделать следующие выводы:

1. Наличие поперечных гофр на стенках и полках профиля ведет к весьма неоднородному распределению сжимающих напряжений по сечению: большая часть напряжений воспринимается верхними полками и небольшими зонами в местах сопряжения полок и стенок, а также к уменьшению как продольной, так и изгибной жесткости, при этом степень выраженности такого уменьшения зависит от размеров и формы поперечных гофр.
2. Для определения приведенных характеристик поперечного сечения профилей с поперечно-рифленными гранями можно использовать методику предложенную в настоящей работе, базирующуюся на итеративном применении подходов, описанных в [13] и [14].
3. Расхождение результатов экспериментальных данных, приведенных в работах [10–12] могут быть вызваны целым рядом факторов, среди которых следует выделить в первую очередь следующие:

– недостатки в испытательных установках и/или методике проведения самих экспериментальных исследований;

- неточности в определении глубины складок поперечных гофр;
- неопределенность в расчетной толщине t , обуславливаемая отсутствием данных о толщине цинкового покрытия;
- неучет наличия начальной кривизны у испытуемых образцов и фазы упруго-пластической работы профиля.

4. С целью подтверждения высказанных предположений и разработки адекватной модели сопротивления СТП, целесообразно продолжить экспериментальные и теоретические исследования.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Айрумян, Э.Л. Особенности расчета стальных конструкций из тонкостенных гнутых профилей / Э.Л. Айрумян // Монтажные и специальные работы в строительстве. – 2008. – № 3. – С. 2–7.
2. Гарифуллин, М. Р. Устойчивость тонкостенного холодногнутого профиля при изгибе – краткий обзор публикаций / М. Р. Гарифуллин, Н. И. Ватин // Строительство уникальных зданий и сооружений. – 2014. – № 6 (21). – С. 32–57.
3. North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members: AISI-S100-2007. – Washington: American Iron and Steel Institute, October 2007. – 194 p.
4. Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-3: Supplementary rules for cold-formed members and sheeting: EN 1991-1-3:2006. – Brussels: European Committee for Standardization, October 2006. – 134 p.
5. Hancock, G.J. Cold-formed steel structures / G.J. Hancock // Journal of Constructional Steel Research. – 2003. – №4 (59). – P.473–487.
6. Biegus, A. Collapse of Halls Made From Cold-Formed Steel Sheets / A. Biegus, A. Kowal // Engineering Failure Analysis. – 2013. – Vol. 31. – P. 189–194.
7. Кузнецов, И.Л. Причины обрушения бескаркасного арочного сооружения пролетом 30 м / И.Л. Кузнецов, А.В. Исаев, Л.Р. Гимранов // Изв. Казан. гос. арх.-строит. ун-та. – 2011. – № 4 (18). – С. 166–170.
8. Жданов, Д.А. Бескаркасные арочные покрытия из стальных тонкостенных профилей: История, современное состояние и перспективы применения в Республике Беларусь / Д.А. Жданов, В.П. Уласевич // Вестник БрГТУ. – 2016. – № 1(97): Строительство и архитектура. – С. 30–34.
9. Жданов, Д.А. Экспериментальные исследования фрагмента пологого арочного покрытия из тонколистового холодногнутого профиля типа МС-120 с поперечными гофрами / Д.А. Жданов, В.П. Уласевич, И.В. Зинкевич // Вестник Полоцкого гос. ун-та. – 2015. № 8. Серия F. Строительство. Прикладные науки. – С. 33–40.
10. Piekarczyk, A. Stability and Bearing Capacity of Arch-shaped Corrugated Shell Elements: Experimental and Numerical Study / A. Piekarczyk, K. Malowany, P. Więch and other // Bulletin of the Polish Academy of Sciences, Technical Sciences, – 2015. – Vol. 63, – No. 1, – P. 113–123.
11. Li-Li Wu. Theoretical and Experimental Study on Interactive Local Buckling of Arch-shaped Corrugated Steel Roof / Li-Li Wu, Xuan-Neng Gao, Yong-Jiu Shi, Yuan-Qing Wang // Steel Structures. – 2006. – Vol. 6. – P. 45–54.
12. Еремеев, П.Г. Натурные испытания фрагментов панелей из холодногнутых тонколистовых стальных профилей для арочных сводов / П.Г. Еремеев, Д.Б. Киселев, М.Ю. Армейский, и др. // Монтажные и спец. работы в стр-ве. – 2004. – №9. – С. 5–9.
13. Zhdanov, D. Nonlinear Analysis Method for Arch-shaped Shell Roofs Made of Cold-formed Steel Profiles / D. Zhdanov, W. Ulasevich // Civil and Environmental Engineering. – 2016. – Vol. 7. – No. 3. – P. 187–191.
14. Марцинкевич, Д.В. Исследования прочности, жесткости и продольной устойчивости вальцованных профилированных листов с поперечно рифленными гранями: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Д.В. Марцинкевич; Уральский гос. техн. ун-т. – Екатеринбург, 1995. – 194 с.
15. Липленко, М.А. Несущая способность бескаркасных арочных покрытий из стальных холодногнутых профилей с поперечно-гофрированными гранями: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / М.А. Липленко; Московский гос. строит. ун-т. – Москва, 2017. – 206 с.

Жук В.В., Мелюх Д.В., Милашук Е.С.

Введение. Вследствие ограниченного сортамента пиломатериалов при значительных нагрузках, когда несущая способность балок цельного сечения оказывается недостаточной, применяются балки, составленные по высоте из нескольких элементов, соединенных дискретными связями. Средствами соединения между отдельными элементами могут служить дубовые пластинчатые нагели, колодки, призматические и гладкие кольцевые шпонки. Несущая способность составных балок, например, на дубовых пластинчатых нагелях на 10-20 % меньше, а прогиб на 25-50% больше, чем монолитных балок того же сечения [1]. Наибольший пролет балок из чистообрезных брусьев может быть не более 6,2м, что ограничивает их применение в строительстве.

В ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко разработаны составные балки с ветвями из клееной древесины, соединенными наклонно вклеенными металлическими стержнями[2], и составные балки из окантованных бревен, совместная работа которых в балке обеспечивается наклонными стержнями с комбинированными шайбами, установленными под углом 45° к направлению волокон древесины[3]. При изготовлении таких балок возрастает их стоимость и металлоемкость.

В зарубежной практике прослеживается тенденция применения балок составного сечения на металлических зубчатых пластинах(МЗП). Так, компания “SystembauWolf”[4] разработала несущие конструкции пролетом до 30 м, причем, брусья получают при конической распиловке бревен, что позволяет изготавливать балки постоянной или переменной высоты. Более того, наличие собственного производства МЗП, стационарного и мобильного оборудования для запрессовки пластин, программного обеспечения, позволяющего оперативно проектировать конструкции и выдавать для производства рабочую документацию, позволило компании занять ведущую позицию в области производства деревянных конструкций.

При проверке прочности и жесткости балок составного сечения на податливых связях их моменты сопротивления и моменты инерции, вычисленные как для монолитного сечения, уменьшают умножением соответственно на коэффициенты k_w и k_i , значения которых в зависимости от числа сплачиваемых брусьев и пролета балки приведены в таблице 7.3 [5]. Экспериментальными исследованиями составных деревянных балок [6,7] установлено, что прочность и жесткость конструкций зависит как от геометрических характеристик составного элемента, так и от вида дискретных связей.

В настоящей статье приводятся результаты экспериментальных исследований деревянных балок составного сечения на МЗП.

Характеристика объекта исследования

Работа выполнялась в два этапа. Учитывая, что несущая способность МЗП зависит от длины, формы и частоты зубьев, ориентации пластин по отношению к волокнам древесины [8], на первом этапе были испытаны образцы двухсрезных соединений деревянных элементов на действие кратковременных нагрузок при сдвиге[9]. Установлено, что величина усилий, приходящихся на 1 зуб, при деформации 1,5 мм [10], равна: при передаче усилия вдоль волокон - 140Н, при передаче усилия под углом 90° - 148Н. Полученные данные использовались для определения размеров МЗП и их количества при изготовлении опытных образцов балок. На втором этапе определялось напряженно-деформированное состояние деревянных балок составного сечения.

Для испытания были изготовлены четыре балки из древесины сосны 2 сорта с влажностью 12-16%. Контрольный образец (Б1) имел размеры $bxhxl = 52x100x2000$ мм. Балка (Б2) изготовлена из двух брусков $bxhxl = 46x47,5x2000$ мм. Балка (Б3) изготовлена из двух брусков, имеющих форму призмы переменного сечения, нижнее основание сечением $bxh = 47x57$ мм, верхнее основание – $bxh = 47x38$ мм; высота(длина брусков) – 2000 мм. При изготовлении балки нижнее основание первого бруска совмещалось с верхним основанием второго бруска, таким образом балка (Б3) имела постоянное по всей длине сечение $bxh = 47x95$ мм. Балка (Б4) была изготовлена по аналогии с балкой (Б3) из брусков, имеющих форму призмы переменного сечения, только при изготовлении балки совмещались нижние и верхние основания.

В результате балка (Б4) имела переменное по высоте сечение: один конец – 112 мм, второй конец – 74 мм, в середине пролета – 93 мм.

Для соединения деревянных элементов балок (Б2-Б4) между собой использовалась немаркированные металлические зубчатые пластины российского производства. Пластины полученные путем штамповки из оцинкованной стали толщиной 1 мм имеют прямое расположение зубьев треугольной формы. Ширина зубьев у основания 5 мм, их высота 14,8 мм. Расстояние между зубьями по длине пластины 14 мм, по ширине пластины 21 мм, при этом четные ряды зубьев сдвинуты по отношению к нечетным на 7 мм. Для соединения элементов балок (Б2-Б4) использовались пластины с размерами 60x100 мм. Запрессовку МЗП выполняли с использованием универсальной испытательной машины Р-10. Давление запрессовки прикладывалось одновременно по всей плоскости МЗП до полного внедрения зубьев в древесину. Конструктивное решение балок приведено на рисунке 1.

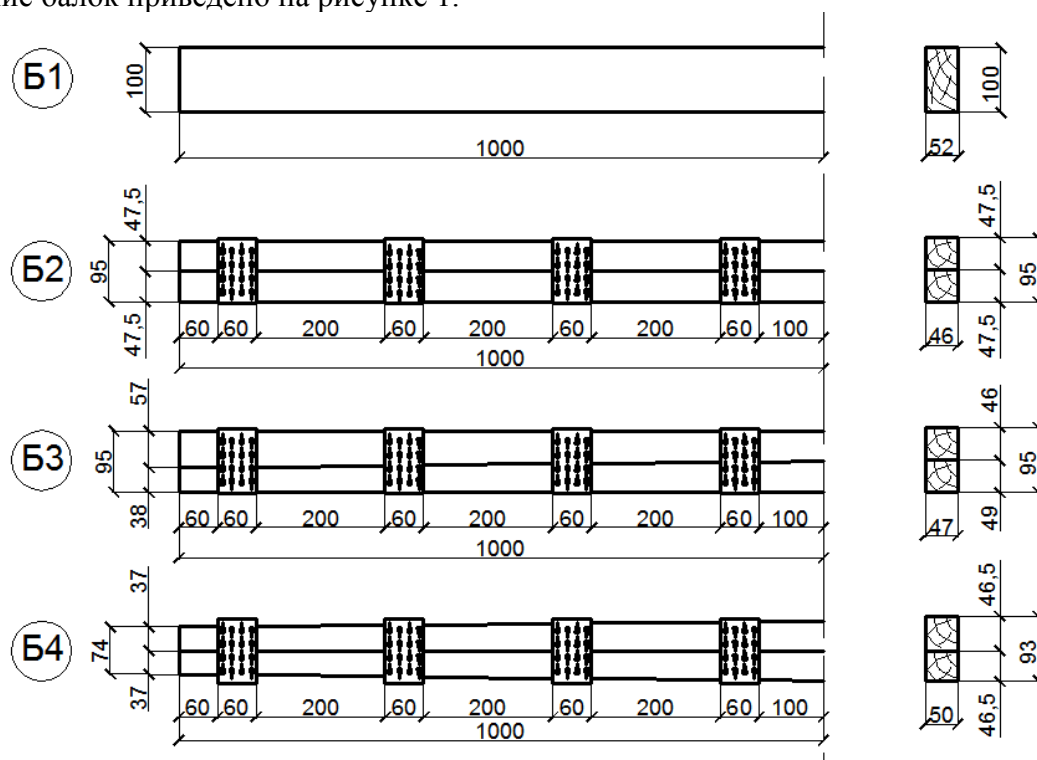


Рисунок 1 – Общий вид испытываемых балок

Методика экспериментальных исследований

Испытания балок кратковременной нагрузкой проводили на специально оборудованном стенде. Две балки опирались на опоры, не препятствующие перемещению их вдоль оси и обеспечивающие свободу угловых перемещений. Нагрузку прикладывали в третях пролёта и передавали на балки через распределительные траверсы. Усилия в балках создавали путем приложения к ним нагрузки ступенями $F=0,2$ кН и доводили ее до величины $F=1,2$ кН, что составило 50% от расчетной нагрузки контрольного образца балки (Б1). Общий вид установки приведен на рисунке 2.



Рисунок 2 – Общий вид испытательной установки

В процессе испытаний проводили измерения прогибов балок в середине пролета с помощью прогибомеров 6ПАО с ценой деления 0,01 мм. На опорных участках балок (Б2-Б4) были установлены индикаторы часового типа ИЧ-10 с ценой деления 0,01 мм для измерения сдвига брусков относительно друг друга. Оценку напряженного состояния проводили тензометрическим способом при помощи тензорезисторов с базой 20 мм. Отчёты по тензорезисторам осуществлялись в автоматическом режиме при помощи специального тензометрического комплекса ТИССА. Схема расстановки тензорезисторов приведена на рисунке 3а.

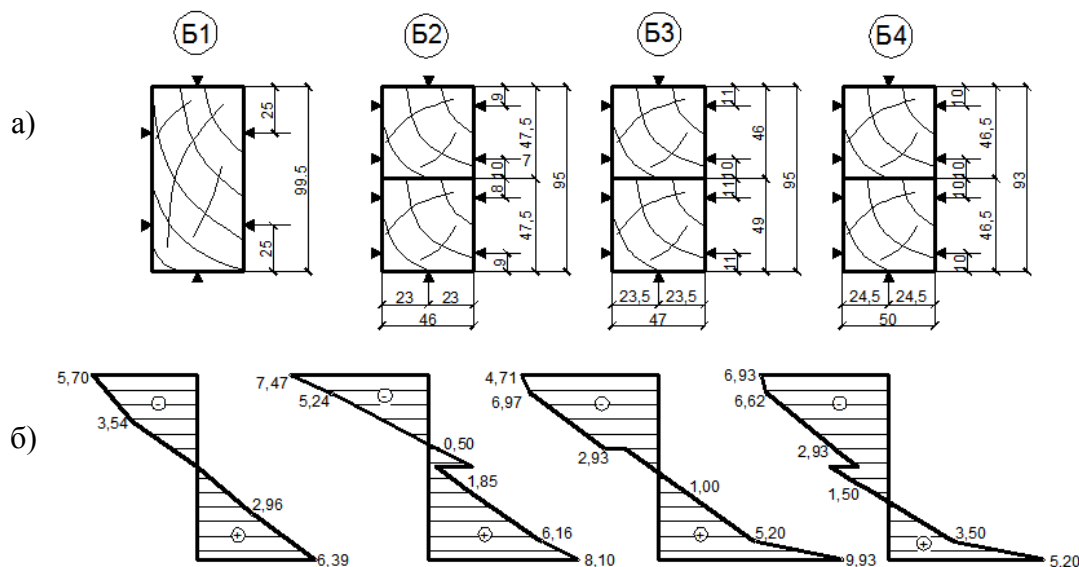


Рисунок 3 – Схема расстановки тензорезисторов (а), распределение нормальных напряжений (в МПа) по высоте поперечного сечения при нагрузке $F=1.2$ кН (б)

Величину нормальных напряжений по высоте поперечного сечения балок определяли по формуле:

$$\sigma = \varepsilon \cdot E_0, \quad (1)$$

где ε – относительные деформации;

E_0 – модуль упругости древесины вдоль волокон.

Модуль упругости древесины вдоль волокон определялся по результатам испытания балки цельного сечения (Б1) по формуле:

$$E_0 = \frac{23 \cdot \Delta F \cdot l_a^3}{108 \cdot b \cdot h^3 \cdot \Delta u_{cp}}, \quad (2)$$

где ΔF – приращение нагрузки, кН;

l_a – расстояние между центрами опор, см;

b и h – ширина и высота балки соответственно, см;

Δu_{cp} – среднее арифметическое значение приращения прогиба в середине пролета, см.

Анализ результатов экспериментальных исследований

Распределение нормальных напряжений по высоте поперечного сечения испытанных балок (рисунок 3, б) показывает, что в верхнем бруске балок (Б3 и Б4) возникают сжимающие, а в нижней – растягивающие напряжения, т.е. их работа приближается к работе балки (Б1) монолитного сечения. В балке (Б2) в крайних волокнах верхнего бруска, близких к нейтральной оси, появляются растягивающие напряжения, т.е. балка работает как составной элемент. Можно предположить, что смещение нейтральной оси балок (Б3-Б4) по отношению к плоскости соединения брусков между собой способствует повышению несущей способности их по сравнению с балкой (Б2).

Величина коэффициента k_w определялась по формуле:

$$k_w = \frac{\sigma}{\sigma_{ef}}, \quad (3)$$

где $\sigma = (|\sigma_c| + |\sigma_t|)/2$ и $\sigma_{ef} = (|\sigma_c| + |\sigma_t|)/2$ – среднее арифметическое максимальных напряжений сжатия и растяжения в сечении цельного и составного элемента соответственно.

Используя данные рисунка 3,б, получим: $k_w = 0,78; 0,68; 0,80$ соответственно для балки Б2, Б3 и Б4, что практически согласуется с нормируемым значением $k_w = 0,70$ (таблица 7.3 [5]).

Из графиков на рисунке 4 следует, что нарастание прогибов происходило практически равномерно в прямой зависимости от нагрузки. Величина коэффициента k_i , определенная по формуле:

$$k_i = \frac{f}{f_{ef}}, \quad (4)$$

где f и f_{ef} — максимальные прогибы в середине пролета балки цельного и составного элемента соответственно, составила:

$k_i = 0,79$ для балок Б2 и Б3 и $k_i = 0,71$ для балки Б4, что больше нормируемой величины $k_i = 0,45$ (таблица 7.3 [5]).

Сравнительный анализ графиков зависимости деформаций от нагрузки балок Б2-Б4 и балок составного сечения с соединениями, например, на гвоздях и винтах [6] показал, что конструкции с соединениями на МЗП имеют большую жесткость, очевидно, из-за увеличения количества связей на сдвиг на одной и той же площади крепления.

Деформации сдвига брусков относительно друг друга для балок Б2-Б4 составного сечения составили 0,09 мм, что значительно ниже нормируемой величины 1,5 мм [10].

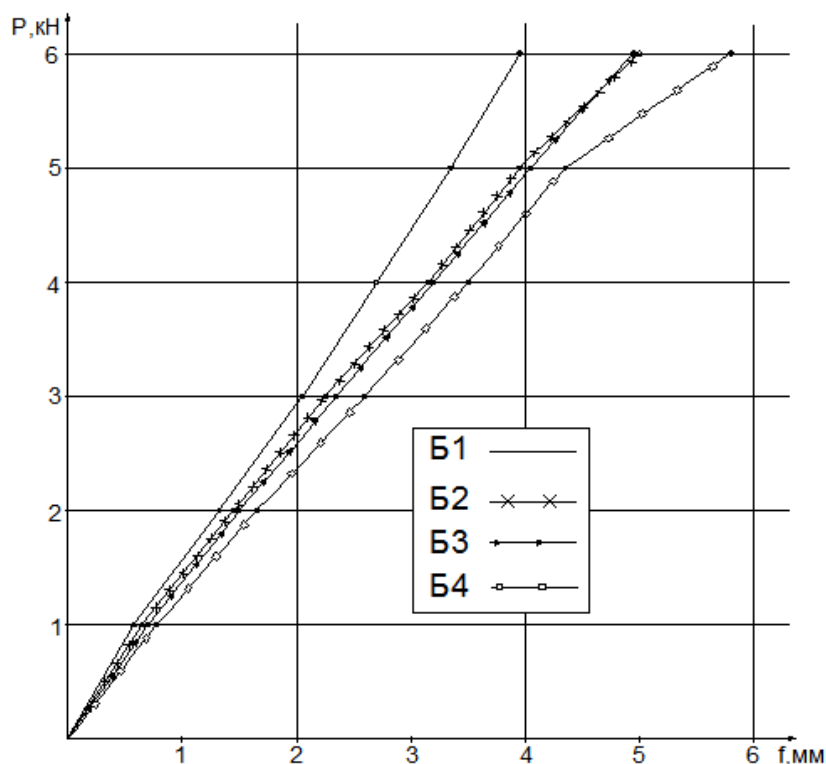


Рисунок 4 – Прогибы балок в середине пролета

Заключение

Проведенные испытания показали, что деревянные балки составного по высоте сечения на МЗП могут конкурировать с составными балками на других видах дискретных связей. Полученные величины коэффициентов k_w к моменту сопротивления поперечного сечения находятся в пределах нормируемой величины $k_w = 0,70$. Коэффициенты k_i к моменту инерции поперечного сечения находятся в пределах 0,71-0,79, что в среднем в 1,67 раза выше нормируемой величины $k_i = 0,45$. Смещение нейтральной оси балок, по отношению к плоскости соединения брусков позволяет повысить несущую способность их по сравнению с балкой, где эти оси совпадают. Проведенные экспериментальные работы поставили ряд задач для дальнейших исследований, а именно:

- изучение влияния шага расстановки МЗП по длине балки на ее несущую способность и деформативность;

-проведение натурных испытаний балок на действие кратковременных и длительных нагрузок.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Шишкин, В.Е. Конструкции из дерева и пластмасс / В.Е. Шишкин – М.: Стройиздат, 1966. - 331с.
2. Зотова, И.М. Жесткость и прочность деревянных клееных балок с наклонно вклеенными стержнями / И.М. Зотова // Исследования в области деревянных конструкций: сб. науч. тр. / ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко; под ред. Л.М. Ковальчука. – М.: 1985. – С.74-82.
3. Линьков, В.И. Исследование конструкции составной балки их цельной древесины / В.И. Линьков // Разработка и совершенствование деревянных конструкций: сб. науч. тр. / ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко: под ред. С.Б. Турковского. – М.: 1989. - С.54-59.
4. Вольф система. Техника со знаком качества. Проспект компании SystembauWolf.
5. Технический кодекс установившейся практики. Деревянные конструкции. Строительные нормы проектирования. ТКП 45 – 5.05 – 146-2009 (02250). - Введ. 01.01.2010. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. 2009. – 63 с.
6. Жук, В.В. Способы повышения несущей способности деревянных чердачных перекрытий / В.В.Жук // Актуальные проблемы инновационной подготовки инженерных кадров при переходе строительной отрасли на европейские стандарты: сб. Междунар. науч. – техн. статей (матер.науч. – метод. конф.), Минск, 26-27 мая 2015 г. / БНТУ; редкол.: В.Ф. Зверев, С.М. Коледа. – Минск: БНТУ, 2015. – С.89-95.
7. Сморгчов, А.А. Исследование работы составных стержней на дискретных связях / А.А. Сморгчов, А.С. Шевелев // Промышленное и гражданское строительство. – 2009. – N1.- С.16-17.
8. Особенности применения и расчета металлозубчатых пластин. MiTek Россия. Технология для деревянных конструкций [Электронный ресурс]. – 2011. – Режим доступа <http://www/mitek.ru/zubchatyeplastiny/plastiny/primenenie-MZP.html> - Дата доступа 15.09.2014.
9. Жук, В.В. Исследование соединений деревянных конструкций на металлических зубчатых пластинах при действии кратковременных нагрузок / В.В. Жук, Д.В. Мелюх // Теория и практика исследований и проектирования в строительстве с применением систем автоматизированного проектирования (САПР): сб. ст. междунар. науч. – техн. конф., Брест, 30-31 марта 2017 года / БрГТУ; редкол. С.М.Семенюк [и др]. – Брест: БрГТУ, 2017. – С.47-50.
10. СП 64.13330.2011. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80. Введ.05.20.2011. – М.: Минрегион России. 2010. – 86с.

ПРОБЛЕМЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ АЗОТСОДЕРЖАЩИХ СОЕДИНЕНИЙ ПОТЕНЦИОМЕТРИЧЕСКИМ МЕТОДОМ В ДОБАВКАХ ДЛЯ БЕТОНОВ

Калыска А.О., Дрозд А.А.

ВВЕДЕНИЕ

В связи с выявлением случаев выделения аммиака из бетона в готовые помещения стали разрабатываться способы их предотвращения. Источником выделений аммиака, очевидно, могут быть составляющие бетона, в частности, химические добавки. Так, с изменением №1 в СТБ 1112-98 [1] появились требования, ограничивающие содержание азотсодержащих соединений в добавках для бетонов. Вместе с требованиями в стандарт была введена методика определения содержания азотсодержащих соединений потенциометрическим методом (далее – методика СТБ) с использованием аммоний-селективного электрода. В работе ставились задачи выявления возможных трудностей при использовании предложенной методики, а также получения данных по типовым добавкам для бетонов, активно применяемым в строительстве с последующим анализом.

МЕТОДИКА ПРОВЕДЕНИЯ АНАЛИЗА И РЕЗУЛЬТАТЫ

Сущность метода заключается в измерении электродвижущей силы (э.д.с.), равной разности электрических потенциалов электродной системы, состоящей из аммоний-селективного электрода и электрода сравнения (хлорсеребряного электрода) [1]. Градуировка используемого прибора (иономер) проводится по растворам NH_4Cl с заданной концентрацией ионов аммония: 0,00005; 0,0001; 0,001 и 0,01 моль/дм³. По полученным значениям э.д.с. электродной системы в данных растворах строится график, по которому в дальнейшем определяется концентрация в исследуемых пробах. При подготовке и апробации методики был выявлен ряд особенностей, которые описаны далее. Параллельно проводился сравнительный анализ методики СТБ и методики определения азотсодержащих соединений в воде и водных растворах, прилагаемой к электроду ЭКОМ-NH₄.

В целом можно сказать, что рассматриваемая методика СТБ больше приспособлена для работы с пробами, представленными в сухом виде. По ней подготовка пробы к анализу проводится растворением навески 2 г добавки для бетонов в дистиллированной воде с доведением до объема 200 мл. И далее, с полученным таким образом раствором, проводятся измерения так же, как и по методике, прилагаемой к электроду. После получения объемной концентрации в методике СТБ проводится пересчет объемной концентрации в массовую, в мг ионов аммония на 1 кг добавки. В таких же единицах представлены и требования СТБ по содержанию азотсодержащих веществ в добавках (не более 100).

Однако добавки для бетонов могут поставляться как в сухом виде, так и в виде растворов. При этом рабочие растворы некоторых добавок можно готовить, растворяя сухую добавку в воде или разбавляя раствор товарной концентрации. А некоторые поставляются только в виде раствора рабочей концентрации. Когда добавка поставляется в виде сухого вещества, никаких вопросов на этапе подготовки к измерениям не возникает. В случае же жидких добавок нет определенности: нужно ли пересчитывать конечный результат на сухое вещество или нет. При получения граничных значений по данному показателю без пересчета на сухое вещество производитель может снизить товарную концентрацию, а необходимую дозировку соответственно увеличить. В бетоне при этом расход добавки останется прежним, а рассматриваемый показатель будет приведен в норму.

Электрод ЭКОМ-NH₄ предназначен для измерения активности (концентрации) ионов аммония в водных растворах, не образующих нерастворимые пленки или осадки на поверхности мембраны [2]. Основная часть применяемых сегодня добавок для бетонов являются водорастворимыми. Однако в современных добавках применяются и полимеры, которые могут подпадать под это ограничение из-за возможности повреждения электрода. Например, в работе [3] авторы исключили одну из добавок при измерениях электродом ЭКОМ-NH₄ в связи с тем, что в ней содержатся органические соединения (полимеры), которые могут вывести его из строя. Более того, далеко не всегда есть возможность узнать состав добавки в достаточной степени, чтобы не повредить электрод при работе с ней.

В методике СТБ ничего не сказано о мешающих ионах при работе с аммоний-селективным электродом. Однако и в паспорте [2] к данному электроду, и в методике к нему [4] перечислены мешающие его работе ионы и соотношение их количества с количеством

определяемых ионов в исследуемой пробе. И указано, что сначала следует определить количество мешающих ионов любым общеизвестным методом (например, спектрофотометрическим) [4]. При этом общеизвестные методы, которыми предлагается определять количество мешающих ионов, дают абсолютное их количество, а не соотношение с искомыми в пробе ионами. Получается «замкнутый круг», когда для определения возможности работы с электродом необходимо знать и концентрацию искомых ионов, и концентрацию мешающих, чтобы узнать количество искомых – надо иметь возможность пользоваться электродом. Поэтому должен быть дан алгоритм действий, направленных на исключение ошибки, обусловленной наличием мешающих ионов.

Мешающими в [2] указаны ионы натрия, водорода, лития, кальция и калия. Они могут присутствовать в значительных количествах в добавках, определение их в интенсивно окрашенных растворах добавок может вызвать сложности. Поэтому вопрос о мешающих ионах так же остается актуальным.

Далее, итоговая формула в методике для определения массовой концентрации ионов аммония X в мг/кг:

$$X = \frac{C \cdot 3,608 \cdot 10^4}{m}$$

где C – молярная концентрация ионов аммония в анализируемой пробе (подготовленной согласно этой же методике), моль/л;

m – масса навески, взятой для анализа добавки, г (2 г).

Подставив сюда установленную норму X=100 мг/кг (согласно Изменению №1 СТБ 1112-98) и массу навески 2 г [1], найдем C:

$$C = \frac{X \cdot m}{3,608 \cdot 10^4} = \frac{100 \cdot 2}{3,608 \cdot 10^4} = 5,54 \cdot 10^{-5} \text{ моль/л или } \text{pNH}_4=4,26.$$

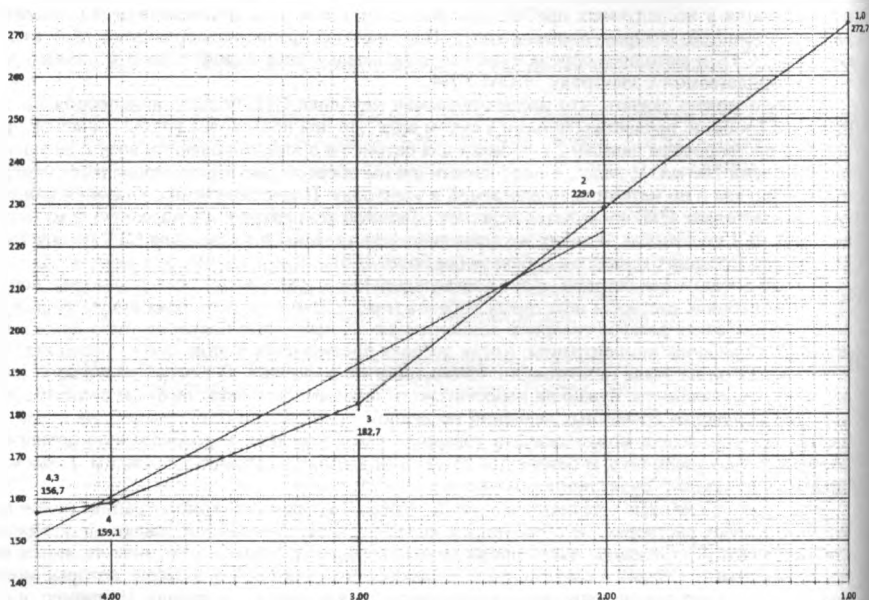


Рисунок 1 – Калибровочный график для электрода «ЭКОМ-НН4» (точка, соответствующая стандартному раствору $\text{pNH}_4=1 - 272,7$ мВ в при построении результирующего линейного графика не учитывалась, согласно методике СТБ)

А это есть практически нижний предел диапазона измерения электрода «ЭКОМ-НН4» (рабочий диапазон по паспорту 4,3-1 pNH_4). При таких обстоятельствах повышается риск

ошибки. Это означает, что небольшие колебания в получаемых показаниях могут приводить к противоположным выводам – то отбраковывая годную (относительно предлагаемой нормы) добавку, то пропуская негодную. К слову, в методике, прилагаемой к электроду, заявленные границы относительной погрешности результатов 10 %. Более того, сравнивать уложившиеся в норму добавки между собой при этом нельзя, потому что результаты необходимо будет констатировать как «ниже предела измерения электрода». В данном случае можно попытаться применить электрод с меньшим паспортным значением нижнего диапазона измерения. Однако изучение характеристик аммоний-селективных электродов, которые удалось найти в продаже, не выявило сильно отличающихся по характеристикам моделей.

На рисунке 1 приведен полученный калибровочный график для электрода ЭКОМ-НН4, построенный по 4 точкам, как того требует методика СТБ. Близкий по значениям график был получен и в работе [3]. Из графика видно, что в нижнем диапазоне измерений проявляется существенное нарушение электродной функции (отклонение от линейной части в области высоких концентраций ионов аммония). Это приводит к тому, что результирующий линейный график, по которому будут производиться измерения исследуемых образцов, «завышает» получаемые значения как раз в зоне нижнего диапазона измерений, в которой и приходится работать. Результирующий же линейный график, построенный по 4 и 5 градуировочным точкам, будет отличаться, хотя в данном случае не существенно.

В работе были исследованы различные добавки, широко применяемые в строительстве. Результаты измерений ряда характерных добавок, а также значения э.д.с. градуировочных растворов представлены в таблице 1.

Таблица 1 – Результаты потенциометрических измерений

1	2	3	4	5
mV	pNH ₄	мг/кг	Усл. обозн. добавки	В каком виде предоставлена добавка
227,4	1,88	24025	1	С
167,8	3,77	304	1	С
160,0	3,90	172	2	С
163,7	3,90	225	2	С
156,5	4,13	133	4	Ж
155,0	4,18	119	3	Ж
149,9	4,34	82	4	Ж
156,2	4,14	130	1	Ж
152,2	4,27	97	2	Ж
158,3	4,08	152	3	Ж
153,0	4,24	103	3	Ж
152,0	4,28	-	Дист. вода	-

Примечания:

- 1) **столбец №1** – значение э.д.с. электродной системы в исследуемом растворе
- 2) **столбец №2** значение концентрации ионов аммония (pNH₄), полученное по градуировочному графику в результате линейной аппроксимации градуировочной кривой по 4 точкам согласно методике СТБ;
- 3) **столбец №3** – полученное значение содержания ионов аммония в мг/кг соответствующее значению концентрации рХ из столбца №2 (т. е. по методике СТБ);
- 4) **столбец №4** - условное обозначение исследуемой добавки; оригинальное коммерческое название добавки не указывается (1 – противоморозные добавки на основе солей, 2 – пластифицирующие добавки на основе нафталинсульфонатов, 3 – пластифицирующие добавки на основе лигносульфонатов, 4 – пластифицирующие добавки на основе поликарбоксилатов);
- 5) **столбец №5** – агрегатное состояние предоставленной для исследований добавки: С – сухое вещество, Ж – жидкость;
- 6) результаты в столбце №3 посчитаны во всех случаях одинаково, т. е. в случае жидкой добавки результат в мг ионов аммония на 1 кг жидкой добавки;
- 7) норма по содержания азотосодержащих соединений по СТБ не более 100 мг/кг

Из таблицы 1 видно, что большинство исследованных образцов не укладываются в норму. При этом исследовались типичные добавки для бетонов различного назначения, успешно применяемые не один год без выявленных проблем с эмиссией аммиака. В целом диапазон

значений содержания азотсодержащих соединений для противоморозных добавок на основе солей (нитрит натрия, формиат натрия и др.) составил 300-24000 мг/кг, для пластификаторов на основе нафталинсульфонатов 90-300 мг/кг, для пластификаторов на основе лигносульфонатов 100-152 мг/кг, для пластификаторов на основе поликарбоксилатов 50-150 мг/кг.

Согласно паспорту на электрод, в анализируемых растворах не допускается содержание ионов натрия в концентрациях, превышающих концентрацию ионов аммония более, чем в 300 раз. А присутствие ионов калия мешает определению уже при равных соотношениях с ионами аммония [2]. Поэтому правильность полученных значений при исследовании, например, добавок на основе натриевых и калиевых солей без дополнительных исследований может быть поставлена под сомнение. В некоторых исследованных добавках (например, сульфат натрия) содержания ионов аммония вовсе не должно было быть, но, тем не менее, полученные потенциометрическим методом значения это не подтвердили. Основной причиной таких результатов предполагается ошибка от действия мешающих ионов.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Представленные особенности методики определения содержания азотсодержащих соединений в добавках для бетона [1], по нашему мнению, не позволяют достоверно проводить измерения и выполнять требования изменения №1 СТБ 1182-98. Основными причинами этому является необходимость определения наличия мешающих ионов и оценки их влияния на результаты, необходимость работы на границе рабочего диапазона электрода и неопределенность при исследовании жидких добавок.

Дополнительных исследований требует также вопрос назначения нормы, ограничивающей содержание ионов аммония в 100 мг/кг. А именно, каким образом такое содержание связано с ПДК по содержанию аммиака в воздухе помещений. Дозировки добавок в бетоне различаются более чем на порядок, а норма установлена одна. Влиять на возможность миграции аммиака из бетона, а также на интенсивность такой гипотетически возможной миграции могут условия твердения (например, различные способы интенсивной тепловой обработки), состав бетонной смеси. Можно предположить, что даже при наличии азотсодержащих соединений в добавке, применение ее в комплексе с другими существующими или специально разработанными добавками не будет вызывать появление аммиака в помещениях. Кроме добавок, которые, к слову, составляют доли процента по массе в бетоне, источником азотсодержащих соединений в бетоне может быть и цемент, и некачественная вода, и загрязненные при транспортировке заполнители. Проблема эмиссии аммиака в готовые помещения не носит массового характера, однако в случае ее возникновения готового общего эффективного решения сегодня нет. Поэтому назначение обоснованной нормы по содержанию азотсодержащих соединений в составляющих бетона является непростой задачей.

Учитывая выше сказанное, необходима методика исследования и оценки проб готовой бетонной смеси или образцов бетона запланированного состава. Работы в этом направлении проводились в УО «БрГТУ» [6] и РУП «Институт НИИСМ» [5] с разработкой, среди прочего, рекомендаций по определению безопасного содержания аммиака в бетоне.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Добавки для бетонов. Общие технические условия: СТБ 1112-98. Изменение №1. – Дата введения: 01.10.2016.
2. Паспорт КДЦТ.418422.002-16ПС Электрод ионоселективный «ЭКОМ-НН4».
3. Халецкая, К.В. Аммиак и его соединения в железобетонных изделиях: обзор аналитических методик и результаты потенциометрического и фотометрического определения / К.В. Халецкая, Н.П. Яловая, Ю.С. Яловая // Вестник Полоцкого государственного университета. – Серия F «Прикладные науки. Строительство». – 2015. - № 8. – С. 88–96.
4. Методика выполнения измерений массовой концентрации ионов аммония в воде и водных растворах потенциометрическим методом с помощью ионоселективных электродов «ЭКОМ-НН4».
5. Реестр научно-исследовательских, опытно-конструкторских и опытно-технологических работ, зарегистрированных в 2014 г. / Под ред. А.Г. Шумилина. – Минск: ГУ «БелиСА», 2015. – 278 с.
6. Реестр научно-исследовательских, опытно-конструкторских и опытно-технологических работ, зарегистрированных в 2015 г. / Под ред. А.Г. Шумилина. – Минск: ГУ «БелиСА», 2016. – 170 с.

USE OF RECYCLING BINDER AS AN EXAMPLE OF REDUCTION CEMENT IN CEMENT COMPOSITES

Katarzyna Kalinowska-Wichrowska

Higher number of people and economic growth imposes an additional load on already limited natural resources and will require maintaining of actions aimed for neutralization of influence on the climate changes. As a key component of concrete the cement plays crucial role in the resource management, therefore the problem of reuse of old grout is an object of research of many scientists due to concrete recycling and recycled materials in the context of their efficient management and environment protection (Bołtryk and Kalinowska-Wichrowska 2016; Kalinowska-Wichrowska 2016; Duan and Poon, 2014).

The goal of research undertaken in this article is to demonstrate the possibility of reuse of binder obtained from concrete recycling as the cement substitute in the cement composites. Reduction of amount of used cement coming from the factory (where most of CO₂ is emitted to the atmosphere during clinker baking) limits emission of that gas. In Table is showed total emission of main air pollutants.

Table 1. Total emission of main air pollutants (GUS 2016)

Specification	2010	2014
	In thousands of tons	
Carbon dioxide	334026	310307
Sulphur dioxide	970	800
Nitrogen oxides	874	723
Carbon oxide	3119	2704
Non-methane organic volatile compounds	949	888
Nature	284	282
Ammonia	274	265
Dusts	462	383

Approximately 60% of total CO₂ emissions from clinker production are released directly as a result of limestone processing. Most of the remaining 40% comes from burning fuel in the furnace in order to achieve the high temperatures necessary for the formation of clinker minerals. Indirect emission from electricity consumption accounts for about 6% of total CO₂ emissions.

1. Object and methodology of own research

1.1. Characteristics of raw materials

- Cement CEM I 42,5R and corresponding to the requirements of standard PN-EN 197-1 Cement – Part 1: Composition, specifications and conformity criteria for common cements. Only the fine aggregate in form of standardized sand has been used for the tests.

- Recycling binder

Due to possible presence of contaminants of “industrial” origin in the recycling binder, which might interfere with obtained tests results, the experiment has been realized with use of secondary binder obtained as a result of processing of previously prepared laboratory samples of cement grouts. The grouts have been prepared from cement and water in w/c ratio: 0.35; 0.45; 0.55 in moulds 4x4x16 cm. After 28 days of curing in the water conditions the samples of grouts have waited for another month in air-dry conditions. Then they have been crushed in the jaw crusher to dimensions of approx. 20 mm. In such form, they have been placed in the thermal furnace to be subjected to baking in temperatures defined in the experiment plan. After that process, the material has been remilled for approx. 20 minutes in micro Deval drum to obtained as high specific surface as possible. During remilling the whole charge consisted of fraction < 0.125 cm and the specific surface oscillated in range of 3500-3800 cm²/g. Figure 1 shows process of preparing recycled binder.

The recipe of cement composites has been assumed as for standard mortars according to PN-EN 196-7: 2009 Methods of testing cement - Part 7: Methods of taking and preparing samples of cement, where w/c ratio = 0.5.



Figure 1. The milling process of preparing recycled binder.

For forming of beams 40x40x160 mm the Portland cement CEM I 42.5R has been used, which 25% (w/w) has been replaced with recycling material. After 28 days of curing in water conditions the samples have been subjected to bending and compression tests. The test results are presented in section 4.

- sand

For making samples, this is a CEN standard sand filter for laboratory testing supplied from KWARCMIX. It is certified to PN-EN 196-1. Sand 2 mm fraction is supplied in bags with a net weight of 1350 ± 5 g and the grains distribution in Table 2.

Table 2. Sand grading

Dimension of square mesh side [mm]	2,00	1,60	1,00	0,50	0,16	0,08
Total residue on the sieve [%]	0	7±5	33±5	67±5	87±5	99±1

1.2. Test methodology

The compression strength testing has been realized for 6 randomly selected beams 4x4x16 cm from each batch according to standard PN-EN 196-1:2006 Methods of testing cement - Part 1: Determination of strength.

The pozzolana activity has been determined according to standard PN-EN 450-1:2009. Flyash for concrete. Part 1: Definition, specifications and conformity criteria.

The percent content of individual sizes of particles in the recycling material after the thermal and mechanical processing has been determined with use of particle size analyser Fritsch Analysette 22 NanoTec plus.

The measurement of surface area according to Blaine in automatic Blaine's Apparatus.

2. Research experiment

2.1. Experiment plan

To determine the influence of thermal processing of recycling binder on selected properties of cement composites the research experiment has been planned, consisting of 9 basic batches and 1 control batch (no. 10) not consisting the recycling binder.

In the experiment two factors (X_1 , X_2) have been taken into consideration, each of three variation levels: X_1 – baking temperature of recycling binder (550, 650, 750 °C);

X_2 – time of baking recycling binder (30; 60; 90 min).

The w/c ratio of old cement paste which was crushed was constant 0,45.

The experiment plan including coded values of variables is presented in table 3.

Table 3. Plan of research experiment

Batch no.	X_1 - baking temp. [°C]		X_2 - time of baking (min)	
	-1	0	-1	0
1	-1	550	-1	0.35
2	-1	550	0	0.45
3	-1	550	1	0.55
4	0	650	-1	0.35
5	0	650	0	0.45
6	0	650	1	0.55
7	+1	750	-1	0.35
8	+1	750	0	0.45
9	+1	750	1	0.55
10	Control batch 100% cement			

2.2. Realization and curing of samples

Batches have been realized with use of automatic laboratory mixer. First the loose components have been weighed and mixed for 5 minutes, then water has been added and mixing lasted another 10 minutes. Such prepared amount of material has been placed in the steel mould allowing for simultaneous forming of three samples of dimensions 4x4x16 cm. Then the samples in the mould have been consolidated on the vibration table. After removing from the mould the samples have been placed in the water basin of temperature of 20°C until realization of proper tests.

3. Results of tests and discussion

The highest results of compression strength have been obtained for the composites including the recycling additive subjected to thermal processing in 650°C (batches 4, 5, 6). The values of obtained strength in those batches equal the results for the control batch (10) without the recycling additive, and in case of batch 6 strength has increased by 7%. According to test method described in PN-EN 450-1:2009 the tested material reveals the pozzolana properties when the compression strength of composite containing 25% of material substituting the cement is 75% of control sample. In tested composites all strength results for batches where the recycling material has been subjected to baking in 650°C and 750°C had revealed the pozzolana properties. Only in batches where the thermal processing of recycling material was 550°C (batches 1, 2, 3) the pozzolana properties have not been activated. It is assumed that in such range of temperatures there is still significant amount of not decomposed portlandite present (Krzywobłocka- Laurów, 1998). The results are shown in figure 3.

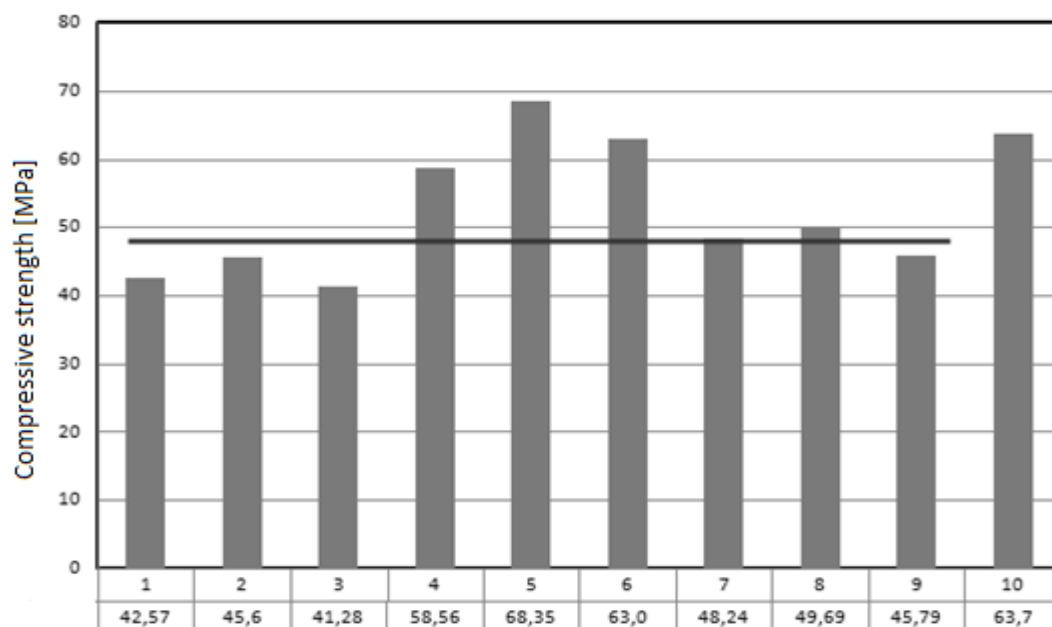


Figure 3. The results of compression strength for cement composites with addition of recycling binder (the horizontal line crosses batches where material has revealed the pozzolana properties)

Beside the temperature factor the realized test examined also the influence of w/c ratio of recycling binder on obtained compression strength of cement composites. As figure 4 shows, changes of time baking in various accompanying baking temperatures had no influence on the compression strength values. Therefore, that factor may be considered insignificant, but it would be confirmed by the statistical analysis omitted in the article.

Lack of influence of variable time of baking recycling material on compression strength results mostly from high processing temperatures and milling degree. As described above, the recycling material after the baking process has been subjected to remilling in the planetary mill down to the specific surface similar to that of cement 42.5 R, and those processes might have had the main impact on such effect.

In the figure 4 is showed the all results of surface area of recycled binders.

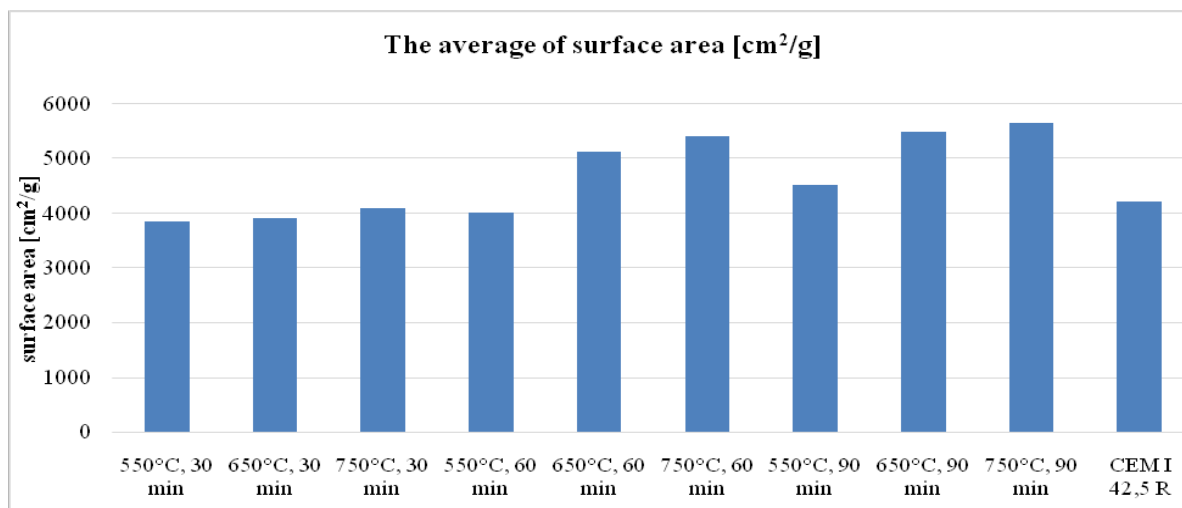


Figure 4. The results of average surface area of recycled binders

The high specific surface area of the material influences the improvement of its binding properties (Jamróży 2015). In the case of recycled binders, the reference material was CEM I 42,5R for which the manufacturer declared a surface area of 4210 g/cm². It has been observed that the recycled binder obtained from the calcination of the fine fraction (crushed cement slurry) at 650°C and 750°C has no significance for its duration, resulting in high surface area values exceeding 5000 cm²/g. During the preparation of recycled binders, it was observed that the thermal treatment at 750°C caused the material to break into larger particles and adhere to the wall of the mill. This was not the case for the preparation of the remaining recycled binders. This is important technical information.

4. Summary

The presented results of tests have confirmed that after suitable processing the tested recycling material reveals the pozzolana properties in composites, influencing the behaviour or even in some case the improvement of compression strength values. The optimum strength parameters and the highest level of pozzolana activity index have been obtained for the baking temperature of 650 degrees. Increasing the processing temperature by 650°C caused drop of strength and pozzolana parameters.

The suitability of tested material as an active additive is also significantly influenced by the milling degree, close to specific surface of cement from which the old grout comes. In realized tests the assumed w/c ratio of recycling material had no influence on the composite strength properties. As the tests results show, the recycling material produced in such way may be successfully used as an alternative for cement.

REFERENCE PUBLICATIONS:

1. Boltryk M. Kalinowska-Wichrowska K. (2016). The cement composites with modified recycled addition, Building and Civil Engineering vol.7 nr 1(2016), s.7-10.
2. Kalinowska-Wichrowska K. Właściwości kompozytów cementowych z recyklingowym dodatkiem mineralnym, W: Energia, Ekologia, Etyka 2016, Wydawnictwo Instytutu Zrównoważonej Energetyki, Kraków 2016, s.122-129.
3. Duan Z.H., Poon C.S. (2014). *Properties of recycled aggregate concrete made with recycled aggregates with different amounts of old adhered mortars*. Materials and Design, vol. 58, 19–29.
4. Główny Urząd Statystyczny, Ochrona Środowiska, Opracowania i informacje statystyczne, Warszawa 2016, s. 220-224.
5. PN-EN 197-1 Cement – Część 1: Skład, wymagania i kryteria zgodności dotyczące cementów powszechnego użytku.
6. PN-EN 196-7: 2009 Metody badania cementu -- Część 7: Metody pobierania i przygotowania próbek cementu.
7. PN-EN 196-1:2006 Metody badania cementu -- Część 1: Oznaczanie wytrzymałości.
8. PN-EN 450-1:2009 Popiół lotny do betonu. Część 1: Definicje, specyfikacje i kryteria zgodności.
9. Krzywobłocka-Laurów R. (1998): *Badania składu fazowego betonu. Instrukcja 357/98*. Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa 1998.
10. Jamróży Z. *Beton i jego technologie*, Warszawa 2015
11. Stowarzyszenie Producentów Cementu, www.polskicement.pl, dostęp 10.11.2016 r.

ОСОБЕННОСТИ КОНСТРУИРОВАНИЯ И РАСЧЕТА ПЛИТНЫХ ФУНДАМЕНТОВ С СИСТЕМОЙ ЗАКРЫТЫХ ПОЛОСТЕЙ В СЛОЖНЫХ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЯХ

Клебанюк Д.Н., Пойга П.С., Сливка Д.Н., Шведовский П.В.

Сегодня, как никогда, становится все актуальней проблема проектирования и строительства многоэтажных и высотных зданий, обусловленная увеличением удельных нагрузок на основания и, соответственно, стоимостью фундаментных конструкций.

Традиционными видами фундаментов, в зависимости от грунтовых условий, при давлении на основание порядка 300-600 кПа являются плитные или плитно-свайные фундаменты с различными вариантами свайной составляющей – сплошные свайные поля, свайные кусты, подкрепляющие и одиночные сваи [1, 2].

Выбор конструкции фундаментов осуществляется на основании технико-экономического сравнения вариантов и зависит от инженерно-геологических условий, физико-механических характеристик несущих слоев грунтов основания, конструктивно-планировочной схемы и взаимодействия здания с грунтовым массивом и окружающей застройкой.

Большинство конструкций плитных фундаментов представляют собой сплошную железобетонную плиту повышенной жесткости (толщиной 0,8 м и более), расположенную под всей площадью здания, при этом нагрузки распределяются по всей площади плиты и передаются на грунты основания, главным образом, через ее подошву.

Применяются на практике и фундаментные плиты переменной толщины с утоньшением в области краев, т.е. тонкостенные площадные конструкции в виде вогнутых или выпуклых, по отношению к грунту, оболочек или плиты с выпуклой поверхностью опирания.

Однако условия взаимодействия таких фундаментов с основанием, при применении их для многоэтажных и высотных зданий, требуют тщательного расчетного обоснования из-за возможного выпора грунта из-под края фундамента, значительных изгибающих усилий в конструкции фундамента, крена и потенциальной возможности потери общей устойчивости здания.

Плитные фундаменты могут проектироваться и в виде балочных и безбалочных бетонных или железобетонных плит, при этом ребра балочных плит могут быть обращены как вверх, так и вниз. Ребра жесткости обычно располагаются по осям зданий и в местах действия максимальных продольных и поперечных сил и изгибающих моментов. Места их пересечения служат для установки колонн каркаса. При необходимости обеспечения большей жесткости фундаментные плиты могут проектироваться коробчатого сечения [3, 4].

Все это позволяет сделать вывод, что при проектировании фундаментов под многоэтажные и высотные здания в сложных инженерно-геологических условиях необходима реализация таких мероприятий, как усиление грунтов в основании, устройство консольных выпусков из фундаментной плиты за пределы контура здания или отсечных стенок-ребер, препятствующих выпору грунта из-под фундаментной плиты, оптимизация схемы передачи нагрузок на основание и др. [4, 5].

Следует отметить перспективность в фундаментостроении, с целью повышения надежности и снижения материалоемкости, использования облегченных плитных фундаментов с системой закрытых полостей, формируемых пустотообразователями – модулями из пустотелых конструкций «Eco-Line» или «Slim-Line», изготавливаемые из вторичного полипропилена и соответственно плитных фундаментов с формированием такой же системы.

Еще более эффективным может быть использование этих конструкций фундаментов в комплексе с облегченными многопустотными дисками перекрытий.

Общий вид плитного фундамента, после формирования системы закрытых полостей из модульных пустотообразователей, приведен на рисунке 1.

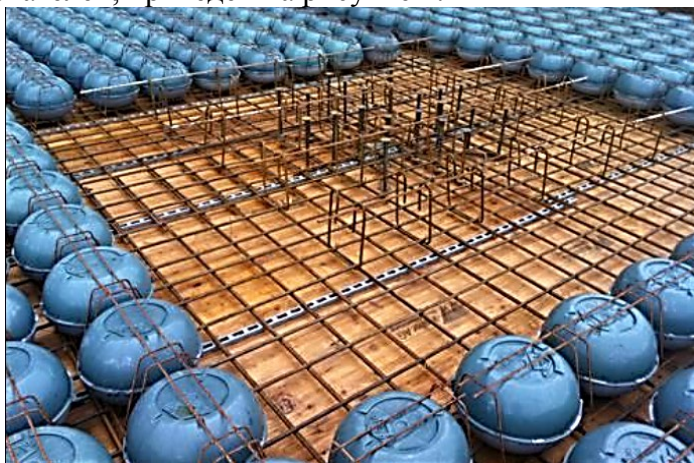


Рисунок 1 – Общий вид плитного фундамента после формирования системы закрытых полостей

С целью определения закономерностей расположения и допустимого объема закрытых полостей были проведены расчеты плитного фундамента для односекционного жилого дома прямоугольной конфигурации с размерами в плане 16×30 м. Фундамент – плитный монолитный железобетонный толщиной 0,7 м. Конструктивная схема здания запроектирована в каркасно-монолитном варианте с монолитными дисками перекрытия. Пространственная жесткость обеспечивается за счет колонн, диафрагм жесткости и трех ядер жесткости (лестнично-лифтовые блоки). Перекрытия и покрытия - облегченные диски с системой закрытых полостей. Стены лифтовых блоков и диафрагм – монолитные, железобетонные. Расчеты выполнялись как для слабых, так и для прочных грунтовых оснований и различной этажности – 10, 22 и 32 этажей.

Расчет был выполнен с применением метода конечных элементов с помощью программного комплекса «Лира-Windows», позволяющий учитывать совместную работу основания, фундамента и вышележащих конструкций здания. Расчетная схема основания была разработана для определения вертикальных коэффициентов жесткости основания, которые использовались для определения напряженно-деформированного состояния системы «основание-фундаменты-верхнее строение» [4, 5, 6].

Анализ изополей напряжений в основании плиты показывает, что этажность существенно влияет как на величину и диапазон напряжений (10 этажей – 0,188-0,287 МПа; 22 этажа – 0,38-0,50 МПа и 32 этажа – 0,54-0,677 МПа), так и их распределение в плане. При этом увеличение этажности нивелирует разность величин напряжений в плане и соответственно для 10-этажного здания соотношение $R_z^{\max} / R_z^{\min} = 1,53$, 22-этажного – 1,32 и 32-этажного – 1,22.

Не менее характерна взаимосвязь этажности зданий с величинами давлений по подошве фундаментов и вертикальных перемещений плиты (осадок). Анализ мозаики и изополей величин давлений по подошве фундаментов (P_z) и вертикальных перемещений (S_z) плиты показывает схожесть влияния этажности на эти величины. Соответственно для 10-ти, 22-ух и 32-ух этажных зданий P_z изменяется в диапазонах – 142-217 кН/м², 287-379 кН/м², и 408-515 кН/м², а S_z – 40-47 мм, 106-120 мм и 175-195 мм. Также следует отметить, что увеличение этажности нивелирует разность величин как давлений по подошве (R_z^{\max} / R_z^{\min} соответственно 1,53; 1,32 и 1,26), так и вертикальных перемещений (S_z^{\max} / S_z^{\min} – соответственно 1,18; 1,13 и 1,11).

Конструирование плитных фундаментов и расчет распределения площади арматуры в верхней и нижней зонах плиты, а также поперечной арматуры вдоль осей x и y позволил определить возможные зоны размещения системы закрытых полостей, как для прочных, так и в случае слабых грунтовых оснований.

Анализ зон возможного размещения систем закрытых полостей, с точки зрения обеспечения прочности и несущей способности плитного фундамента, позволяет отметить следующее:

- для 10-ти этажных зданий площадь системы закрытых полостей может составлять для слабых оснований до 32%, а прочных – до 43% от общей площади плиты;
- для 22-ух этажных зданий соответственно 10,2 и 11,9%, а 32-ух – 1,7 и 2,1%.

На рисунке 2 приведены соответствующие результаты расчетов плитных фундаментов для наиболее широко применяемых в гражданском строительстве 22-этажных жилых зданий.

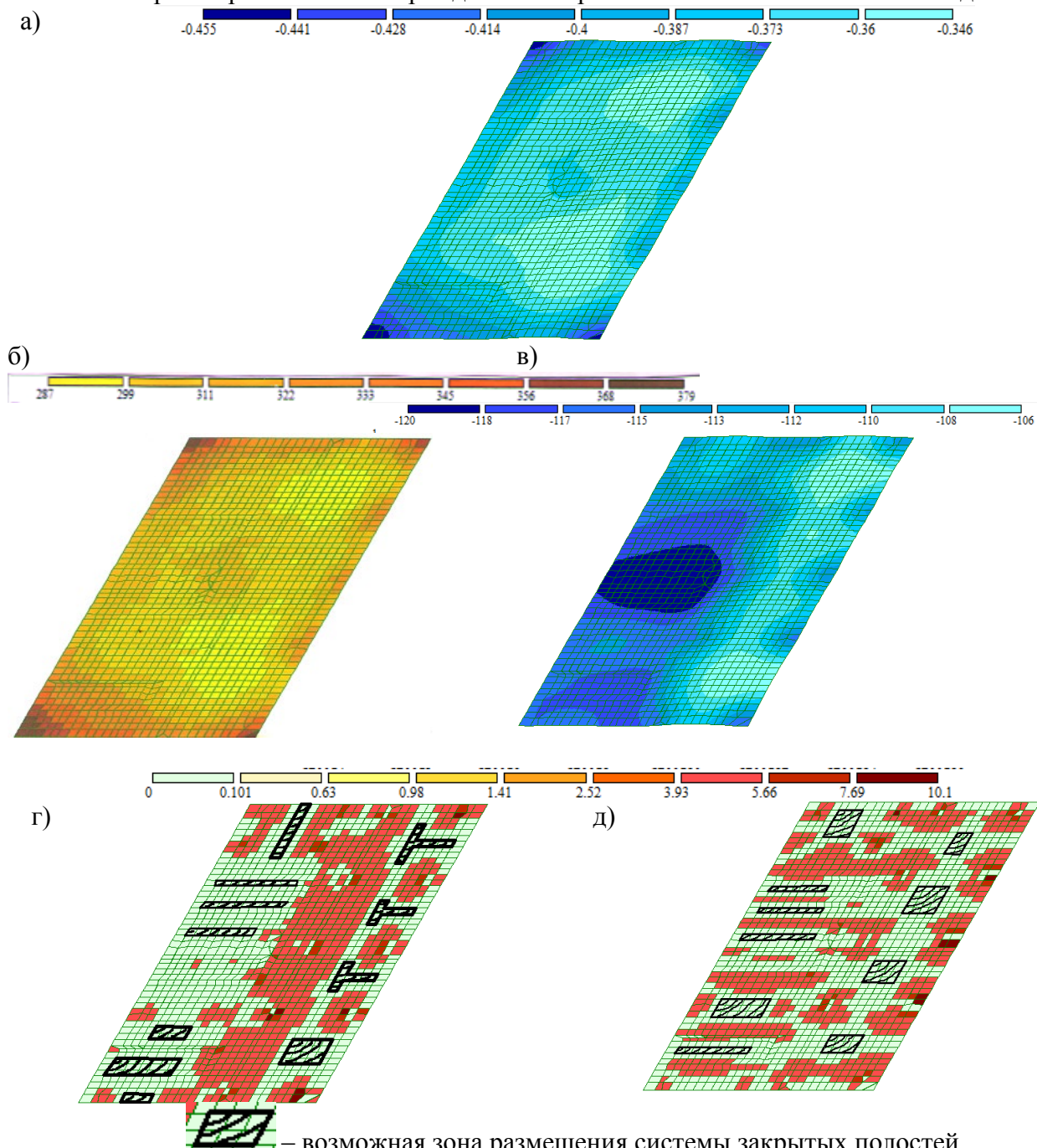


Рисунок 2 – Изополя напряжений в основании плиты (а), осадок (в) и мозаика давлений по подошве плиты (б), зон распределения площади поперечной арматуры вдоль оси x плитного фундамента и возможных зон размещения систем закрытых полостей на естественных (г) и упрочненных (д) основаниях

Аналогичные расчеты плитно-свайных фундаментов для рассматриваемых грунтовых условий показали, что необходимо устраивать свайные поля, либо свайные кусты с размерами в плане, не позволяющими размещать в плите систем закрытых полостей. Расчеты были проведены для свай сечением 0,3×0,3 м длиной 9-12 м.

Очевидно, что инженерное решение вопроса использования систем закрытых полостей, для снижения материалоемкости плитно-свайных фундаментов, находится в плоскости перехода к

забивным сваям большей длины (до 18 м) и более, либо использованию буронабивных свай или выштампованных в грунтах конических свай, т.е. свай устраиваемых в грунте.

Результаты расчетов для экспериментальных проектируемых зданий позволяют отметить, что снижение материалоемкости плитных фундаментов под многоэтажные здания, используя систему закрытых полостей, формируемых пустотообразователями – в виде модулей из пустотелых конструкций «Eco-Line» или «Slim-Line», изготовленных из вторичного полипропилена, эффективно для зданий с этажностью не более 15 этажей.

Большую роль при этом играют особенности грунтовых оснований. Так, если для слабых грунтовых оснований общая площадь системы закрытых полостей не превышает 32% от общей площади плитного фундамента, то для прочных грунтовых оснований она может достигать и 43%. При этажности зданий от 15 до 22 этажей возможная площадь системы закрытых полостей не превышает 11,9% общей площади плиты, при этом прочность грунтового основания особого значения не имеет.

Для зданий с плитно-свайным фундаментом любой этажности предлагаемое техническое решение эффективно только при упрочнении грунтового основания свайными кустами и подкрепляющими сваями высокой несущей способности и ограниченностью площади взаимодействия с плитой.

Анализ особенностей формирования напряженно-деформированного состояния (НДС) плитного фундамента и грунтового основания позволяет отметить, что еще более эффективным будет применение предлагаемого технического решения по снижению материалоемкости и стоимости фундаментов многоэтажных зданий для крупнопанельных зданий из-за специфических особенностей формирования НДС фундаментной плиты и грунтового основания.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Шумятьев, О.А. Фундаменты высотных зданий / О.А. Шумятьев // Вестник ПНИПУ, «Строительство и архитектура». № 4. – М., 2014. – С. 203-245.
2. Ильичёв, В.А. Принципы проектирования оснований и фундаментов высотных зданий, учитывающие их геотехнические особенности / В.А. Ильичёв, В.П. Петрухин, В.И. Шейнин // Современное высотное строительство / ГУН «ИГЦ Москомархитектуры». – М., 2007. – С. 255-261.
3. Тер-Мартirosян, З.Г. Проблемы механики грунтов, оснований и фундаментов при строительстве многофункциональных высотных зданий и комплексов / З.Г. Тер-Мартirosян, В.И. Теличенко, М.В. Королёв // Вестник МГСУ. – 2006. – № 1. – С. 18-27.
4. Оржеховский, Ю.Р. Оптимизация решений плитных фундаментов на неоднородном основании / Ю.Р. Оржеховский // Геотехнические проблемы строительства, архитектуры и геоэкологии на рубеже XXI века. Темиртау, т. 2, 2006. – С. 106-114.
5. Коцюра, И.П. Экспериментальные исследования балочного фрагмента монолитной многопустотной плиты перекрытия / И.П. Коцюра, Е.А. Деркач, Н.Н. Шалобыта // Вестник ГТУ, т. 6, № 2. – 2026. – С. 74-82.
6. Безволев, С.Г. Особенности расчетов оснований и фундаментов зданий и сооружений ММДЦ «Москва-СИТИ» / С.Г. Безволев, О.А. Шулятьев, И.А. Боков, С.О. Шулятьев // Развитие городов и геотехническое строительство. – 2008. – № 12. – С. 223-249.
7. Мирсаяпов, И.Т. Моделирование напряженно-деформированного состояния плитно-свайного фундамента при совместном деформировании с окружающим грунтовым массивом / И.Т. Мирсаяпов, Д.А. Артемьев // Вестник гражданских университетов. – С-Петербург, 2009. – № 2. – С. 121-124.

ОЦЕНКА ПАРАМЕТРОВ ТЕРМОДИНАМИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ В ПОРОВОЙ СРЕДЕ ЦЕМЕНТНОГО КАМНЯ ПРИ ЕГО «ВНУТРЕННЕМ УВЛАЖНЕНИИ»**Кравченко В.В.**

Введение. Развитие технологии бетона долгое время осуществлялось, главным образом, по пути получения все более высокой прочности бетона на сжатие. Выражением нового взгляда на свойства бетонов является изменение терминологии, когда повсеместно в технической литературе начали применять термин «высококачественный бетон» (общепринятое обозначение в мировой практике НРС – High Performance Concrete).

Термин «высококачественный бетон» явился следствием необходимости придания бетону специальных конструктивно-технологических свойств, которые, как правило, не учитывались при проектировании составов традиционных бетонов.

К таким свойствам высококачественного бетона относятся показатели долговечности, проницаемости, плотности, удобоукладываемости и ряд других свойств, в отличие от традиционных бетонов, где ключевым требованием было обеспечение прочностных характеристик.

Основными отличительными признаками высококачественных бетонов, по сравнению с традиционными бетонами, являются:

- повышенная прочность при сжатии (примерно от 60 МПа и более);
- низкое водоцементное отношение (примерно от 0,35 и менее);
- низкая проницаемость.

Вышеперечисленные свойства делают такие бетоны незаменимыми при изготовлении изделий и конструкций, эксплуатируемых в условиях, где ключевым вопросом является обеспечение долговечности.

К сожалению, наряду с преимуществами, у бетонов данной группы имеются и существенные недостатки. В первую очередь это – появление микротрещин в структуре твердеющего бетона, особенно в раннем возрасте. Причиной возникновения микротрещин является возникновение и развитие в твердеющей структуре бетона аутогенной усадки.

Несколько десятков лет назад многим исследователям этот факт показался бы, по меньшей мере, странным, поскольку плотная структура бетона с незначительной открытой капиллярной пористостью является надежной защитой от потерь влаги в окружающую среду и развития деформаций физической усадки.

Однако, комплексная оценка процессов структурообразования цементного камня, позволила выявить еще одну причину развития усадочных деформаций – при низком водоцементном отношении количества свободной воды в твердеющей структуре цементного камня недостаточно для полной гидратации цемента.

Уже в начальный период твердения значительная ее часть переходит в химически связанное состояние, а в обезвоженных порах возникает капиллярное давление – основная предполагаемая причина возникновения деформаций аутогенной усадки.

Таким образом, в конструкциях, изготавливаемых из высококачественных бетонов, на смену физической усадке пришли деформации, обусловленные процессом «самовысыхания» структуры – деформации аутогенной усадки.

Механизм возникновения аутогенной усадки. В настоящее время в исследовательском сообществе существует предположение о трех основных причинах, вызывающих деформацию аутогенной усадки в цементном камне:

- возникновение и развитие капиллярного давления в порах цементного камня;
- изменение поверхностной энергии частиц твердой фазы цементного камня;
- изменение расклинивающего давления адсорбированной воды, находящейся между частицами твердой фазы цементного камня.

Возникновение и развитие капиллярного давления обусловлено появлением криволинейных менисков на границе раздела жидкой и газообразной фаз в поровой среде цементного камня. Процесс образования менисков является следствием возникновения газообразной фазы в поровой среде цементного камня, основной причиной которой является химическая усадка, которая возникает в процессе гидратации цемента.

Капиллярное давление, возникающее в капиллярных порах, определяется как разница давлений над и под искривленной поверхностью мениска:

$$p_c = p_g - p_w \quad (1)$$

где p_c – капиллярное давление, возникающее в поровой среде;

p_g – давление газообразной фазы в поровой среде;

p_w – давление жидкой фазы в поровой среде.

Если поверхность стенок капилляра смачивает вода, это обуславливает образование вогнутой поверхности менисков, которые вызывают отрицательное гидростатическое давление в поровой жидкости, так как у поверхности такого мениска давление внутри жидкости меньше, чем давление газа над поверхностью жидкости.

Поэтому в поровой жидкости будут действовать растягивающие напряжения, обусловленные силами поверхностного натяжения воды на границе раздела фаз «жидкость – газ», которые будут уравниваться действием сжимающих напряжений в твердой фазе цементного камня [1].

Действие сжимающих напряжений приводит к всестороннему обжатию твердой фазы цементного камня и уменьшению его первоначального объема, т.е. к возникновению усадочных деформаций.

Капиллярное давление может быть определено на основании закона Лапласа:

$$p_c = \frac{2 \cdot \gamma_{12} \cdot \cos \vartheta}{r_m}; \quad (2)$$

$$r_m = r_c - \delta_{ads}, \quad (3)$$

где p_c – капиллярное давление, действующее в поровой среде;

γ_{12} – поверхностное натяжение воды на границе раздела фаз «жидкость – газ»;

r_m – радиус мениска;

ϑ – краевой угол смачивания;

r_c – радиус капилляра с мениском;

δ_{ads} – толщина слоя адсорбированной воды на поверхности капилляра.

Изменение толщины слоя воды, адсорбированной на поверхности стенок капилляра приводит к изменению поверхностной энергии частиц твердой фазы цементного камня.

Процесс адсорбции молекул воды на поверхности частиц твердой фазы приводит к увеличению их поверхностной энергии и возникновению деформации расширения, в то время как десорбция молекул воды соответственно приводит к уменьшению поверхностной энергии и возникновению усадочной деформации цементного камня [2].

На изменение поверхностной энергии частиц твердой фазы оказывают влияние только три первых слоя молекул адсорбированной воды. Наружные слои молекул адсорбированной воды связаны с поверхностью частиц относительно слабыми силами, и на изменение поверхностной энергии не оказывают практически никакого влияния [3].

В работе [4] предложено учитывать изменение поверхностной энергии частиц твердой фазы цементного камня на границе раздела фаз «твердое тело – жидкость» и «твердое тело – газ» через дополнительное давление, возникающее в поровой среде цементного камня, которое в свою очередь зависит от капиллярного давления, действующего в его поровой среде:

$$p_U = \int_{S_{w,p}}^1 p_c \cdot dS, \quad (4)$$

где p_U – давление, возникающее в поровой среде при изменении поверхностной энергии частиц твердой фазы цементного камня;

$S_{w,p}$ – степень насыщения пор влагой.

В классическом определении расклинивающее давление – это избыточное давление в тонком слое воды или газа, разделяющем две фазы тела.

Проявление расклинивающего давления в поровой среде цементного камня наблюдается там, где расстояние между поверхностями частиц твердой фазы меньше чем в два раза общей толщины слоя воды, адсорбированной на их поверхностях [3].

Такая область пор цементного камня по данным [2] называется областью затрудненной адсорбции.

По данным [5] расклинивающее давление адсорбированной воды между частицами твердой фазы – результат взаимодействия молекулярных Ван-дер-Ваальсовых сил, электростатических сил двойного электрического слоя и структурных сил, которые иногда называют «гидратационными» силами.

По гипотезам, указанным в работах [2] и [6], потребление свободной воды в процессе гидратации происходит из капиллярных пор. Для того, чтобы было обеспечено термодинамическое равновесие внутри поровой структуры цементного камня, молекулы воды, адсорбированной на стенках капилляров, распределяются в капиллярной жидкости, а молекулы адсорбированной воды, находящейся в области затрудненной адсорбции, соответственно адсорбируются в зонах свободной адсорбции на стенках капилляров.

Этот процесс диффузии воды в конечном итоге уменьшает не только значение расклинивающего давления адсорбированной воды, находящейся в области затрудненной адсорбции, но также область его действия между частицами твердой фазы, что приводит к сокращению расстояния между частицами твердой фазы, т.е. приводит к возникновению усадочных деформаций.

В работе [7] значение расклинивающего давления в поровой среде цементного камня предложено оценивать по следующей зависимости:

$$p_{\pi} = p_{\pi,0} \cdot \exp \left[-\frac{2 \cdot \delta_{ads}}{\lambda} \right], \quad (5)$$

p_{π} – расклинивающее давление;

$p_{\pi,0}$ – номинальное расклинивающее давление, которое определяется экспериментально, по данным [7] принимается равным 4500 МПа.

λ – расстояние между частицами твердой фазы цементного камня, при котором проявляется наибольшее действие расклинивающего давления, по данным [7] принимается равным 0,95 нм.

Как видно зависимости (2), (4) и (5) являются функциями двух основных аргументов – радиуса капилляра с мениском r_c и толщины слоя воды, адсорбированной на поверхности стенок капилляров δ_{ads} .

На основании положений классической теории термодинамики используя физические законы Рауля и Кельвина, можно получить уравнение для определения радиуса мениска [4, 8]:

$$\ln \left(\frac{RH}{a_w} \right) = -\frac{2 \cdot \gamma_{12} \cdot M_w}{r_m \cdot \rho_w \cdot R \cdot T}, \quad (6)$$

где RH – относительная влажность поровой среды цементного камня;

a_w – активность воды в поровом растворе;

M_w – молярная масса воды;

ρ_w – плотность воды;

R – универсальная газовая постоянная;

T – температура в поровой среде цементного камня.

Толщина слоя адсорбированной воды зависит от значения относительной влажности в поровой среде цементного камня.

Для определения толщины слоя адсорбированной воды, как функции относительной влажности поровой среды, может быть принята зависимость, предложенная в работе [9], которая выведена на основе положений теории полимолекулярной адсорбции:

$$\delta_{ads} = \frac{5,25 \cdot 10^{-9} \cdot RH}{\left(1 - \frac{RH}{RH_{S_{w,p}=1}}\right) \cdot \left(1 - \frac{RH}{RH_{S_{w,p}=1}} + 15 \cdot RH\right)}, \quad (7)$$

где $RH_{S_{w,p}=1}$ – относительная влажность, соответствующая полностью насыщенным влагой порам.

В практических расчетах величину относительной влажности, соответствующей полностью насыщенным влагой порам, можно принять равной 100%.

Анализируя совместно зависимости (2)-(7), можно сделать вывод, что основным фактором, оказывающим влияние на указанные механизмы возникновения аутогенной усадки является значение относительной влажности в поровой среде цементного камня, уменьшение значения которой приводит к увеличению значения каждой ранее рассмотренной компоненты давления, действующего в поровой среде, что в свою очередь соответственно приводит к увеличению значения аутогенной усадки.

По данным исследований развитие химической усадки в цементном камне сопровождается постепенным уменьшением относительной влажности в его поровой структуре [3, 10]. Процесс постепенного уменьшения относительной влажности в поровой структуре принято называть «самовысыханием» структуры цементного камня (англ. – self-dessication).

В итоге аутогенную усадку можно охарактеризовать как объемную деформацию изолированной цементной композитной системы, возникающую вследствие процесса «самовысыхания» ее структуры и обусловленную возникновением и развитием химической усадки.

Концепция «внутреннего увлажнения». Для уменьшения деформации аутогенной усадки в технологии бетона в настоящее время активно применяется концепция «внутреннего увлажнения» (англ. – internal curing).

В соответствии с терминологией ACI Committee 308 под «внутренним увлажнением» подразумевается процесс, при котором гидратация цемента происходит с участием дополнительной воды, доступной для реакций гидратации, но не являющейся частью воды затворения [11].

В рамках концепции «внутреннего увлажнения» требуемое количество дополнительной воды резервируется в специальном компоненте, который служит в качестве так называемого «увлажняющего агента».

При изготовлении бетонной смеси «увлажняющий агент» распределяется в ее структуре, создавая таким образом внутренний источник воды, которая затем в процессе твердения бетона активно мигрирует в его поровую среду, заполняя водой образующиеся обезвоженные поры.

В качестве «увлажняющего агента» в настоящее время применяются:

– мелкие фракции природных или искусственных легких пористых заполнителей с требуемыми сорбционными свойствами;

– адсорбирующие полимеры, выпускаемые под различными торговыми марками.

Дополнительная вода, зарезервированная в «увлажняющем агенте», мигрируя и заполняя образующиеся обезвоженные поры в цементном камне, приводит к увеличению значения относительной влажности в поровой среде цементного камня в процессе твердения, по сравнению со значением относительной влажности в его поровой среде без применения «увлажняющего агента», что в свою очередь приводит к уменьшению значения аутогенной усадки.

Геометрическая модель поровой структуры цементного камня. В основе принятой геометрической модели пор лежат положения о строении поровой структуры цементного камня, представленные в работах К. Маекава [и др.] [12].

Модель К. Маекава [и др.] предлагает рассматривать общую пористость цементного камня как сумму объемов капиллярных пор, пор геля и межслоевых пор геля, которая в виде математической зависимости определяется следующим образом:

$$\phi_t = \phi_c + \phi_g + \phi_r, \quad (8)$$

где ϕ_t , ϕ_c , ϕ_g , ϕ_r – соответственно относительный объем общей, капиллярной, гелевой и межслоевой пористости в цементной матрице.

Поскольку свойства материала, обусловленные его пористостью, зависят не только от общего объема пор, но и от строения порового пространства, модель поровой структуры должна отражать характер распределения пор по размерам.

Распределение пор по размерам для капиллярных и гелевых пор в модели К. Маекава [и др.] предложено аппроксимировать по упрощенным функциям распределения Raleigh–Ritz (рис. 1):

$$V_i = 1 - \exp[-B_i \cdot r]; \quad (9)$$

$$dV_i = B_i \cdot r \cdot \exp[-B_i \cdot r] \cdot d \ln r, \quad (10)$$

где V_i – объемная доля пористости, ограниченная заданным размером пор, [-];

B_i – параметр распределения пористости;

r – размер (радиус) пор.

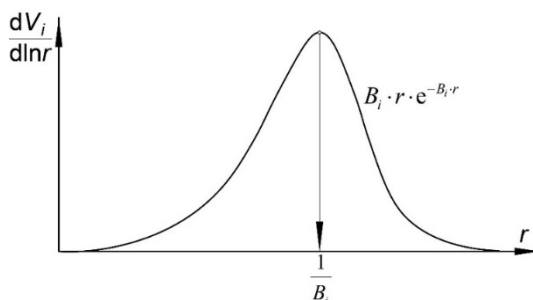


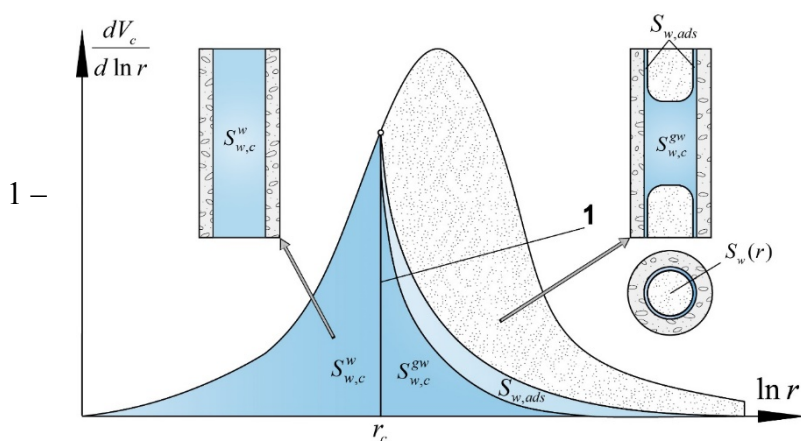
Рисунок 1. Вид функции дифференциального распределения пор в модели К. Маекава [и др.]

Параметр распределения B_i характеризует расположение (координату) пика (экстремума) дифференциальной кривой на логарифмической шкале радиусов пор.

Параметр распределения B_i определяется по методике указанной в [3, 4].

Моделирование параметров термодинамического состояния поровой среды цементного камня. Основными параметрами термодинамического состояния в поровой среде цементного камня являются: относительная влажность, размер (радиус) капилляра с мениском и толщина слоя адсорбированной воды.

Для выполнения условия термодинамического равновесия в поровой структуре цементного камня в произвольный момент времени все поры размером (радиусом) меньше чем r_c будут полностью заполнены свободной водой, остальная часть объема пор будет заполнена свободной, адсорбированной водой и газом [12] (рис. 3).



С увеличением степени гидратации, координата раздела фаз будет смещаться в сторону уменьшения значения r_c .

граница раздела фаз «жидкость – газ»

Рисунок 2. Распределение воды в поровом пространстве цементного камня

Степень насыщения капиллярных пор влагой исходя из условия термодинамического равновесия в поровой

структуре, определяется по следующей зависимости:

$$S_{w,p} = S_{w,c}^w + S_{w,c}^{gw} + S_{w,ads}, \quad (11)$$

где $S_{w,c}^w$ – объемная доля поровой влаги, полностью заполняющей капиллярные поры;

$S_{w,c}^{gw}$ – объемная доля поровой влаги, частично заполняющей капиллярные

$S_{w,ads}$ – объемная доля поровой влаги, адсорбированной на стенках капилляров.

Объемную долю поровой влаги, полностью заполняющей капиллярные поры, можно определить исходя из дифференциальной функции распределения капиллярной пористости [12]:

$$S_{w,c}^w = \int_0^{r_c} \frac{dV_c}{d \ln r} \cdot d \ln r = \int_0^{r_c} dV_c, \quad (12)$$

где r_c – радиус капилляра с мениском;

$\frac{dV_c}{d \ln r}$ – дифференциальная функция распределения капиллярной пористости.

Объемная доля поровой влаги, частично заполняющей капиллярные поры, по данным [12] может быть определена в зависимости от объемной доли, полностью заполняющей капиллярные поры:

$$S_{w,c}^{gw} = -S_{w,c}^w \cdot \ln(S_{w,c}^w). \quad (13)$$

В свою очередь объемная доля поровой влаги, адсорбированной на стенках капилляров, по данным [12] определяется в зависимости по степени заполнения влагой обезвоженных пор:

$$S_{w,ads} = \int_{r_c}^{\infty} S_w(r) \cdot dV_c, \quad (14)$$

где $S_w(r)$ – степень заполнения влагой пор размером (радиусом) r .

Степень заполнения влагой обезвоженных капиллярных пор определяется по следующей зависимости [12]:

$$S_w(r) = 1 - \left(\frac{r - \delta_{ads}}{r} \right)^2 \approx \frac{2 \cdot \delta_{ads}}{r}, \quad (15)$$

где r – радиус единичной обезвоженной поры.

После подстановки (15) в (14) зависимость для определения значения $S_{w,ads}$ примет следующий вид:

$$S_{w,ads} = 2 \cdot \delta_{ads} \cdot \int_{r_c}^{\infty} \frac{dV_c}{r}. \quad (16)$$

Исходя из баланса фаз, заполняющих поровое пространство цементной матрицы, степень насыщения капиллярных пор влагой – это отношение количества жидкой фазы, находящейся в поровом пространстве (свободной и адсорбированной воды, а также дополнительной воды, полученной в результате внутреннего увлажнения) к общему объему пор:

$$S_{w,p} = \frac{(V_{w,c} + V_{w,ads}) + V_{w,ic}}{\phi_c}, \quad (17)$$

где $V_{w,c}$ – относительный объем свободной воды в цементной матрице;

$V_{w,ads}$ – относительный объем адсорбированной воды в цементной матрице;

$V_{w,ic}$ – относительный объем дополнительной воды.

В произвольный момент времени относительный объем капиллярной пористости можно определить исходя из объемов фаз, заполняющих поровую структуру цементного камня – свободной, адсорбированной воды и газа (рис. 2):

$$\phi_c = V_{w,c} + V_{w,ads} + V_g, \quad (18)$$

где V_g – относительный объем газообразной фазы в цементной матрице.

В произвольный момент времени суммарный объем свободной и адсорбированной воды, можно определить исходя из баланса объемов воды, находящейся в цементной матрице:

$$V_{w,c} + V_{w,ads} = V_{w,0} - V_{w,ne} - V_{w,g}, \quad (19)$$

где $V_{w,0}$ – начальный относительный объем воды в цементной матрице;

$V_{w,ne}$ – относительный объем химически связанной воды в цементной матрице;

$V_{w,g}$ – относительный объем воды цементного геля в цементной матрице.

Принимая равным, что объем газообразной фазы, заполняющей обезвоженные поры, равен объему химической усадки, получим окончательную зависимость для определения объема капиллярной пористости:

$$\phi_c = (V_{w,0} - V_{w,ne} - V_{w,g}) + \varepsilon_{ch}, \quad (20)$$

где ε_{ch} – относительный объем химической усадки в цементной матрице.

Поочередно подставляем (12) в (13), затем (12), (13), (16) в (11), после чего из (19) и (20) получаем выражение $V_{w,c} + V_{w,ads} = \phi_c - \varepsilon_{ch}$, которое подставляем в (17), в результате чего окончательно получим следующее уравнение термодинамического равновесия в поровой среде цементного камня:

$$\left(\int_0^{r_c} dV_c \right) \cdot \left(1 - \ln \left(\int_0^{r_c} dV_c \right) \right) + 2 \cdot \delta_{ads} \cdot \int_{r_c}^{\infty} \frac{dV_c}{r} = 1 - \frac{\varepsilon_{ch} - V_{w,ic}}{\phi_c}. \quad (21)$$

Уравнение (21), совместно с зависимостями (6) и (7) образуют систему уравнений для определения необходимых параметров термодинамического состояния в поровой среде цементного камня.

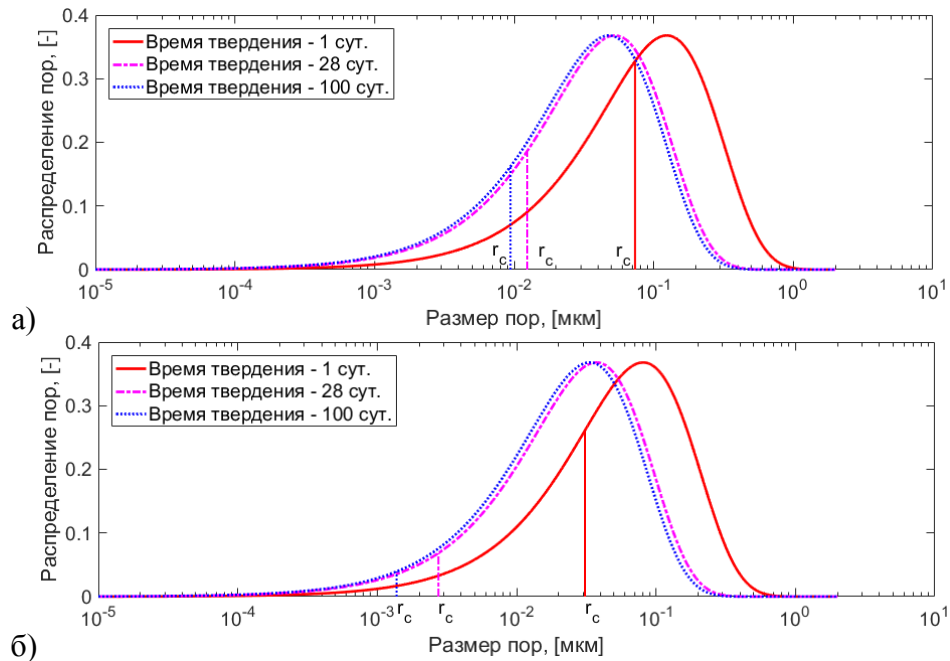


Рисунок 4. Изменение размера капилляра с мениском в поровой структуре цементного камня при $W/C=0,4$ (а) и $W/C=0,25$ (б) (определено по исходным данным [13])

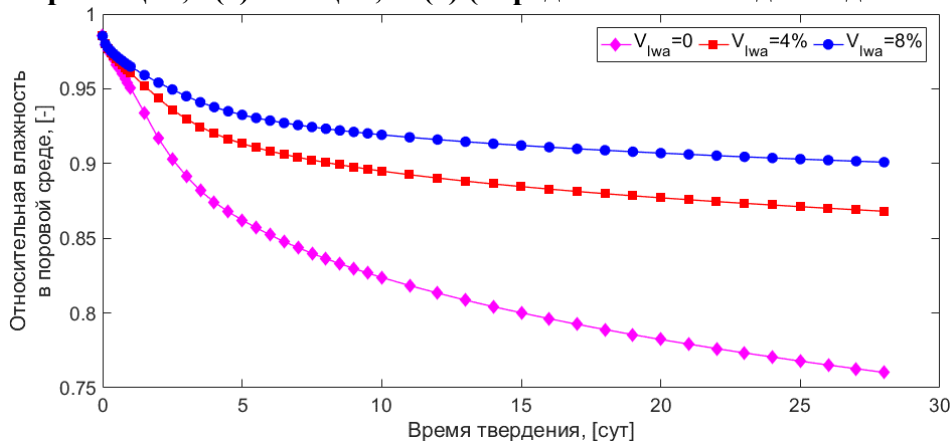


Рисунок 5. Изменение относительной влажности в поровой среде цементного камня при следующих параметрах: В/Ц=0,3 и относительном объеме предварительно насыщенного пористого заполнителя V_{lwa} (определено по исходным данным [20])

Заключение. Рассмотрены основные положения по моделированию параметров термодинамического состояния поровой среды цементного камня в процессе гидратации, с учетом применения концепции «внутреннего увлажнения» структуры цементного камня.

Полученные при моделировании параметры в дальнейшем могут быть использованы при разработке модели для прогнозирования деформативных характеристик цементных композитных систем, содержащих предварительно насыщенный пористый заполнитель, в рамках концепции «внутреннего увлажнения».

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Powers, T.C. Mechanisms of shrinkage and reversible creep of hardening cement paste / T.C. Powers // Structure of Concrete and Its Behaviour Under Load: Proceedings of an International Conference, London, September 1965 / Cement and Concrete Association. – London, 1965. – P. 319-344.
2. Powers, T.C. The thermodynamics of volume change and creep / T.C. Powers // Matériaux et Construction. – 1968. – Vol. 1, iss. 6. – P. 487-507.
3. Lura P. Autogenous shrinkage in high-performance cement paste: An evaluation of basic mechanisms / P. Lura, O.M. Jensen, K. Van Breugel // Cement and Concrete Research. – 2003. – Vol. 33, iss. 2. – P. 223-232.
4. Coussy, O. The equivalent pore pressure and the swelling and shrinkage of cement-based materials / O. Coussy, P. Dangla, T. Lassabatère, V. Baroghel-Bouny // Materials and Structures. – 2004. – Vol. 37, iss. 1. – P. 15-20.
5. Ferraris, C.F. Shrinkage mechanisms of hardened cement paste / C.F. Ferraris, F.H. Wittmann // Cement and Concrete Research. – 1987. – Vol. 17, iss. 3. – P. 453-464.
6. Wittmann, F.H. Interaction of Hardened Cement Paste and Water / F.H. Wittmann // Journal of the American Ceramic Society. – 1973. – Vol. 56, iss. 8. – P. 409-415.
7. Maruyama, I. Origin of Drying Shrinkage of Hardened Cement Paste: Hydration Pressure / I. Maruyama // Journal of Advanced Concrete Technology. – 2010. – Vol. 8, iss. 2. - P. 187-200.
8. Grasley, Z.C. Desiccation shrinkage of cementitious materials as an aging, poroviscoelastic response / Z.C. Grasley, C.K. Leung // Cement and Concrete Research. – 2011. – Vol. 41, iss. 1. – P. 77-89.
9. Hillerborg, A. A modified absorption theory / A. Hillerborg // Cement and Concrete Research. – 1985. – Vol. 15, iss. 5. – P. 809-816.
10. Jensen O.M. Autogenous deformation and change of the relative humidity in silica fume modified cement paste, / O.M. Jensen, P.F. Hansen // ACI Materials Journal. – 1996. – Vol. 93, iss. 6. – P. 539-543.
11. Report on Internally Cured Concrete Using Prewetted Absorptive Light-weight Aggregate: ACI Committee 308/ American Concrete Institute. – ACI, 2013. – 12 P. – ACI (308-213) R-13.
12. Maekawa, K. Multi-Scale Modeling of Structural Concrete / K. Maekawa, T. Ishida, T. Kishi. – New York; London: CRC Press, 2008. – 658 P.

Кузьмич П.М., Милашук Е.С.

Теорией сетевого планирования событие определяется как факт окончания одной или нескольких операций (работ) необходимый и достаточный для начала последующих операций (работ). Из данного определения вытекает, что длительность события в расчетах принимается равной нулю. Данное утверждение можно рассматривать как ложное, вытекающее из предположения, что продолжительность события стремится к нулю. В действительности же очевидно, что факт окончания одной операции и начала другой операции не может происходить и, как правило, не происходит мгновенно. При расчете временных параметров сетевой модели это обстоятельство в определенной степени учитывается лишь на цепочках событий формируемых операциями (работами) не критического пути [1,2,3,4]. В работах предлагаются подходы, направленные на устранение данного недостатка существующих методик расчета временных параметров сетевых моделей. Но в основе этих подходов лежит предположение о том, что сроки свершения событий подчиняются тем же закономерностям, что и продолжительности работ (операций). При сопоставлении результатов расчетов по упомянутым методикам [2, 3, 4] с фактическими данными по ряду уже реализованных проектов становится очевидно, что расчетные данные оказываются несколько завышенными.

В качестве возможных вариантов можно предложить задавать длительность событий:

1. в виде некоторой «константы», одинаковой для всех событий;
2. в виде случайной величины из диапазона продолжительностей предшествующих данному событию работ (операций);
3. экспертно или на основе статистических данных в зависимости от видов стыкуемых операций (работ) или с учетом организационного уровня исполнителей завершающих выполнение предшествующих работ (операций) и приступающих к выполнению последующих операций (работ).

Данные подходы, во-первых, требуют определенного статистического материала, а, во-вторых, не учитывают то существенное обстоятельство, что сроки свершения событий начиная с начального и до завершающего увеличиваются в зависимости не только от суммы продолжительностей работ, предшествующих данному событию, но и от множества других факторов (организационного уровня исполнителей, погодных условий, форс-мажорных обстоятельств и т.п.).

С учетом изложенного предлагается устанавливать сроки свершения событий, учитывая, во-первых, ранг события, во-вторых, влияние случайных факторов на эти события. Ранг события можно определить как номер события в ветви графа данной сетевой модели.

При расчете временных параметров продолжительность работ выбирается из диапазона $0,5t \div 1,5t$, что соответствует высокому организационному уровню исполнителей [1], с использованием генератора случайных чисел (ГСЧ). Нижний диапазон свершения события (T_n) определяем в соответствии с методикой, изложенной в [2] и [4]. Верхний диапазон свершения события (T_v), в зависимости от способа присвоения рангов событиям, определяем по следующим формулам:

$$T_v = T_n \cdot \left(1 + \frac{n_i}{n}\right) \cdot k \quad (1)$$

в том случае, когда самый низкий ранг, равный 1, присваивается начальному событию, а завершающему самый высокий;

$$T_v = T_n \cdot \left(1 + \frac{n-n_i}{n}\right) \cdot k \quad (2)$$

в том случае, когда завершающему событию присваивается самый низкий ранг, равный 1, а начальному событию присваивается самый высокий ранг, соответствующий количеству уровней графа сетевой модели;

где n_i - ранг события в соответствующей ветви графа сетевой модели;

n - количество уровней в соответствующей ветви графа сетевой модели;

k - приоритет события (устанавливается индивидуально).

С использованием ГСЧ срок свершения события выбираем в диапазоне от $T_{н}$ до $T_{в}$.

По данной методике выполнен расчет сетевой модели с исходными данными, приведенными на рисунке 1. На рисунке 2 представлен результат расчета сетевого графика с детерминированными временными параметрами работ и «нулевой длительностью» событий. Выполним расчет сетевого графика с учетом влияния рангов событий по предлагаемой методике. Для этого строим граф сетевой модели (рисунок 3). Принимаем, что в проекте участвуют исполнители с высоким организационным уровнем, то есть продолжительность работ находится в диапазоне от $0,5t$ до $1,5t$.

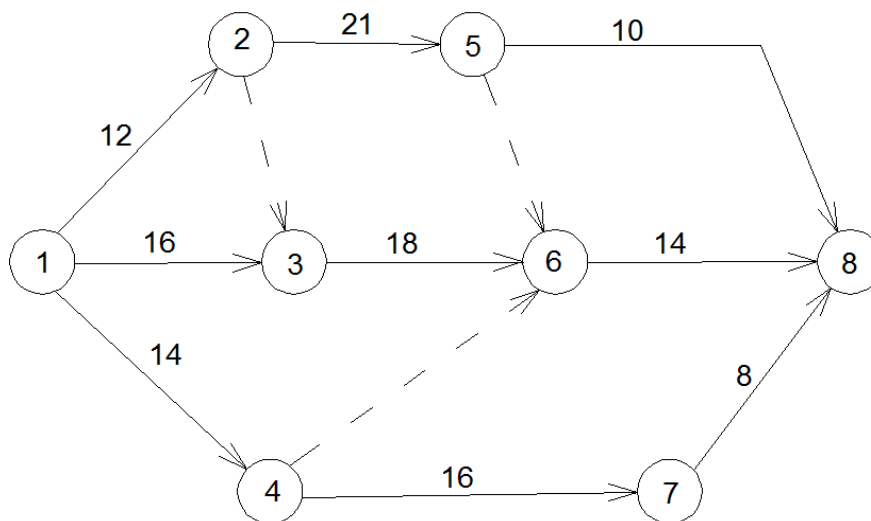


Рисунок 1 – Исходный сетевой график

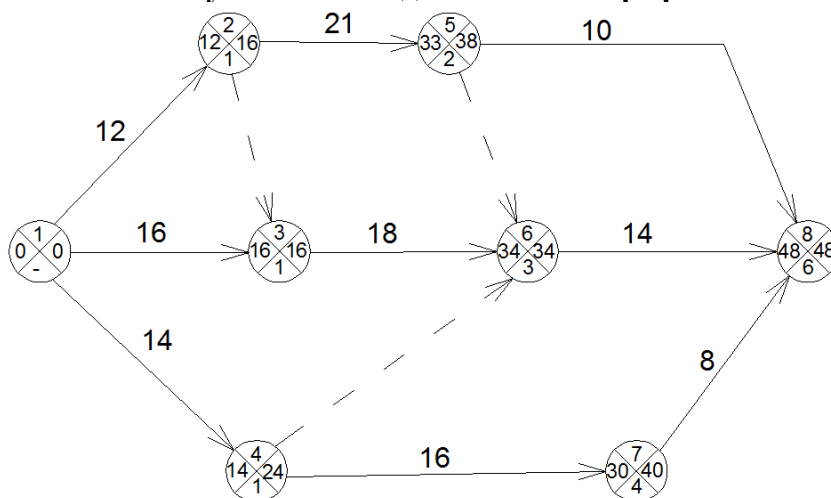


Рисунок 2 – Результаты расчета сетевого графика с детерминированными временными параметрами работ и «нулевой длительностью» событий

Как видно из рисунка 3, одно и тоже событие может иметь различные значения ранга в зависимости от нахождения в той или иной ветви дерева графа. Рассмотрим сначала вариант расчета, когда ранги событий присвоим снизу вверх, то есть завершающее событие имеет ранг, равный, а начальное событие имеет самый высокий ранг, соответствующий количеству уровней графа сетевой модели.

При отсутствии иного, срок свершения события №1 задаем равным 0. Продолжительность работы 1-2 равна 12 дн. Диапазон изменения ее продолжительности (t_{1-2}) находится в пределах $6 \div 18$ дн. С использованием ГСЧ выбираем значение продолжительности работы в заданном диапазоне. Получаем 7 дн.

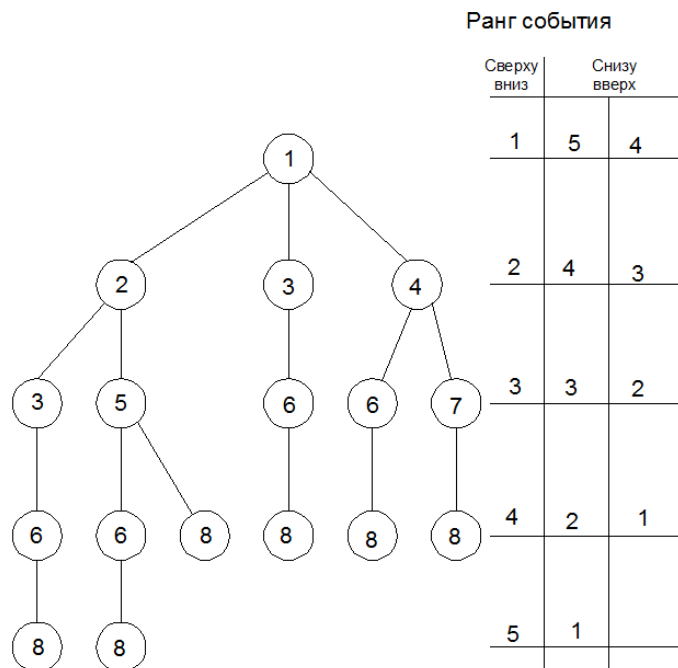


Рисунок 3 – Граф сетевой модели

Значение приоритета события k в расчетах принимаем равным 1.

Определим срок свершения события №2. Согласно графу сетевой модели (рисунок 3), ранг события равен 4, при рассмотрении ветвей 1-2-3-6-8 и 1-2-5-6-8, при этом количество уровней равно 5, а в ветви 1-2-5-8 ранг события №2 равен 3, а количество уровней – 4. Выполним расчет по обоим вариантам:

1. Нижняя граница диапазона срока свершения события равна продолжительности работы 1-2, что составляет 7 дн. Верхнюю границу диапазона определяем по формуле (2): $T_b = 7 * (1 + (5 - 4) / 5) = 8,4$ дн. С помощью ГСЧ определяем срок свершения события в заданном диапазоне и получаем 7,8 дн.

2. Нижняя граница диапазона такая же как и в первом случае. Определяем верхнюю: $T_b = 7 * (1 + (4 - 3) / 4) = 8,7$ дн. С помощью ГСЧ находим срок свершения события в заданном диапазоне равный 7,1 дн.

Срок свершения определяем как максимальное из полученных значений.

$$T_c = \max(7,8; 7,1) = 7,8 \text{ дн.}$$

Продолжительность работы 1-3 равна 16 дн. Определяем диапазон ее изменения (t_{1-3}): нижний предел равен $0,5t = 0,5 * 16 = 8$ дн., верхний предел равен $1,5t = 1,5 * 16 = 24$ дн. С использованием ГСЧ получаем значение продолжительности работ равное 9,1 дн.

Определим срок свершения события №3. Согласно графу сетевой модели (рисунок 3), ранг события равен 3. При рассмотрении ветви 1-3-6-8, количество уровней равно 4, а в ветви 1-2-3-6-8 количество уровней – 5. Выполним расчет, учитывая оба варианта:

1. Нижняя граница диапазона срока свершения события равна продолжительности работы 1-3, что составляет 9,1 дн. Верхнюю границу диапазона определяем по формуле (2): $T_b = 9,1 * (1 + (4 - 3) / 4) = 11,3$ дн. С помощью ГСЧ определяем срок свершения события в заданном диапазоне и получаем 10,5 дн.

2. Нижняя граница диапазона равна сроку свершения события №2 и равна 7,8. Определяем верхнюю: $T_b = 7,8 * (1 + (5 - 3) / 5) = 10,9$ дн. С помощью ГСЧ определяем срок свершения события в заданном диапазоне и получаем 8,7 дн.

Срок свершения определяем как максимальное из полученных значений.

$$T_c = \max(10,5; 8,7) = 10,5 \text{ дн.}$$

Продолжительность работы 1-4 равна 14 дн. Определяем диапазон ее изменения (t_{1-4}): нижний предел равен $0,5t = 0,5 * 14 = 7$ дн., верхний предел равен $1,5t = 1,5 * 14 = 21$ дн. С использованием ГСЧ получаем значение равное 16 дн.

Определим срок свершения события №4. Согласно графу сетевой модели (рисунок 3), ранг события равен 3, а количество уровней – 4. Нижняя граница диапазона срока свершения события равна продолжительности работы 1-4, что составляет 16 дн. Верхнюю границу диапазона определяем по формуле (2): $T_b = 16 * (1 + (4-3)/4) = 20$ дн. С помощью ГСЧ определяем срок свершения события в заданном диапазоне и получаем 17,8 дн.

Продолжительность работы 2-5 равна 21 дн. Определяем диапазон ее изменения (t_{2-5}): нижний предел равен $0,5t = 0,5 * 21 = 10,5$ дн., верхний предел равен $1,5t = 1,5 * 21 = 31,5$ дн. С использованием ГСЧ получаем значение продолжительности работ равное 15,2 дн.

Определим срок свершения события №5. Согласно графу сетевой модели (рисунок 3), ранг события равен 3, при рассмотрении ветви 1-2-5-6-8, при этом количество уровней 5, а в ветви 1-2-5-8 ранг 2, количество уровней – 4. Выполним расчет, по обоим вариантам:

1. Нижняя граница диапазона срока свершения события равна сумме продолжительности работы 2-5 и срока свершения события №2, что составляет $15,2 + 7,8 = 23$ дн. Верхнюю границу диапазона определяем по формуле (2): $T_b = 23 * (1 + (5-3)/5) = 32,3$ дн. С помощью ГСЧ определяем срок свершения события в заданном диапазоне и получаем 31,5 дн.

2. Нижняя граница диапазона определяется, как и в первом случае. Определяем верхнюю: $T_b = 23 * (1 + (4-2)/4) = 34,6$ дн. С помощью ГСЧ определяем срок свершения события в заданном диапазоне и получаем 28,1 дн.

Срок свершения определяем как максимальное из полученных значений.

$$T_c = \max(31,5; 28,1) = 31,5 \text{ дн.}$$

Продолжительность работы 3-6 равна 18 дн. Определяем диапазон ее изменения (t_{3-6}): нижний предел равен $0,5t = 0,5 * 18 = 9$ дн., верхний предел равен $1,5t = 1,5 * 18 = 27$ дн. С использованием ГСЧ получаем значение продолжительности работ равное 13,2 дн.

Определим срок свершения события №6.

1. Ветвь 1-3-6-8. Ранг события 2, количество уровней – 4. Нижняя граница диапазона срока свершения события равна сумме продолжительности работы 3-6 и срока свершения события №3, что составляет $13,2 + 10,5 = 23,7$ дн. Верхнюю границу диапазона определяем по формуле (2): $T_b = 23,7 * (1 + (4-2)/4) = 35,6$ дн. С помощью ГСЧ определяем срок свершения события в заданном диапазоне и получаем 24,9 дн.

2. Ветвь 1-2-3-6-8. Ранг события 2, количество уровней – 5. Нижняя граница диапазона определяется, как и в первом случае. Определяем верхнюю: $T_b = 23,7 * (1 + (5-2)/5) = 38$ дн. С помощью ГСЧ определяем срок свершения события в заданном диапазоне и получаем 28,2 дн.

3. Ветвь 1-4-6-8. Ранг события 2, количество уровней – 4. Нижняя граница диапазона равна сроку свершения события №4 и равна 17,8. Определяем верхнюю: $T_b = 17,8 * (1 + (4-2)/4) = 26,7$ дн. С помощью ГСЧ определяем срок свершения события в заданном диапазоне и получаем 24,4 дн.

4. Ветвь 1-2-5-6-8. Ранг события 2, количество уровней – 5. Нижняя граница диапазона равна сроку свершения события №5 и равна 31,5. Определяем верхнюю: $T_b = 31,5 * (1 + (5-2)/5) = 50,3$ дн. С помощью ГСЧ определяем срок свершения события в заданном диапазоне и получаем 43,3 дн.

Срок свершения определяем как максимальное из полученных значений.

$$T_c = \max(24,9; 28,2; 24,4; 43,3) = 43,3 \text{ дн.}$$

Продолжительность работы 4-7 равна 16 дн. Определяем диапазон ее изменения (t_{3-6}): нижний предел равен $0,5t = 0,5 * 16 = 8$ дн., верхний предел равен $1,5t = 1,5 * 16 = 24$ дн. С использованием ГСЧ получаем значение продолжительности работ равное 15,5 дн.

Определим срок свершения события №7. Согласно графу сетевой модели (рисунок 3), ранг события равен 2, а количество уровней – 4. Нижняя граница диапазона срока свершения события равна сумме продолжительности работы 4-7 и срока свершения события №4, что составляет $15,5 + 17,8 = 33,3$ дн. Верхнюю границу диапазона определяем по формуле (2): $T_b = 33,3 * (1 + (4-2)/4) = 50$ дн. С помощью ГСЧ определяем срок свершения события в заданном диапазоне и получаем 45,2 дн.

Продолжительность работы 5-8 равна 10 дн. Определяем диапазон ее изменения (t_{3-6}): нижний предел равен $0,5t = 0,5 * 10 = 5$ дн., верхний предел равен $1,5t = 1,5 * 10 = 15$ дн. С использованием ГСЧ получаем значение продолжительности работ равное 6,8 дн.

Продолжительность работы 6-8 равна 14 дн. Определяем диапазон ее изменения (t_{3-6}): нижний предел равен $0,5t=0,5*14=7$ дн., верхний предел равен $1,5t=1,5*14=21$ дн. С использованием ГСЧ получаем значение продолжительности работ равное 7,7 дн.

Продолжительность работы 7-8 равна 8 дн. Определяем диапазон ее изменения (t_{3-6}): нижний предел равен $0,5t=0,5*8=4$ дн., верхний предел равен $1,5t=1,5*8=12$ дн. С использованием ГСЧ получаем значение продолжительности работ равное 8,0 дн.

Определим срок свершения события №8.

1. Ветвь 1-2-5-8. Ранг события 4, количество уровней – 4. Нижняя граница диапазона срока свершения события равна сумме продолжительности работы 5-8 и срока свершения события №5, что составляет $6,8+31,5=38,3$ дн. Верхнюю границу диапазона определяем по формуле (2): $T_в=38,3*(1+(4-1)/4)=66,9$ дн. С помощью ГСЧ определяем срок свершения события в заданном диапазоне и получаем 53,5 дн.

2. Ветви 1-3-6-8 и 1-4-6-8. Ранг события 1, количество уровней – 4. Нижняя граница диапазона срока свершения события равна сумме продолжительности работы 6-8 и срока свершения события №6, что составляет $7,7+43,3=51$ дн. Определяем верхнюю: $T_в=51*(1+(4-1)/4)=89,4$ дн. С помощью ГСЧ определяем срок свершения события в заданном диапазоне и получаем 84,4 дн.

3. Ветви 1-2-3-6-8 и 1-2-5-6-8. Ранг события 1, количество уровней – 5. Нижняя граница диапазона срока свершения события равна сумме продолжительности работы 6-8 и срока свершения события №6, что составляет $7,7+43,3=51$ дн. Определяем верхнюю: $T_в=51*(1+(5-1)/5)=92$ дн. С помощью ГСЧ определяем срок свершения события в заданном диапазоне и получаем 88,8 дн.

4. Ветвь 1-4-7-8. Ранг события 1, количество уровней – 4. Нижняя граница диапазона срока свершения события равна сумме продолжительности работы 7-8 и срока свершения события №7, что составляет $8+45,2=53,2$ дн. Определяем верхнюю: $T_в=53,2*(1+(4-1)/4)=93,2$ дн. С помощью ГСЧ определяем срок свершения события в заданном диапазоне и получаем 59,6 дн.

Срок свершения определяем как максимальное из полученных значений.

$$T_c = \max(53,5; 84,4; 88,8; 59,6) = 88,8 \text{ дн.}$$

Таким образом, принимаемая по сроку свершения завершающего события, общая продолжительность выполнения работ составила 88,8 дней. Результаты расчета представлены на рисунке 4.

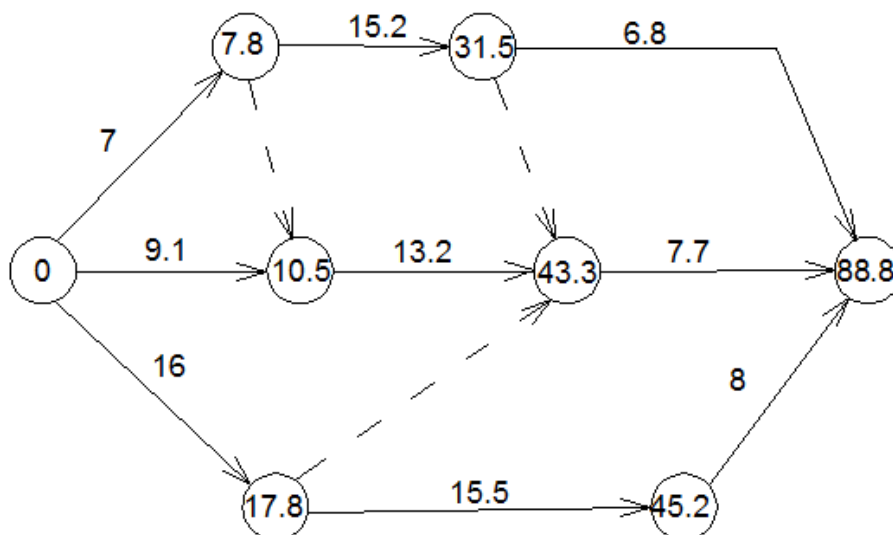


Рисунок 4 – Результаты расчета сетевого графика с учетом влияния рангов событий при присвоении рангов снизу вверх

Подобным образом выполнен расчет сетевого графика, когда самый низкий ранг, равный 1, присвоен начальному событию, а завершающему самый высокий. При этом верхняя граница диапазона свершения события определяется по формуле (1). Общая продолжительность выполнения работ составила 124,6 дня. Результаты расчета представлены на рисунке 5.

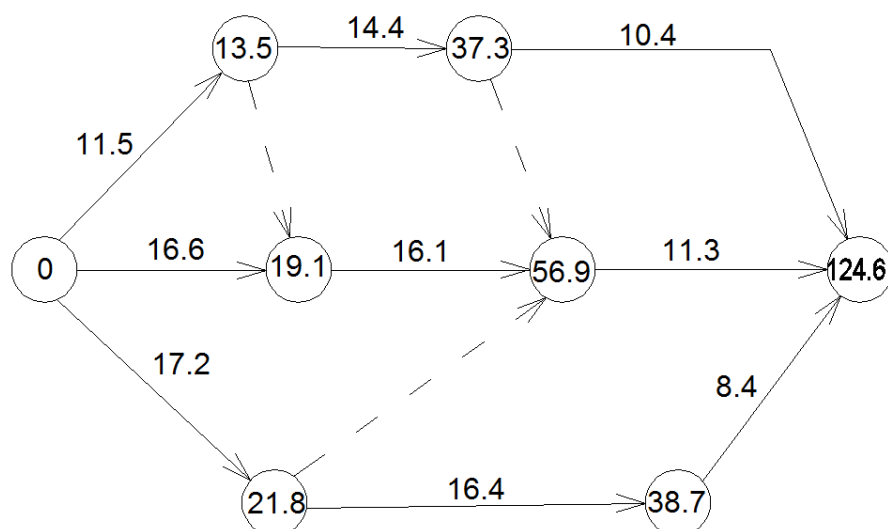


Рисунок 5 – Результаты расчета сетевого графика с учетом влияния рангов событий при присвоении рангов сверху вниз

Выводы. В результате проведенного вычислительного эксперимента установлено, что использование рангов событий позволяет учитывать обстоятельства непрогнозируемого характера в календарном планировании в любом случае, даже когда продолжительность операций (работ) не выходит за пределы планируемых (или даже строго соответствует заданному значению), а общая продолжительность комплекса операций (работ), как показывает опыт, отличается от заданной и, как правило, в большую сторону.

Наиболее близкий к имеющимся данным о фактической продолжительности строительства отдельных объектов (выполнения комплексов работ) дает подход, когда ранг события задается «снизу вверх», т.е. завершающее событие имеет ранг равный 1, а начальное имеет самый высокий ранг, соответствующий максимальному количеству уровней графа данной сетевой модели.

Использование приоритета событий k позволяет учесть индивидуальные факторы (вид строительства, организационный уровень исполнителей, погодные факторы и т.п.).

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Калугин Ю.Б. Расчет календарных планов работ с вероятностными временными параметрами. / Ю.Б. Калугин // Изв. Вузов. Строительство. – 2011. - №10. – с. 51-58.
2. Кузьмич П.М., Махнист Л.П., Михайлова Н.В. Расчет календарных планов с вероятностными временными параметрами работы / П.М. Кузьмич, Л.П. Махнист, Н.В. Михайлова // Вестник БрГТУ. – 2013. – №1(79) строительство и архитектура. – с. 139-142.
3. Кузьмич П.М., Милашук Е.С. О влиянии организационного уровня исполнителей на продолжительность строительства // Вестник БрГТУ. – 2015. - №1: Строительство и архитектура. – с. 85 – 89.
4. Милашук Е.С. Календарное планирование с псевдослучайными временными параметрами работ (процессов): диссертация на соискание академической степени магистра наук / Е.С. Милашук. – М., 2016. – 89 с.

Кузьмич П.М., Милашук Е.С.

Повышение эффективности общественного производства (повышение производительности труда, снижение издержек, повышение качества...) возможно, кроме прочего, при условии повышения эффективности управления. Это требует совершенствования многих аспектов управленческой деятельности. Но в полной мере эта задача может быть решена лишь при условии широкого использования в управлении информационных технологий.

Использование же последних стало возможно с появлением универсальных преобразователей информации (УПИ – компьютер способный обрабатывать большие массивы информации). Но это, во-первых. Во-вторых, для работы универсальных преобразователей информации по обработке этой информации необходимо соответствующее программное обеспечение. В-третьих, это организация внешних и внутренних систем движения информации; хранение информации; доступа; защиты от несанкционированного изменения и т.д.

В данной статье рассматривается комплекс программного обеспечения организационно-экономических расчетов, который может использоваться в подрядных строительных организациях, у застройщиков, в структурах, выполняющих функции заказчика и т.п., что определяется вектором задач сформулированных выше и некоторыми подходами организации информационного обеспечения.

В настоящее время на рынке программного обеспечения доступно большое количество продуктов в той или иной мере удовлетворяющих потенциальных пользователей для решения широкого круга управленческих задач. В целом же весь комплекс программных продуктов используемых (потенциально пригодных к использованию) удобнее всего представить в виде структурной схемы (рисунок 1).

Как видно из схемы (рисунок 1) все программное обеспечение подразделяется на три группы: системное ПО, прикладное ПО (универсальное и специализированное) и языки программирования.

Из них наибольший интерес для целей управления в подрядных строительных организациях, у застройщиков, структур выполняющих функции заказчика, представляет специализированное программное обеспечение.

Но прежде, чем перейти к его более подробному обзору, рассмотрим некоторые общие моменты использования прикладных программных продуктов всей номенклатуры, приведенной на схеме (рисунок 2, 3).

Прежде всего, можно утверждать, что состояние программного обеспечения отстает от возможностей УПИ.

Наиболее широко используются лишь программы для работы с текстами (компьютер как пишущая машинка) с графической информацией (компьютер как чертежная доска). Положительный момент в использовании графических редакторов в том, что чертеж (рисунок) можно исправить (подредактировать, подкорректировать...) оперативно и с минимальными затратами труда.

Применение табличных редакторов и процессоров ограничивается использованием основных арифметических операций, с редким привлечением аналитических функций. Опыт использования систем управления базами данных (СУБД) ограничивается сферами движения товароматериальных ценностей (оптовая и розничная торговля и т.п.).

Что касается программ создания презентации, то они носят четко выраженный характер рекламного инструмента, даже при широком их использовании в образовательном процессе.

Для целей решения задач управления определенный интерес представляют программы передачи информации (почтовые программы(серверы)). Они должны выполнять определенные функции и при соблюдении определенных требований:

- передача информационных массивов с определенной скоростью (не менее);

- обеспечение защиты информации от несанкционированного изменения в момент передачи и от несанкционированного доступа к ней.

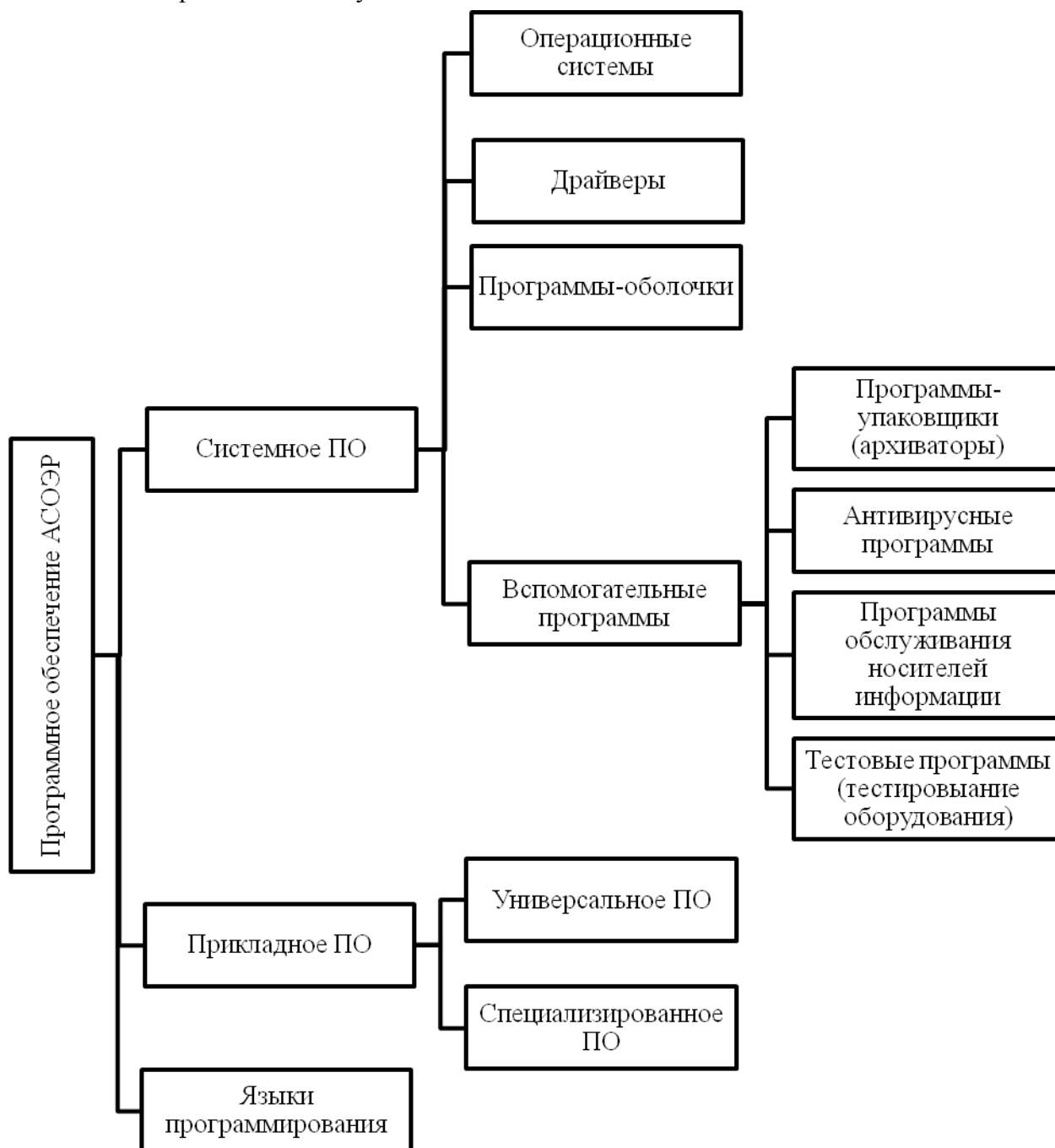


Рисунок 1

Специализированное программное обеспечение условно можно разделить на десять групп (рисунок 3).

Первыми в этой схеме находятся программы бухгалтерского учета по той простой причине, что, в силу простоты алгоритмизации задач бухгалтерского учета, разработка его представляется относительно простой задачей. Это обстоятельство, а также востребованность бухгалтерских программ, возможность повышения качества учета и отчетности, снижение трудоемкости труда бухгалтерских работников стимулировало на раннем этапе компьютеризации организационно-экономических расчетов разработку большого количества бухгалтерских программ, их постоянного совершенствования.



Рисунок 2

И в настоящее время на рынке Республики Беларусь имеется достаточно большой выбор программ для автоматизации задач бухгалтерского учета, обеспечивающих уровень качества решения высоких задач учета и отчетности: 1С Бухгалтерия, Economist, 1Т Бухгалтерия, БЭСТ, Ветразь, Галактика и др.

Следующими идут сметные программы. На начальном этапе сметные программы представляли собой один из вариантов адаптированного приложения реализованного в среде табличного калькулятора, использующего объемное нормативное обеспечение (ЕРР, РСН).

В настоящее время на этих принципах реализован программный комплекс RSTCsmeta (SiC)[1], позволяющий рассчитывать основные разновидности смет (локальная, объектная, сводный сметный расчет).

Другие сметные программы SMR – W (НИИ информатики и технологии в строительстве БНТУ)[2], SXW («Солид Дата»)[3], СМЕШ (Шульман В.С.)[4], АРМ ПТО 2006 [5], помощник инженера-сметчика (Татарникова Д.В.) и др. позволяют кроме выполнения сметных расчетов осуществлять формирование и печать форм С-2, С-3, С-29, журналов работ и т.д.

Последняя из программ «помощник инженера-сметчика» свободно доступна в онлайн режиме (Smeta – Online) на сайте belstroyka.by[6].

Большое количество программных продуктов, используемых при управлении проектами (ProjectManagement) условно можно разделить на две группы:

- системы начального уровня;
- профессиональные системы управления проектами.

Системы управления проектами (СУП) используются для решения следующих задач:

- разработку расписания исполнения проекта без учета ограниченности ресурсов;
- разработку расписания исполнения проекта с учетом ограниченности ресурсов;
- определение критического пути и резервов времени исполнения операций проекта;
- определение потребности проекта в финансировании, материалах и оборудовании;

- распределение во времени загрузки возобновляемых ресурсов;
- анализ рисков и планирование расписания с учетом рисков;
- учет исполнения проекта;
- анализ отклонения хода работ от запланированного и прогнозирование основных параметров проекта.

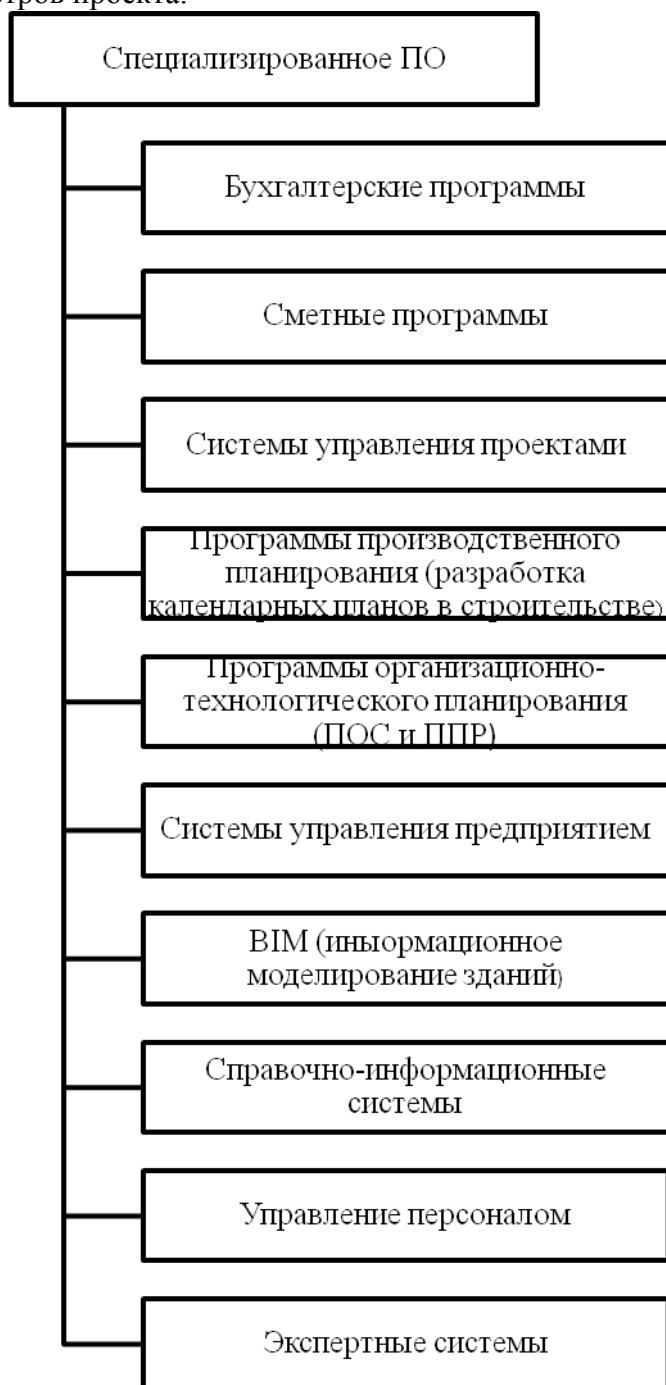


Рисунок 3

Системы начального уровня имеют, как правило, практически одинаковый для всех, следующий набор функций:

- поддержка расписания из неограниченного количества операций с учетом приоритетов операций, расчет критического пути, вычисление резервов времени; длительность в часах, днях, неделях;
- умение работать с пользовательскими календарями для операций и ресурсов;
- поддержка всех видов связей, типов работ (работа, веха, гамак), типов ресурсов (возобновляемые, не возобновляемые);

- способность работать с иерархической структурой работ;
- возможность выполнения выборки, сортировки, группировки, суммирования работ;
- поддержка основных видов визуального представления (диаграмма Ганта, PERT – диаграмма, таблица работ/ресурсов, таблица связей, гистограммы ресурсов).

Профессиональные системы управления проектами в своей функциональности отличаются друг от друга. Но от систем начального уровня они отличаются тем, что:

- позволяют одновременно поддерживать несколько проектов;
- предусматривают одновременную работу нескольких пользователей над проектом;
- возможна работа над проектом (проектами) как в локальной сети, так и в сети Internet;
- имеется база шаблонов календарных планов проектов;
- развита функция глобальной замены для внесения изменений в данные проекта;
- возможен импорт из и экспорт в форматы других программ.

Кроме того во всемирной сети предлагаются бесплатные системы управления проектами (GanttProject, ProjectLibre, OpenProj и др., которые можно использовать как в образовательных целях, так и для управления отдельными несложными проектами в том числе и в строительной отрасли[7].

Близки по своим возможностям с СУП программы производственного планирования, разработанные для применения в строительной отрасли. Основными задачами этих программ являются:

- календарное планирование производства работ;
- календарное планирование потребности в ресурсах всех видов;
- оперативное управление снабжением производства материальными ресурсами и механизмами;
- планирование потребности в квалифицированной рабочей силе;
- управление договорами субподряда и работами, выделяемыми в субподряд;
- планирование наличия исполнительной документации и учета ее поступления;
- планирование и контроль финансовых показателей выполняемых работ;
- оперативный контроль хода выполнения работ.

Однако предложение такого рода программ ограничено. Это VisualData «Планирование производства работ» [8], 1С – Амилен: Календарное планирование[9] и PlanWizard – программный комплекс [10], позволяющий осуществлять календарное и сетевое планирование проектов в строительстве.

Предложения подобного вида программ на рынке Республики Беларусь отсутствуют. Использование же упомянутых программных комплексов сопряжено с проблемой нестыковки их форматов с форматами сметных программ применяемы в Республике Беларусь и как следствие невозможность импорта информации из последних в программы производственного планирования.

Программы организационно-технологического проектирования предназначены для разработки отдельных элементов проектов организации строительства и проектов производства работ:

СПДС Стройплощадка [11]:

- генерация ведомостей и календарных графиков по выполняемым работам и применяемой технике;
- произведение расчетов и генерация отчета по временному электро- и водоснабжению;
- подбор грузоподъемных механизмов, сваебойной техники, экскаваторов на основании расчетов и параметров техники;
- отрисовка двумерных параметрических видов строительной техники;
- отрисовка рабочих и опасных зон;
- папоСАД Стройплощадка [12];
- оформление строительного генерального плана;
- проектирование временных дорог;
- проектирование организации дорожного движения;
- генерация ведомостей и календарных графиков по выполняемым работам и применяемой технике;
- расчет площади складирования и генерация отчета по расчету;

- производство расчетов и генерация отчетов по временному электро- и водоснабжению;
- подбор строительной техники на основании расчетов и параметров техники;
- отрисовка двумерных параметрических видов строительной техники;
- отрисовка рабочих и опасных зон;
- экспорт ведомости работ в сметные программы.

Однако указанные также программы используют нормативную базу Российской Федерации, что осложняет их применение в условиях РБ.

Наиболее емкими по своему функционалу являются системы управления предприятиями. Как правило, они могут представлять интегрированную систему управления предприятием и (или) набор продуктов из которых формируется данная система:

- бухгалтерский учет и отчетность;
- управление человеческими ресурсами;
- управление производственными процессами;
- управление производственными активами;
- учет и управление имуществом;
- бизнес-анализ;
- управление инвестиционной программой;
- управление проектной деятельностью и др.

Чаще это не программы, а программные комплексы. Разработчики таких комплексов адаптируют свои продукты под отраслевые особенности, но даже такой подход не исключает необходимость адаптации под отдельное предприятие.

Очевидно, что эта задача трудоемка, затратна, требует значительных капитальных вложений и может не оправдать ожидания заказчика. Освоение подобного рода программных комплексов требует существенной перестройки системы управления, дополнительных финансовых и временных издержек на переподготовку и адаптацию работников к работе в новых условиях.

В основе информационного моделирования зданий [13] (BIM – технологии) лежит трехмерное представление объекта строительства (3D – модели). На основе 3D – модели могут разрабатываться 4D – модели – показывают процесс возведения объекта, 5D – модели – позволяют увязать затраты на строительство с процессом возведения объекта, 6D – модели дают возможность отслеживать состояние объекта и затраты в период эксплуатации.

Информационные модели здания могут использоваться для:

- принятия конкретных проектных решений;
- создания высококачественной проектной документации;
- предсказание эксплуатационных качеств объекта;
- составление смет и строительных планов;
- заказа и изготовления материалов и оборудования;
- управления возведением здания;
- управления эксплуатации самого здания и средств технического оснащения в течении всего жизненного цикла;
- управления зданием как объектов коммерческой деятельности;
- проектирования и управления реконструкцией или ремонтом здания;
- сноса и утилизации здания;
- иных связанных со зданием целей.

Однако широкого распространения BIM – технологии в практике управления строительством в РБ не находят по причине их высокой стоимости, оправданности лишь при возведении сложных, оригинальных объектов.

Важная роль в управлении строительными организациями принадлежит справочно-информационным и нормативно-справочным системам.

В качестве таковых в Республике Беларусь используются Консультант – плюс [14], Бизнес – инфо [15], ЮСИАС [16], «Эксперт» [17], «Стройдокумент» [18] и др. Указанные системы представляют собой правовую, нормативно-справочную и аналитическую информации. Получение такого рода информации возможно и с использованием интернет-ресурсов.

Для управления персоналом можно использовать соответствующие блоки в системах управления предприятиями, но большинство из них ограничивается набором операций по автоматизации учета кадров, документирования кадрового движения и др.

Известна автоматизированная система управления персоналом (KPI-Drive) [19], состоящая из модулей: Показатели (ключевые показатели эффективности), Задачи (поручения), Оценки (оценка стандартов выполнения) и Оплата (расчет премии или зарплаты), применение которой ориентировано на повышение результативности предприятия через процессы контроля выполнения поручений и ключевые показатели эффективности (KPI).

Программы финансового (ФинЭкАнализ) анализа используются для решения следующих задач[20]:

- постоянных ежеквартальных мониторингов финансового состояния предприятий, организаций;
- разработки прогнозных балансов и прогнозных финансовых результатов;
- проведения анализа финансового состояния предприятия;
- проведения экспресс-анализа финансового состояния предприятия в сжатые сроки;
- финансового моделирования различных вариантов развития событий;
- подготовки аналитических записок к бухгалтерской отчетности;
- подготовка аналитических материалов к собраниям акционеров, членов трудовых коллективов;
- разработки стратегии развития предприятия в среднесрочной и долгосрочной перспективе;
- разработки программ финансового оздоровления (санации) предприятий для арбитражных управляющих;
- проведения регламентируемых анализов в соответствии с нормативными актами контролирующих ведомств;
- определять возможные варианты дальнейшего развития предприятия путем составления матрицы финансовых стратегий.

Некоторые задачи из перечисленного перечня могут решаться и с использованием соответствующих блоков систем управления предприятиями.

В управлении строительными организациями решается весь комплекс задач вытекающий из стандартного набора функций управления: планирование, организация, регулирование и стимулирование, координация, учет и анализ, контроль.

Набор программных продуктов, рассмотренных выше, позволяет успешно решать задачи учета и отчетности (программы бухгалтерского учета) и задачи планирования себестоимости (сметные программы). Для целей планирования строительного производства очень актуально использование программ календарного планирования, позволяющих определять сроки выполнения работ, возведения объектов, оптимизировать загрузку трудовых ресурсов, строительных машин и транспортных средств. Но предложения такого рода программ на рынке Беларуси отсутствуют. Использование для этих целей систем управления проектами сопряжено с уже описанной выше проблемой нестыковки форматов сметных программ с форматами, используемыми в СУП.

Полностью отсутствуют программные продукты для оперативного отслеживания, координации работы бригад, звеньев, отдельных исполнителей, работы машин и механизмов в on-line режиме.

Терминология, используемая в программах, подходы используемые при их разработке, как правило, не учитывают специфику строительной отрасли. Все программные продукты создают собственные базы данных, использование которых в других программах затруднено, но чаще вообще невозможно.

С учетом изложенного, для целей формирования фундаментальных подходов при разработке программного обеспечения организационно-экономических расчетов в управлении строительными организациями следует исходить, во-первых, из структуры и содержания единой информационной базы. Принципы, подходы, технология создания такой базы это предмет отдельного исследования.

Во-вторых, разработчикам программных продуктов следует начинать продвижение своего продукта не с нынешних пользователей, а с будущих, т.е. нынешних студентов СУЗов и ВУЗов соответствующего профиля, так как использование программного обеспечения требует, кроме освоения его функционала, психологической адаптации к нему, что значительно легче и быстрее происходит в образовательном процессе.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. <http://rstc.by/nash-katalog/programmnye-kompleksy>
2. <http://nilits.bntu.by/smrw.html>
3. <http://www.belsmeta.by/programm>
4. <http://smash.by/smash6.htm>
5. <http://armpto.by/>
6. <http://belstroyka.by/smetaonline.html>
7. <http://freeanalogs.ru/MSProject>
8. <http://www.visualdata.ru/products/ppr.html>
9. <http://amilen.ru/node/2>
10. <http://www.obnovisoft.ru/dial-plan-wizard>
11. <http://www.spds.ru/download/ppr/ppr-4.html>
12. <http://www.nanocad.ru/products/detail.php?ID=227665>
13. Талапов В.В. Основы BIM: Введение в информационное моделирование зданий. – М.: ДМК Пресс, 2011. – 392 с.
14. <http://www.urspectr.info/>
15. <http://www.business-info.by/>
16. <http://profmedia.by/ips/1130/>
17. <http://expert.by/products/expert/>
18. <https://www.stn.by/page.php?p=83>
19. <https://kpi-drive.ru/>
20. <https://allsoft.by/product/48934/>

АНАЛИЗ РЫНКА ПРЕДЛОЖЕНИЯ КОНСТРУКЦИЙ ДЛЯ ОБЪЕКТОВ КПД БРЕСТСКОЙ ОБЛАСТИ

Леванюк С.В.

Анализ рынка конкурентов предприятия предполагает исследование широты ассортимента конкурентов, характеристик их продукции, качества, цен.

В любой отрасли можно найти разные виды конкурентов. В первую очередь – это прямые конкуренты. Прямые конкуренты – это предприятия, предлагающие аналогичные товары одному и тому же сегменту потребителей. Эти компании создают самую серьезную и опасную конкуренцию. Клиенты легко могут уйти, если конкуренты предложат более выгодные условия сотрудничества, более низкие цены.

Цель исследования будет связана с вопросом «сделать или купить», то есть выгодно ли предприятию производить конструкцию самостоятельно или же лучше закупать ее у поставщиков.

Решение такой задачи организацией с последующим принятием конкретного решения осуществляется в два этапа.

1. Расчет затрат:

1.1. на собственное производство (стоимость сырья, рабочей силы, внутривозможные логистические издержки и прочие расходы);

1.2. на закупку (цена поставщика, затраты на заказ, страховку, складирование, входной контроль качества и другие затраты на закупку), а также связанные с управленческими расходами на обеспечение.

2. Принятие решения:

2.1. «сделать самому» (затраты на производство меньше, чем затраты на закупку; потребность в изделиях достаточно высока и стабильна; изделие может быть изготовлено на имеющемся оборудовании; имеются квалифицированные рабочие кадры);

2.2. «купить» (затраты на закупку меньше затрат на производство; потребность в изделиях невелика и нестабильна, в организации отсутствуют необходимые производственные мощности и квалифицированные кадры).[1]. Основные причины, приводящие к принятию решения «сделать или купить», приведены в таблице 1.

Таблица 1. Основные причины для принятия решения «сделать или купить»

Решение за то, чтобы «сделать»	Решение за то, чтобы «купить»
1	2
Низкие производственные затраты	Низкие затраты приобретения
Возможность использования имеющегося оборудования и достижение маржинального эффекта	Несоответствие существующим мощностям
Достижение желаемого уровня качества продукции у себя	Снижение затрат на складирование
Отсутствие поставщиков или неудобное расположение поставщиков	Страхование обязательств перед поставщиками
Возможность избежать излишних проблем с поставщиками предотвращение сговора поставщиков	Достаточная уверенность в гибкости поставок и наличие альтернативных источников поставок
Страхование проблемных поставок	Получение технических и управленческих преимуществ
Сохранение собственных кадров управления производством и защита производственного персонала от увольнений	Взаимодействие и кооперирование

Продолжение таблицы 1

1	2
Уникальность (специфичность, сложность) конструкции, что не доступно для изготовления поставщиком	Совершенствование производственного процесса у себя может вызвать затруднения и потребовать проведения специальных работ в рамках исследования и конструирования
Защита собственных изобретений и разработок в области качества и конструкции	Изделие защищено патентом или является торговым секретом

Сложность задачи заключается в необходимости тщательного учета всех составляющих затрат по вариантам, многие из которых могут быть оценены лишь с определенной степенью вероятности на момент расчета или вообще не поддаются количественной оценке. Кроме того необходимо учитывать влияние большого числа факторов внешней и внутренней среды предприятия в их динамике. При решении задачи в первую очередь внимание обращается на прямые затраты изготовления/приобретения, хранения и транспортирования, затраты связанные с налоговыми отчислениями и т.д.

Независимо от принятого решения «сделать или купить», оно должно периодически пересматриваться. Все изменения со временем: цены и возможности поставщиков, производственные мощности и издержки производства предприятия, принимающего решения.

В процессе принятия решения о закупках решающую роль играют соображения экономической целесообразности – что более выгодно для предприятия – в текущий момент и в стратегическом плане.[2]

Крупнейшим предприятием Брестской области, ведущим свою работу в области панельного домостроения, является коммунальное унитарное производственно-строительное предприятие «Брестжилстрой». Несмотря на то, что специализация КУП «Брестжилстрой» – крупнопанельное домостроение, однако в сфере жилищного строительства данное предприятие является многопрофильным и универсальным, выполняющим практически все виды строительно-монтажных и отделочных работ. В составе предприятия образованы два ядра: производственное и строительное. Первое объединяет завод КПД мощностью около 160 тысяч квадратных метров общей площади жилья в год, полигон железобетонных изделий, некоторые цеха, склад готовых изделий и ряд вспомогательных участков, производственная база УПТК состоящая из цеха по производству оконных блоков их профиля ПВХ, цеха по производству сантехзаготовок, цеха деревообработки. В строительное ядро компании сегодня входят четыре СМУ (строительно-монтажные управления), управление механизации, управление производственно-технической комплектации (УПТК), специализированные участки (сантехнический и электротехнический) и некоторые другие подразделения, обеспечивающие комплексность и непрерывность строительного процесса.

Вопросами снабжения занимается входящее в структуру КУП «Брестжилстрой» управление производственно-технической комплектации, которое занимается материально-техническим обеспечением объектов, организует изготовление различного мелкосерийного инженерного оборудования домов и обеспечивает поставку в требуемых объемах материалов, деталей, конструкций, элементов оборудования, необходимых для строительства домов. [3]

Для анализа составим список основных конкурентов в Брестской области, производящих схожие с исследуемым предприятием конструкции, рассмотрим их ассортимент, а также осуществим сравнение цен.

Для начала рассмотрим прямых конкурентов завода КПД-2, занимающегося производством бетонных и железобетонных конструкций (наружные стеновые панели цоколя, наружные стеновые панели чердака, наружные ограждающие стеновые панели, внутренние стеновые панели, плиты перекрытий, плиты покрытий, ограждения лоджий, сантехкабины, шахты лифтов, бетонные блоки).

Конкуренты: завод ЖБК» ОАО «Строительный трест №8», ОАО «Пинский комбинат строительной индустрии», «Барановичский комбинат железобетонных конструкций» (БКЖБК), «Брестский завод железобетонных конструкций и строительных деталей» (БЗЖБКиСД).

Сравнение производится путем выведения средней цены на 1 м³ конструкций в таблице 2.

Таблица 2 Анализ цен за 1 м³ конкурентов «Завода КПД-2», ВУН

Наименование продукции	Завод КПД-2	Завод ЖБК	ОАО «Пинский КСИ»	БКЖБК	БЗЖБК и СД
1	2	3	4	5	6
Лестничные марши	388,72	302,65	222,40	не произв.	421,71
Отклонение		86,07	166,32	-	-32,99
Блоки вентиляционные	139,49	264,72	не произв.	не произв.	не произв.
Отклонение		-125,23	-	-	-
Элементы шахт лифтов	302,54	не произв.	непроизв.	не произв.	не произв.
Отклонение		-	-	-	-
Плиты дорожные	254,32	ПАГ 18	267,00	267,69	412,31
Отклонение		-174,43	-12,68	-13,37	-157,97
Сваи квадратного сечения	243,92	300,92	239,00	280,32	не произв.
Отклонение		-57,00	4,92	-36,40	-
Кольца ж/б. Колодцы	208,43	317,25	204,47	не произв.	302,92
Отклонение		-108,82	3,96	-	-94,49
Фундаменты ленточные	206,54	255,29	176,70	195,49	233,71
Отклонение		-48,75	29,84	11,05	-27,17
Перемычки	367,64	360,00	284,43	не произв.	419,21
Отклонение		7,64	83,21	-	-51,57
Столбы забора	400,00	не произв.	329,85	не произв.	не произв.
Отклонение		-	70,15	-	-
Плиты перекрытия колец	286,75	324,23	358,68	не произв.	не произв.
Отклонение		-37,48	-71,93	-	-
Блоки стен подвалов,	142,68	140,38	127,00	ФБС	144,30
Отклонение		2,3	15,68	34,75	-1,62
Суммарное абсолютное отклонение		-455,70	273,79	191,52	-221,51

Источник: разработка автора на основе анализа прайс-листов на продукцию исследуемых предприятий

Таким образом, на основании таблицы 1 можно сделать вывод о том, что ассортимент продукции производимой заводом КПД-2 КУП «Брестжлстрой» имеет наибольшее сходство с ассортиментом, который производит завод ЖБК ОАО «Строительный трест №8».

Цены на конструкции завода КПД-2 КУП «Брестжилстрой» ниже по сравнению с ценами завода ЖБК ОАО «Строительный трест №8» и Брестского завода железобетонных конструкций, но превышают цены на Пинского КСИ и по некоторым конструкциям цены «Барановичского комбината железобетонных конструкций».

Определенную часть конструкций необходимых КУП «Брестжилстрой» данные предприятия не производят. К тому же, несмотря на более низкие цены, следует отметить, что данные предприятия располагаются в Пинске и Барановичах. То есть использование конструкций данных предприятий целесообразно, если объект строительства располагается в непосредственной близости от данных предприятий.

Барановичский комбинат железобетонных конструкций обладает достаточными мощностями для производства необходимого объема сборного железобетона, а Пинский КСИ не располагает достаточными производственными мощностями для полного обеспечения строительства железобетонными конструкциями. Из чего следует, что часть не производимых, но необходимых для строительства объекта конструкций все равно надо будет изготавливать заводу КПД-2 и транспортировать к месту строительства.

Далее рассмотрим прямых конкурентов «Цеха окон» КУП «Брестжилстрой» по производству окон из ПВХ, балконных и тамбурных дверей из ПВХ и остеклений лоджий.

Для производства окон КУП «Брестжилстрой» использует фурнитуру фирмы MASO. Производителем фурнитуры MASO является австрийская фирма “Mayer&Co”. Начиная с 1994 года фирма “Mayer&Co” является обладателем сертификата качества DIN ISO 9001.

Для остекления лоджий используется фурнитура немецкого холдинга Winkhaus, который ведет свою историю более чем 150 лет и производится только в Германии.

Конкуренты: ЧУПТП «Стеклолит» г.Кобрин, Компания «ПАНОРАМА», ЗАО «Оптималсервис» г. Кобрин, ООО «Брестские окна», Филиал «Барановичский завод строительных деталей и конструкций» ОАО «Дорстроймонтажтрест», ООО «Конталь-Союз», ООО «РеСпект-Пластик»

Сравнение производится путем выведения средней цены на 1 м² конструкций в таблице 3.

Таблица 3 Анализ цен за 1 м² конкурентов «Цеха окон» КУП «Брестжилстрой», ВУН

Наименование продукции	«Цех окон» КУП «Брестжилстрой»	ООО «Конталь-Союз»	ООО «РеСпект-Пластик»	ЧУПТП Стеклолит	Компания «Панорама»	ООО «Брестские окна»	ЗАО «Оптималсервис»	БЗСДиК
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Окна ПВХ	148,23	192,0	182,4	144,52	199,26	143,3	201,85	184,25
Отклонение	-	43,77	34,17	-3,73	51,03	-4,93	53,62	36,02
Остекление лоджий	118,36	144,0	136,8	145,2	165,63	125,4	181,3	167,26
Отклонение	-	25,64	18,44	26,84	47,27	7,04	62,94	48,9
Балконные двери ПВХ	141,48	185,0	175,75	299,35	не произв.	139,05	175,0	183,64
Отклонение	-	43,52	34,27	157,87	-	-2,43	33,52	42,16
Суммарное абсолютное отклонение		112,93	86,88	180,98	98,3	-0,32	150,08	127,08

Источник: разработка автора на основе анализа прайс-листов на продукцию исследуемых предприятий

Из таблицы 3 можно сказать о том, что выгодная средняя цена за 1 м² окон ПВХ устанавливается предприятиями ЧУПТП Стеклолит г. Кобрин и ООО «Брестские окна», также компания ООО «Брестские окна» предлагает достаточно выгодную цену на балконные двери ПВХ.

Компания «Брестские окна» занимается продажей окон, остеклений ПВХ и дверей ПВХ в г. Бресте. Непосредственно производством окон занимается компания «Dexen», располагающаяся в городе Слоним (Гродненская область). Завод данной компании имеет площадь склада сырья и производства в 14000 м². Данный завод обладает всем необходимым для обеспечения высокого качества своей продукции.

В качестве возможных поставщиков на рынке предложения металлоконструкций Брестской области можно обратить внимание на такие предприятия как:

1. Филиал УПТК ОАО «Строительный трест №8»
2. ОАО «Стройкомплекс»
3. УП «УПТК спецработ» Объединения «Брестоблсельстрой»

Производством сантехзаготовок занимаются:

1. Цех сантехзаготовок, ОАО "Завод сантехзаготовок"
2. УП «Пинская СПМК-11» Объединение Брестоблсельстрой,
3. Филиал «Барановичский завод строительных деталей и конструкций» ОАО «Дорстроймонтажтрест»

Эти предприятия являются достаточно известными и опытными.

Данный способ определения поставщика является предварительным, не учитывает некоторых критериев, однако, хорош при отборе поставщиков для дальнейшего исследования.

Не существует предприятий, которые могли бы самостоятельно производить все используемые в своей деятельности ресурсы. Поэтому является актуальной задача принятия решения "сделать или купить" о том, закупать ли те или иные материалы, конструкции, изделия или производить самим. Для этого необходим учет внешних и внутренних факторов.

К внешним факторам принятия решений относится степень развития логистических отношений в данной экономической системе, чем более они развиты, тем выше надежность поставок и тем ниже риск потерь.

К внутренним факторам принятия решений относятся условия на самом предприятии.

Преимуществами самостоятельного производства относятся:

1) снижение зависимости предприятия от поставщиков, от колебаний рыночной конъюнктуры, т.е. повышение устойчивости функционирования предприятия;

2) возможность непосредственного управления качеством комплектующих на стадии их производства и др.

Собственные производства не доступны многим предприятиям, для этого необходимы определенные условия:

1) потребность в производимых конструкциях должна быть велика;

2) предприятие должно обладать необходимыми мощностями;

3) наличие на предприятии необходимых кадров.

Анализируемое предприятие обладает такими условиями. Объемы строительства достаточно высоки и требуют полного использования производственных мощностей. Так, например, в 2014 и 2015 годах производственные мощности завода КПД-2 были использованы более чем на 100%.

Таким образом, предприятием КУП «Брестжилстрой» приняло решений производить конструкции самостоятельно. Предприятие имеет собственные производства бетонных, ж/б конструкций, деревянных, металлических конструкций, окон, дверей и остеклений лоджий.

В 2011 году в связи с неудачным опытом работы с субподрядными организациями по производству окон, дверей из ПВХ было принято решение организовать собственное производство данных конструкций на базе УПТК. Собственное производство конструкций дает возможность контролировать качество конструкций, а значит, дает уверенность в качестве возводимых из данных конструкций объектов.

Предприятие имеет сертификат системы менеджмента качества производства конструкций и изделий, бетонных и железобетонных на соответствие требованиям СТБ ISO 9001.

Система менеджмента качества является основой постоянного улучшения с целью увеличения вероятности повышения удовлетворенности, как потребителей, так и других заинтересованных сторон. Она дает уверенность самой организации и потребителям в ее способности поставлять продукцию, полностью соответствующую установленным требованиям.

Отдел технического контроля качества КУП «Брестжилстрой» контролирует качество конструкций и контактирует с:

- УПТК - по организации входного контроля поступающих материалов, конструкций и изделий;
- заводом - по качеству изготавливаемых конструкций и изделий бетонных и железобетонных.

В основном конструкции поставляются на собственные объекты КУП «Брестжилстрой», помимо этого предприятие осуществляет экспорт продукции в Российскую Федерацию. Таким образом, предприятие может быть уверенно в качестве конструкций, а качество конструкций в значительной степени влияет и на качество возводимых объектов.

Входящее в структуру КУП «Брестжилстрой» управление механизации обеспечивает все поставки конструкции на линии «завод - объект».

Подводя итоги данного анализа, можно сделать вывод, что предприятие обладает достаточными мощностями и испытывает постоянную потребность в конструкциях, так что решение производитель конструкции самостоятельно является вполне оправданным.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

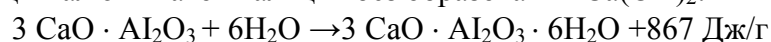
1. Маргунова В.И. Логистика: учеб.пособие / В.И. Маргунова[и др.]. – Минск :Выш. шк., 2011.– 508 с.
2. Гончаров В.Н. Логистика и управление цепями поставок. Теория и практика : учеб.пособие / В.Н. Гончаров [и др.]. – Минск :Мисанта, 2015.– 464 с.
3. Города и горизонты. Коммунальное унитарное производственно-строительное предприятие «Брестжилстрой» : научно-популярное издание / редкол. : А. М. Суворов [и др.]. – Брест :Полиграфика, 2015. – 176 с.

ВЛИЯНИЕ ТЕХНОЛОГИИ ПОЛУЧЕНИЯ ПОРТЛАНДЦЕМЕНТНЫХ СИСТЕМ С БАЗАЛЬТОВОЙ ФИБРОЙ НА ИХ ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА**Левчук Н.В., Шляхова Е.И.**

Из литературных источников [1, 2] известно, что в результате физико-химических процессов изменяется состав волокон, структура их поверхностного слоя, увеличиваются размеры имеющихся поверхностных дефектов - эти процессы, являются причиной снижения прочности волокон и композиций на их основе. Вместе с тем, реакции на поверхности «волоконно-цементная матрица» могут и улучшать свойства композита вследствие повышения адгезии матрицы к волокну, монолитности системы и улучшения условий совместимости нагружения волокон в композите.

Для оценки влияния базальтового волокна на структуру цементной матрицы были сделаны следующие предположения: - базальтовая фибра, состоящая из аморфной фазы должна активно хемосорбционно взаимодействовать с цементной системой, с образованием низкоосновных гидросиликатов кальция.

В связи с этим, наши предположения основываются на том, что фибра обработанная таким веществом, которое способно вступать в хемосорбционные реакции и с базальтовой фиброй и с цементным раствором, будет улучшать физико-механические свойства цементного камня и бетона. Таким веществом в нашем эксперименте является коллоидный гидроксид алюминия. Фибра, обработанная таким раствором, будет поглощать поверхностью агрегаты коллоидного $Al(OH)_3$ образуя «защитный» слой, способный реагировать с минералами портландцементного клинкера по механизму гидратации алюминатов кальция без образования $Ca(OH)_2$:



Повышение содержания $3 CaO \cdot Al_2O_3$ без участия гипса вызывает протекание реакции типа:



В результате этой реакции образуются гели гидроалюминатов кальция, способные заполнить поровые пространства фибры.

Кроме того, в качестве раствора затворения был использован коллоидный гидроксид алюминия, способный взаимодействовать с гипсом, содержащимся в составе портландцемента.

Кроме того, рядом авторов показано, что композиты на основе цементных матриц и базальтовых волокон имеют переменную во времени прочность при растяжении вдоль волокон, изменение которой зависит от количества волокон и их диаметра. Минеральные волокна сравнительно больших диаметров от 100 мкм, несмотря на более низкую прочность при разрыве, имеют повышенные значения модуля упругости, но такие волокна обладают более высоким уровнем коррозионной устойчивости к воздействию среды гидратирующего цемента. Исследования показывают, что с увеличением объемного содержания волокон от 1 до 3 % и уменьшении диаметра от 250 до 50 мкм при длине 40 мм прочностные характеристики повышаются на 26-62 % по сравнению с не армированным бетоном. Из источника [3] известно, что при содержании волокна в цементной матрице менее 5% наблюдается тенденция к снижению прочности, в тоже время образцы, содержащие 7-10% волокон имеют незначительную прочность. Снижение прочности с увеличением процента армирования, авторы объясняют необходимостью увеличения водоцементного отношения, неравномерным распределением волокон по объему смеси, недоуплотнением смесей неотработанной технологией перемешивания. По мнению авторов [4], исследование влияния высокодисперсных волокнистых наполнителей на механические свойства фибробетонов с использованием базальтового микроармирующего волокна длиной 12 мм и диаметром 10 мкм, приводит к росту показателей прочности образцов на сжатие и изгиб что объясняется сцеплением базальтовых волокон с цементно-песчаной матрицей. Однако, увеличение расхода фибры приводит к ее комкованию, снижению прочностных показателей. По данным результатов испытаний оптимальным является состав фибробетона с концентрацией базальтовой фибры $1,4 \text{ кг/м}^3$. Отсюда можно сделать вывод, что оптимальная концентрация фибры может определяться и оставаться

постоянной, но степень дисперсности волокон фибры может варьироваться, в зависимости от прочностных показателей.

С этой точки зрения особое значение уделяется технологии приготовления фибробетонов. Известно, что неравномерное распределение волокон по всему объему цементной матрицы является одной из основных проблем в технологии приготовления фибробетонов, поскольку на стадии перемешивания происходит армирование бетонов волокнами. Было предложено снизить возможность комкования волокна за счет постепенной загрузки волокна в смеситель использование смесей с высокой подвижностью с применением пластификаторов, снижающих повышенную водопотребность [5].

В нашем случае, коллоидный гидроксид алюминия находится в высокоактивной форме и является раствором затворения, в связи с этим, появляется вопрос о способе введения минерального вяжущего вещества. Предварительно обработанная фибра равномерно распределена во всем объеме раствора и при равномерной подаче портландцемента в раствор, происходит его распределение, а также более интенсивное растворение зерен портландцемента в пространстве между волокнами фибры, что препятствует ее комкованию и в конечном итоге способствует увеличению прочности бетона.

Учитывая указанные проблемы, в Брестском государственном техническом университете на кафедре технологии бетона и строительных материалов была предпринята попытка получения бетонов, армируемых базальтовой фиброй, предварительно обработанной коллоидным гидроксидом алюминия, полученным электрохимическим способом.



Рисунок 1

а) базальтовая фибра б) измельченная базальтовая фибра

Испытаниям подвергали следующие образцы:

Серия I – образцы из цементной смеси;

Серия II – образцы из цементной смеси, армированные базальтовой фиброй;

Серия III – образцы из цементной смеси, армированные базальтовой фиброй, затворенной коллоидным раствором гидроксида алюминия;

Серия IV – образцы из цементной смеси, армированные базальтовой фиброй, измельченной в мельнице и затворенной коллоидным раствором гидроксида алюминия.

Приготовление цементных композитов (серия II) осуществлялось в соответствии с рекомендуемой технологией: в емкости смешали метаксаолин, воду и гипс, затем порционно ручным способом добавляли базальтовую фибру при работающем строительном миксере. Далее частями вводили портландцемент с постоянным перемешиванием всех составляющих в строительном миксере.

Приготовление цементных композитов (серия III, IV) осуществлялось по следующей технологии: базальтовую фибру предварительно измельчили в мельнице и затворили коллоидным раствором гидроксида алюминия на 3-е суток. В емкости смешали метаксаолин и полученный коллоидный раствор с измельченной базальтовой фиброй, затем добавили гипс и все составляющие перемешали в строительном миксере. Далее в полученную смесь постепенно добавляли портландцемент с постоянным перемешиванием всех составляющих в строительном миксере.

а)

б)



Рисунок 2

а) базальтовая фибра, затворенная коллоидным раствором гидроксида алюминия

б) измельченная базальтовая фибра, затворенная коллоидным раствором гидроксида алюминия

Основным контролируемым параметром цементных образцов являлась прочность на растяжение при изгибе и прочности на сжатие. Прочность на растяжение при изгибе и прочность на сжатие определяли на гидравлическом прессе марки CONTROLS AUTOMAX. Данный пресс позволяет проводить испытания в условиях контроля скорости сжатия и изгиба, а также нагрузки на образец.

Определение прочности на сжатие и растяжение при изгибе цементных растворов серий I, II, III, IV выполняли в возрасте 3, 7, 14 и 28 суток. Результаты испытаний представлены в виде гистограмм на рисунках 3, 4.

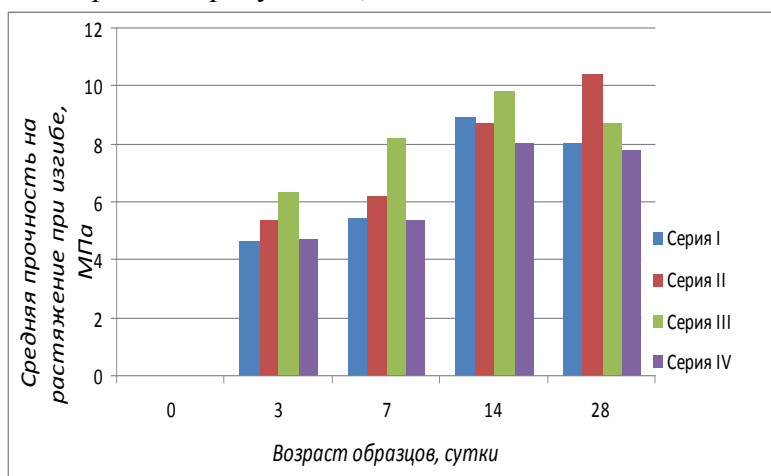
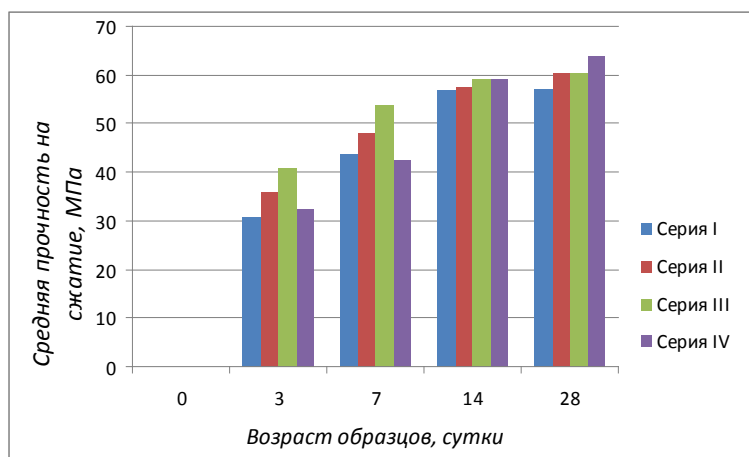


Рисунок 3 – Прочностные характеристики опытных образцов на растяжение при изгибе

Рисунок 4 – Прочностные характеристики опытных образцов на сжатие



Значения прочности на сжатие и на растяжение при изгибе в возрасте 28 суток представлены в таблице 1.

Таблица 1 –Прочностные характеристики цементных образцов

Серия образцов	Средняя прочность на растяжение при изгибе, МПа (в возрасте 28 суток)	Средняя прочность на сжатие, МПа (в возрасте 28 суток)
Серия I	8,06	57,3
Серия II	10,42	60,62
Серия III	8,79	60,48
Серия IV	7,82	64,04

ВЫВОДЫ

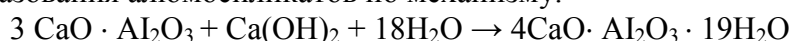
1. Прочность на растяжение при изгибе у образцов с базальтовой фиброй, обработанной коллоидным раствором гидроксида алюминия равномерно возрастает и показывают самые высокие результаты на протяжении 28 суток твердения.

Прочность на растяжение при изгибе образцов с измельченной фиброй имеет несколько меньшие значения, однако, в период твердения с 7 по 14 сутки резко увеличивается набор прочности на изгиб на 19 %, в то время как прочность образцов с базальтовой фиброй возрастает только на 11%.

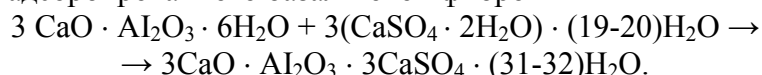
В то же время самую высокую прочность на сжатие показывают образцы с измельченной базальтовой фиброй. Такой результат подтверждает участие измельченной базальтовой фибры в процессах структурообразования цементного камня и подтверждает ее модифицирующие свойства. Однако, измельчение фибры снижает ее армирующие показатели.

2. Участие коллоидного раствора

Исследование показали, что при обработке базальтовой фибры раствором коллоидного гидроксида алюминия и введении в такой раствор портландцемента равномерно прочностные показатели образцов за 28 суток твердения возрастают на 33% относительно контрольной серии образцов. Увеличение прочности образцов на изгиб можно объяснить одновременным влиянием коллоидного гидроксида алюминия на хемосорбционные процессы базальтового волокна и на ускорение процессов растворения и химического взаимодействия минералов портландцементного клинкера с коллоидным гидроксидом алюминия. Кроме того, гидроксид кальция, являющийся основным химическим реагентом разрушающим базальтовое волокно будет участвовать в процессах образования алюмосиликатов по механизму:



А участие метаксаолина и гипса в процессах структурообразования цементного камня может происходить не на поверхности базальтового волокна, а на поверхности агрегатов коллоидного гидроксида алюминия адсорбированного базальтовой фиброй



По нашему мнению такие процессы приводят к формированию более прочной структуры цементного камня и бетона в целом.

4. По результатам эксперимента можно сделать предварительный вывод о том, что на прочностные свойства портландцементных систем с базальтовой фиброй оказывает влияние и способ введения фибры в смесь.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Войлоков И.А. Канаев С.Ф. Базальтофибробетон. Исторический экскурс // Инженерно-строительный журнал. – 2009. - №4. – С. 26-31.
2. Рабинович Ф.Н. Композиты на основе дисперсно-армированных бетонов. Вопросы теории и проектирования, технология, конструкции: монография. – М.:АВС, 2004. – 560с.
3. Аспекты применения базальтовой фибры для армирования бетонов / Новицкий А.Г., Ефремов М.В. // Сборник Строительные материалы, изделия и санитарная техника.-2010, № 36.
4. В.А. Перфилов, В.А., Зубова, М.О. Влияние базальтовых волокон на прочность мелкозернистых фибробетонов. ISSN 1994-0351 Интернет-Вестник ВолГУСУ. Сер.: Политематическая., 2015. – Вып. 1(37). [http:// www.vestnik/vgasu.ru](http://www.vestnik/vgasu.ru)
5. Зубова, М.О Мелкозернистые бетоны с применением базальтовой фибры и комплексных модифицирующих добавок: автореф. дис. на соискание ученой степени канд. техн. наук: 05.23.05 / М.О.Зубова; Волг. гос. арх.-стр. ун-т. – Волгоград, 2014. – 21 с.

Луговской М.А., Мухин А.В.

Номенклатура современных профилированных настилов позволяет их использовать для прогонных и беспрогонных, теплых и холодных покрытий, выполнять функции несущей конструкции в холодных и теплых кровлях, а также функции связей и диска покрытия. С конца 70-х годов XX века профилированный настил на территориях Республики Беларусь, Российской Федерации, Украины и других стран бывшего СССР применялся в беспрогонных покрытиях при шаге несущих конструкций 4 метра или 6 метров. Это было связано с ограниченной номенклатурой профилей по действующим в то время нормативным документам.

В Республике Беларусь стальной профилированный настил до 2016 года выпускался только в соответствии с требованиями ГОСТ 24045-94. Профили стальные листовые гнутые с трапециевидными гофрами для строительства. Технические условия, с учетом изменения №1 ВУ* 2009 г. По данному документу профилированный настил для стен и кровли выпускался высотой гофра от 8 мм до 114 мм.

В настоящее время в Республике Беларусь, а также в Российской Федерации профилированный настил применяется согласно межгосударственному стандарту: ГОСТ 24045-2016 [1], а также по различным техническим условиям предприятий-изготовителей. Сортамент сечений профилированных настилов в [1] значительно расширился, появились настилы с высотой гофра до 160. В технических условиях ТУ1122-001-90622969-2015, разработанных ООО «ИСТ ГРУПП», и других предприятий-изготовителей Российской Федерации высота гофра профнастилов может достигать 206 мм, а толщина – до 1,5 мм.

Таблица 1 – Примеры сечений современных профилированных настилов

№ п.п.	Наименование профилированного настила, нормативный документ	Сечение
1	H135-930 ТУ 1122-001-90622969-2015	
2	H153-840 ТУ 1122-001-90622969-2015	
3	H206-750 ТУ 1122-001-90622969-2015	

Современная номенклатура профилированного настила позволяет расширить область его применения в части увеличения нагрузок, пролетов, а также новых конструктивных решений кровель. Расчетный анализ конструктивных решений традиционных беспрогонных покрытий из профнастилов показывает, что шаг несущих конструкций каркасов зданий может быть увеличен до 10 м.

Профилированный настил для покрытий изготавливается на станах холодного профилирования из рулонной тонколистовой стали по ГОСТ 14918 [2], а также по ГОСТ 16523 [3]. В данных нормативных документах предъявляются требования к величинам временного сопротивления и относительного удлинения листового проката.

Согласно ГОСТ 14918 [2] временное сопротивление разрыву оцинкованной рулонной стали нормальной вытяжки должно составлять 300 – 490 МПа, а относительное удлинение на рабочей длине 80 мм стали толщиной до 0,7 мм должно быть не менее 21%, а для стали толщиной от 0,7 до 1,5 мм должно быть не менее 22%.

Согласно ГОСТ 16523 [3] для контроля механических свойств проката от каждого рулона, вес которого должен быть в пределах 3 – 10 тонн, на расстоянии не менее 2 м от конца отбирается проба, из которой вырезается один образец для испытаний на растяжение по ГОСТ 11701 [4]. Положение продольной оси образца по отношению к направлению прокатки выбирается поперек рулона в соответствии с приложением В ГОСТ 7594 [9] По данным испытаний определяется соответствие рулонной стали группе прочности по ГОСТ 16523 [3].

Проектирование профилированных настилов для кровель на территории Республики Беларусь до 2015 года выполнялось согласно пособию по проектированию стальных конструкций к СНиП II-23-81* [5], где регламентировалась величина расчетного сопротивления стали при растяжении, сжатии и изгибе не менее $R_y = 220$ МПа, а расчетное сопротивление срезу – $R_s = 130$ МПа.

В Российской Федерации с 2005 года действует нормативный документ СТО 0043-2005 Настилы стальные профилированные для покрытий зданий и сооружений. Проектирование, изготовление, монтаж. В нем принята величина расчетного сопротивления стали при растяжении, сжатии и изгибе не менее $R_y = 250$ МПа, а расчетное сопротивление срезу – $R_s = 130$ МПа.

При применении профилированных настилов, изготовленных из сталей тонколистовых по ГОСТ 14918 [2] и ГОСТ 16523 [3] открытым остается вопрос, как назначать марки сталей и как назначать вышеуказанные характеристики для конкретной партии профилированного настила, где в сертификатах указывается только значение временного сопротивления, определенное поперек рулона стали.

В настоящее время в Республике Беларусь проектирование покрытий из профилированных настилов регламентируется ТКП EN 1993-1-3-2009 [6]. Действие этого нормативного документа распространяется на расчет элементов, изготовленных из сталей согласно EN 10326: стали S220GD – S350GD, а также согласно EN 10327: стали DX51D – DX53D, для которых в ТКП EN 1993-1-3-2009 [6] приведены номинальные значения основного предела текучести и временного сопротивления.

В соответствии с ТКП EN 1993-1-3-2009 [6] завод-изготовитель профилированного настила может поставлять партии изделий с физико-механическими характеристиками, определенными экспериментальным путем. Рулонная сталь для изготовления профнастила может быть поставлена из одной плавки или из различных плавок. Для определения физико-механических характеристик стали в соответствии с ТКП EN 1993-1-3-2009 [6] отбираются образцы, с ориентацией продольной оси вдоль рулона стали. Нормативные значения должны определяться на основе статистической обработки в соответствии с EN 1990. Допускается для некоторых расчетных ситуаций учитывать повышение предела текучести профнастила вследствие холодного профилирования.

На основе экспериментальных и теоретических исследований [7, 8], было разработано новое конструктивное решение кровли из перекрестно расположенных листов профилированного профнастила: запроектирован и построен навес для погрузочно-разгрузочной площадки при складском помещении ООО "РОСКОРМ" по ул. 8 Марта в г. Малорита Брестской области.

Конструкция навеса состоит из трех рам, стойки которых защемлены в фундаментах (рисунок 1). Стойки рам имеют сплошное сечение в виде труб круглого и квадратного сечения. Ригеля рам имеют сечение из двух швеллеров, охватывающих стойки с двух сторон, что обеспечивает их защемление в колоннах. Пространственная неизменяемость и устойчивость навеса обеспечивается защемлением колонн в фундаментах, наличием продольной рамы по одному ряду колонн, закреплением концов ригелей к железобетонным конструкциям складского помещения, диском покрытия из профилированного настила.



Рисунок 1 – Общий вид навеса

Покрытие навеса состоит из перекрестно расположенных карт профилированного настила. Нижние карты, уложенные поперек ската кровли и играющие роль «прогонов», выполнены из профилированного настила Н114-600-0,8 по ГОСТ 24045. Карты нижнего настила длиной 12м прикреплены к полкам ригелей в каждой волне на каждой опоре двумя самонарезающими винтами М6х25 по ГОСТ 10618. Верхние карты настила длиной 12м, имеющие сечение Н60-845-0,7 по ГОСТ 24045, прикреплены к картам нижнего настила в каждой волне са-

монарезающими винтами М4х20 по ГОСТ 10618 (рисунок 2).

Рисунок 2 – Крепление карт настила

Расчетные схемы для нижнего настила принимались для различных условий опирания его на несущие конструкции в зависимости от жесткости и размеров поперечных сечений ригелей, на которые он уложен. Сечение нижнего настила было запроектировано как для многопролетной двухконсольной балки с упругоподатливыми либо жесткими опорами, нагруженной равномерно распределенной постоянной и переменной нагрузкой.



Сечение верхнего настила было принято на основе его расчетов как многопролетной балки, опирающейся на упругоподатливые опоры в зоне сопряжения гофров верхнего и нижнего настилов, связанных самонарезающими винтами.

Для определения действительных физико-механических характеристик стали профилированных настилов перед монтажом покрытия из листов верхнего и нижнего настилов были отобраны контрольные образцы металла, вырезанные в направлении профилирования. Испытания на растяжение образцов проводились в лаборатории кафедры строительных конструкций УО БрГТУ на универсальной испытательной машине Galdabini Quasar 25.

Минимальные значения предела текучести и предела прочности стали, полученные по результатам испытаний приведены в таблице 2.

Таблица 2 – Прочностные характеристики стали профнастилов в направлении профилирования, полученные по результатам испытаний

№ пп	Наименование профилированного настила	Предел текучести, МПа	Предел прочности, МПа
1	Н114-600-0,8	297	355
2	Н60-845-0,7	322	362

Следует отметить, что при проектировании покрытия расчетное сопротивление стали профилированных настилов было принято согласно [5] величиной $R_y = 220$ Мпа.

Также в процессе монтажа покрытия навеса были выполнены экспериментальные исследования деформированного состояния карт настилов с целью уточнения расчётных схем карт нижнего и верхнего настилов, определение их совместности работы. Исследования выполнялись в два этапа.

На первом этапе проводились испытания карты нижнего настила локальной нагрузкой величиной 1 кН, приложенной к верхним гофрам. Локальная нагрузка прикладывалась последовательно по длине карты в пяти точках.

Второй этап испытаний выполнялся после монтажа верхнего настила. На данном этапе проводились испытания всей конструкции покрытия, состоящего из перекрестно уложенных карт настила. Локальная нагрузка величиной 1 кН на втором этапе прикладывалась к верхним гофрам настила кровли.

Измерения вертикальных перемещений производились с использованием прогибомеров с целой деления 0,01 мм.

В результате выполненных экспериментальных исследований деформированного состояния установлено:

– карты верхнего и нижнего настила в процессе нагружения работали совместно. Об этом свидетельствует уменьшение прогибов нижнего настила на втором этапе испытаний на 7...24% по сравнению с первым этапом (меньшее значение относится к картам нижнего настила, находящихся на консолях ригелей поперечных рам каркаса);

– карты настила в процессе испытаний работали упруго;

– получены реальные жесткости опор для расчетных схем верхнего и нижнего настилов, которые позволяют выполнять проектирование подобных покрытий из перекрестно расположенных карт профилированного настила (Н114-600-0,8+Н60-845-0,7);

– при оценке напряженно деформированного состояния карт настила следует учитывать наличие упругоподатливого закрепления на опорах самонарезающими винтами, также следует учитывать количество самонарезающих винтов и их расположение на опорах для нижнего и верхнего настилов.

Выводы.

1. Для профилированных настилов, изготовленных из сталей тонколистовых по ГОСТ 14918 [2] и ГОСТ 16523 [3], в сертификатах приводятся прочностные характеристики рулонной стали, определенные для образцов, отобранных поперек рулонов стали.

2. Для сталей по EN 10326, EN 10327 в соответствии с ТКП EN 1993-1-3-2009 [6] прочностные характеристики стали определяются для образцов, с ориентацией продольной оси вдоль рулона стали.

3. В ТКП EN 1993-1-3-2009 [6] существует возможность учета упрочнения стали вследствие холодного профилирования.

4. Открытым остается вопрос о проектировании в соответствии с ТКП EN 1993-1-3-2009 [6] конструкций с применением профилированных настилов из тонколистовых сталей по ГОСТ 14918 [2] и ГОСТ 16523 [3], так как ТКП EN 1993-1-3-2009 [6] не распространяется на расчет элементов, изготовленных из данных сталей.

5. Современная номенклатура профилированного настила позволяет применять его при пролетах до 10 м и создавать новые виды конструкций покрытий

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. ГОСТ 24045-2016 Профили стальные листовые гнутые с трапециевидными гофрами для строительства. Технические условия.

2. ГОСТ 14918-80 Сталь тонколистовая оцинкованная с непрерывных линий. Технические условия.

3. ГОСТ 16523-97 Прокат тонколистовой из углеродистой стали качественной и обыкновенного качества общего назначения. Технические условия.

4. ГОСТ 11701-84 Металлы. Методы испытаний на растяжение тонких листов и лент.

5. Пособие по проектированию стальных конструкций (к СНиП II-23-81*).

6. Технический кодекс установившейся практики. Еврокод. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-3. Общие правила. Дополнительные правила для холодноформованных элементов и профилированных листов: ТКП EN 1993-1-3-2009.

7. Холодное скатное покрытие зданий. / А.В. Мухин, А.Б. Шурин, М.А. Луговской, В.Н. Пчелин, Ю.Ю. Маркулевич; заявитель УО «Брестский гос. тех. ун-т.» – № и 20130612 от 22.07.2013. Пол. реш. от 19.09.2013 № 9879.

8. Мухин. А.В. Конструктивные решения кровель с ортотропными конструкциями из профилированных настилов / А.В. Мухин. А.Б. Шурин. Ю.Ю. Маркулевич // Вестник БрГТУ. – Брест. 2015. – № 1: Строительство и архитектура. – С. 50–54.

9. ГОСТ 7564-97 Прокат. Общие правила отбора проб, заготовок и образцов для механических и технологических испытаний.

Малиновский В.Н., Кривицкий П.В., Матвеев Н.В.

Железобетонные стропильные балки вследствие простой схемы опирания и предсказуемости напряженно-деформированного состояния являются одним из основных видов несущих элементов плоских и малоуклонных покрытий одноэтажных производственных зданий. Наибольшее распространение получили стропильные балки пролетами 12 и 18 м при шаге 6 м. В свою очередь в практике строительства производственных зданий можно встретить балки пролетами 15, 24 и даже 30 м.

Выбор стропильной конструкции зависит от объемно-планировочных и конструктивных решений, условий строительства с учетом их технико-экономической целесообразности. Установлено, что при пролетах до 18 м включительно балки покрытий по материалоемкости и трудоемкости изготовления оказываются экономически оправданными по сравнению с фермами.

Среди многообразия применяющихся типовых и экспериментальных стропильных балок можно выделить следующие типы: трапециевидного очертания; полигональные с ломаным очертанием верхней полки и с криволинейным очертанием верхней полки или так называемые «арочные»; для односкатных покрытий применяются балки постоянной высоты и с ломаным очертанием нижней полки; для плоских покрытий – постоянной высоты с параллельными поясами. При этом поперечное сечение балок может быть тавровым, двутавровым или прямоугольным. Различают балки сплошные (со сплошной стенкой) и с отверстиями в стенке (условно называемые решетчатыми балками).

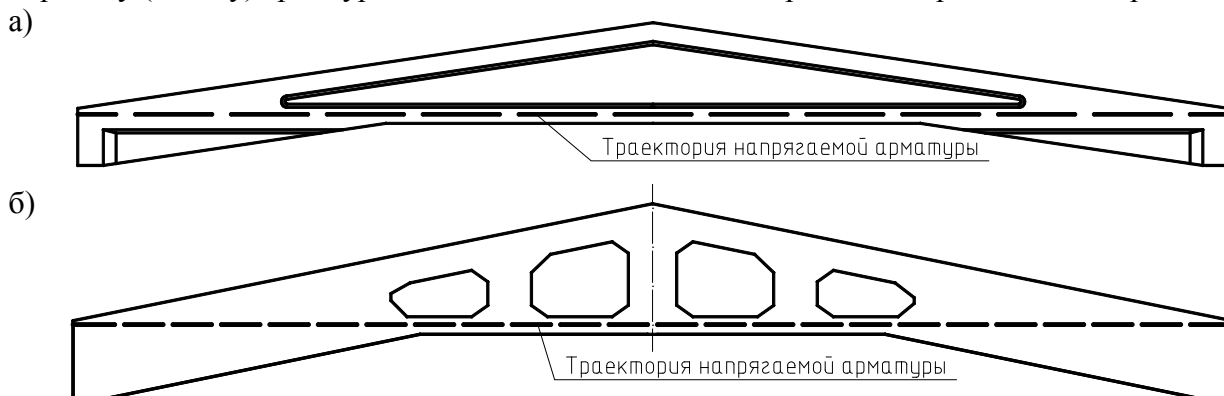
Для снижения материалоемкости, повышения экономической эффективности и долговечности стропильные балки одноэтажных промышленных зданий изготавливаются предварительно напряженными. Применение прямолинейной продольной напрягаемой арматуры обеспечивает повышение трещиностойкости сечений нормальных к продольной оси балки, в то же время трещиностойкость наклонных сечений остается практически без изменений. Обжатие бетона по длине конструкций позволяет использовать материалы более высоких классов, что способствует уменьшению размеров поперечного сечения при одинаковом уровне нагрузки, либо повысить несущую способность конструкции без изменения её размеров.

Повышение экономической эффективности и долговечности железобетонных конструкций достигается не только постоянным улучшением механических и физических свойств материалов, но и внедрением новых конструктивных и технологических решений. Использование в предварительно напряженных железобетонных конструкциях рационального расположения эффективных видов арматуры позволяет повысить пригодность конструкций к нормальной эксплуатации и безопасность их при внешних воздействиях.

Применение в стропильных балках полого отогнутой предварительно напряженной арматуры, обеспечивающей обжатие бетона в соответствии с траекторией главных растягивающих напряжений, способствует повышению трещиностойкости наклонных сечений до 20 % и прочности наклонных сечений до 16 %, а следовательно приводит к снижению поперечного армирования и уменьшению геометрических размеров сечения. В свою очередь, благодаря отгибу рассредоточивается напрягаемая арматура по торцу балки, уменьшается вероятность образования горизонтальных трещин на ее концевых участках, улучшаются условия бетонирования опорных зон балок. Так в работах [1, 2, 3] предложено в балочных конструкциях с соотношением высоты сечения к длине элемента $1/8 \div 1/20$ и месторасположением перегиба арматуры от торца элемента $1/3 \div 1/4$ части пролета при обжатии бетона с торцов конструкций угол наклона предварительно напряженных отогнутых канатов к продольной оси элемента принимать $9^\circ \div 20^\circ$. Однако результатами экспериментальных исследований [1, 2, 3] процесс образования и развития наклонных трещин на участках действия изгибающих моментов и поперечных сил и характера разрушения балочных элементов установлено, что влияние отгибов на напряженно-деформированное состояние бетона при сопротивлении его срезу учитывается в недостаточной степени.

Следует отметить, что более широкое применение предварительно напряженных конструкций с прямолинейной напрягаемой арматурой по сравнению с криволинейным ее расположением, в настоящее время вызвано трудоемкостью работ по натяжению арматуры и необходимостью наличия приспособлений, обеспечивающих натяжение арматуры в отогнутом положении или оттяжку ее из первоначального горизонтального положения в проектное отогнутое [4,5].

В БрГТУ разработано конструктивное решение двухскатных балок [6, 7], в котором при сохранении основных конструктивных параметров балки, принимая прямолинейное очертание продольной напрягаемой арматуры, удалось добиться сохранения тех же преимуществ, которыми обладают балки с отогнутой арматурой. Заключается это решение в необходимости увеличения уклона верхней полки балки до $1/6 \div 1/7$ пролета и излома нижней грани таким образом, чтобы в опорной зоне длиной $1/3 \div 1/4$ пролета внешние грани балок были параллельны (рисунок 1). В средней части пролета конструкция сохраняет очертание двухскатной балки. Вследствие этого в опорной зоне прямолинейно направленная напрягаемая арматура располагается под пологим отгибом к продольной оси опорной части балки, а, следовательно, ее траектория соответствует переводу (отгибу) арматуры из нижней зоны сечения в пролете в верхнюю на опорах.



- а) стропильная железобетонная балка двугаврового сечения с ломанной нижней гранью
 б) решетчатая железобетонная балка прямоугольного сечения с ломанной нижней гранью

Рисунок 1 – Конструктивное решение стропильных балок ломаного очертания

Кроме выше отмеченных преимуществ, связанных с переводом напрягаемой арматуры из нижней зоны в верхнюю в пределах всего пролета срез применения предложенного варианта конструктивного решения стропильных балок может положительно сказываться и на объемно-планировочных решениях и эксплуатационных качествах одноэтажных производственных зданий:

1. Вследствие излома выпуклостью вверх нижней грани предполагаемого варианта конструктивного решения балки увеличивается полезная площадь поперечного сечения пролёта здания и создаются благоприятные эстетики-психологические впечатления из-за кажущейся вспарушенности покрытия.

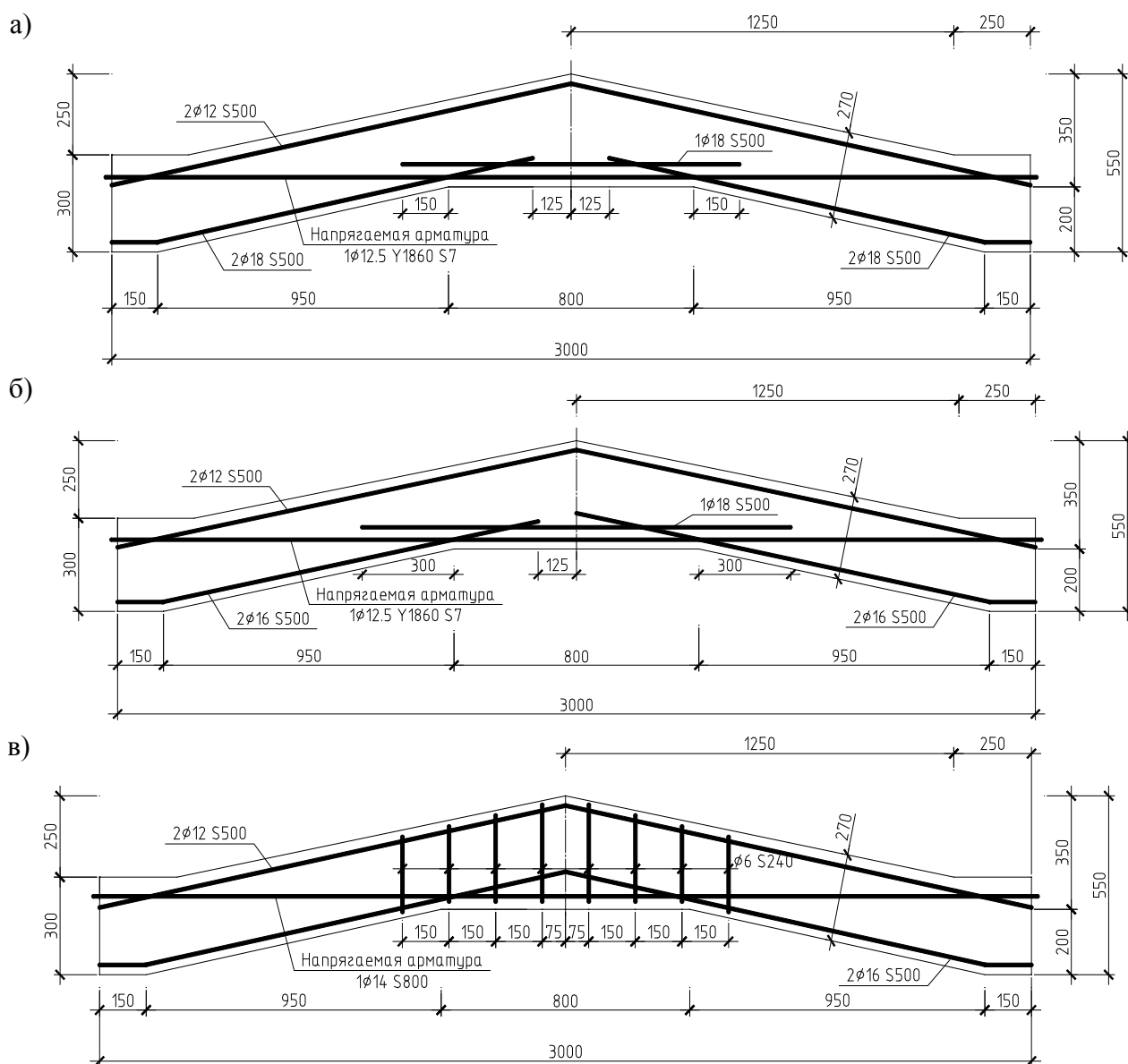
2. В пространстве, образованном изломом нижней грани балки, можно разместить подвесное подъёмно-транспортное оборудование, что может привести к уменьшению строительной высоты здания и тем самым снизить расход материалов на вертикальное ограждение объекта.

3. Вследствие вынужденного увеличения уклона верхней грани балки (уклон $1/6-1/7$ пролета) согласно установившейся классификации кровля здания из категории малоуклонной становится скатной, при которой эффективнее решается водоотведение осадков и улучшаются эксплуатационные качества гидроизоляционного слоя кровли.

4. В балках со сплошной стенкой (рисунок 1, а) удастся достичь уменьшения расхода бетона на 10,6% и арматуры на 8,2%, а в решетчатых балках (рисунок 1, б) на 15% и 5% соответственно.

Несмотря на очевидные преимущества балок ломанного очертания процесс их внедрения в практику строительства сталкивается со значительными трудностями, которые связаны, главным образом, с недостатком информации о фактическом напряжённо-деформированном состоянии балок подобного типа, а также с отсутствием рекомендаций по их расчету и конструированию. В связи с этим в лаборатории кафедры строительных конструкций «ЛИПИСК» Брестского государственного технического университета были изготовлены предварительно напряженные железобетонные балки ломанного очертания и проведены экспериментальные исследования их напряжённо-деформированного состояния.

Всего было изготовлено и испытано 3 балки (таблица 1, рисунок 2). Длина опытных образцов составила 3 м, высота сечения переменная: минимальная 270 мм для наклонной части балки у опоры, максимальная 350 мм в коньке. Ширина сечения 120 мм по всей длине балки.



а) конструктивное решение балки Б-1; б) конструктивное решение балки Б-2;
в) конструктивное решение балки Б-3

Рисунок 2 – Конструктивное решение и армирование опытных образцов

Балки Б-1 и Б-2 изготовлены без поперечного армирования. Усилие предварительного обжатия создавалось при помощи напрягаемой арматуры – одного каната Y1860 S7 Ø12,5 мм. Для обеспечения прочности нормальных сечений в приопорной зоне была установлена ненапрягаемая арматура 2Ø18 мм класса S500 (балка Б-1) или 2Ø16 мм класса S500 (балка Б-2), в средней части – один стержень Ø18 мм S500.

В балке Б-3 в середине пролета было предусмотрено поперечное армирование в виде хомутов Ø6 мм класса S240, установленных с шагом 150 мм. В качестве напрягаемой арматуры в балке Б-3 был использован арматурный стержень Ø14 мм S800, а ненапрягаемая продольная арматура представлена двумя стержнями Ø16 мм класса S500.

Таблица 1 – Основные конструктивные характеристики опытных балок

Марка балок	Размеры, см				$\mu_{sp}, \%$	$\mu_s, \%$	Поперечная арматура	$f_{cm}, \text{МПа}$	Класс напрягаемой арматуры	Величина предварительного напряжения, МПа
	b	h_k	h_n	l_0						
Б-1	12	35	27	280	0,32	1,73	-	37,50	Y1860	1 226,60
Б-2	12	35	27	280	0,32	1,37	-	36,71	Y1860	1 214,15
Б-3	12	35	27	280	0,52	1,37	Ø6 S240 в середине пролета	57,46	S800	502,57

Загружение балок производилось двумя (балка Б-1) или четырьмя (балки Б-2 и Б-3) силами в пролете. Прогибы балок в плоскости действия сил определялись с помощью прогибомеров, установленных на опорах и в местах излома нижней грани балки, втягивание напрягаемых канатов в бетон на торце балки на стадиях отпуска и при нагружении внешней нагрузкой замеряли с помощью индикаторов часового типа.

В процессе испытаний образование первых нормальных трещин в месте излома нижней грани в балке Б-1 происходило при нагрузке $2F_{\text{exp}} = 40 \div 45$ кН. Шаг трещин составлял $7 \div 10$ см, ширина раскрытия – $W_k = 0,05 \div 0,10$ мм. При последующем возрастании нагрузки ($2F_{\text{exp}} = 55 \div 60$ кН) нормальные трещины в приопорной зоне при достижении ширины раскрытия $W_k = 0,15$ мм плавно переходили в слабонаклонные к вертикальной оси. При нагрузке $2F_{\text{exp}} = 65$ кН происходило образование явно выраженных наклонных трещин в приопорной зоне балки.

При испытании балки Б-2 нормальные трещины в зоне чистого изгиба возникли при нагрузке $4F_{\text{exp}} = 30 \div 40$ кН (изгибающий момент $M_{\text{exp}} = 11,25 \div 15$ кН·м). Одновременно происходило образование нормальных трещин в балке между первым и вторым пролетными грузами. Ширина раскрытия трещин составляла $W_k = 0,05$ мм, шаг трещин – $7 \div 8$ см. При нагрузке $4F_{\text{exp}} = 60$ кН (изгибающий момент $M_{\text{exp}} = 45$ кН·м) происходило отклонение нормальных трещин опорной зоны пролета от вертикали по направлению к пролетному грузу. Ширина раскрытия трещин составляла $W_k = 0,25$ мм. Образование наклонных трещин в приопорной зоне происходило при нагрузке $4F_{\text{exp}} = 80$ кН, ширина раскрытия $W_k = 0,10$ мм.

В балке Б-3 образование нормальных трещин отмечено при нагрузке $4F = 40$ кН в месте излома нижней грани и в зоне чистого изгиба. При увеличении нагрузки до $4F = 60$ кН нормальные трещины формировались ближе к опоре от места излома. Ширина раскрытия отмеченных трещин составляла $W_k = 0,10$ мм, шаг трещин – $7 \div 8$ см. При нагрузке $4F = 100$ кН начался процесс отклонения нормальных трещин по направлению к пролетному грузу у опоры. Одновременно формировались наклонные трещины в нижней трети сечения с ориентацией «опора-груз» в опорной зоне балки. Основная информация по результатам испытаний представлена в таблице 2.

Отличительной особенностью напряженно-деформированного состояния балок ломанного очертания является то, что образование нормальных трещин в зоне чистого изгиба (в зоне действия максимальных изгибающих моментов) и в приопорной зоне происходит одновременно, т.е. достигается равновеликая трещиностойкость по всей длине балки. Кроме этого следует отметить, что во всех трех опытных балках за несколько ступеней до разрушающей нагрузки происходил отрыв защитного слоя бетона в коньке балки в результате действия вертикальной составляющей усилия в сжатой зоне бетона. Очевидно, что образование наклонных трещин в середине пролета балки также связано с действием вертикальной составляющей, которая при данном конструктивном решении балки и предложенной схеме испытаний выступает в качестве фиктивной опоры.

Таблица 2 – Основные результаты экспериментальных исследований

Марка балок	Поперечная сила у опоры при разрушении балок V_{sd} , кН	Изгибающий момент при разрушении балок M_{sd} , кН·м	Характер разрушения
Б-1	52,5	52,5	По наклонной трещине в середине пролета с раздроблением бетона над вершиной трещиной
Б-2	60	45	По наклонной трещине у опоры в результате продергивания арматуры
Б-3	95	71,25	По нормальной трещине в середине пролета с раздроблением бетона в сжатой зоне

Изменение жесткости и увеличение деформаций опытных образцов после образования первых нормальных трещин характеризуется уменьшением угла наклона кривых к оси абсцисс графиков

относительных прогибов (рисунок 3). Данное обстоятельство свойственно изгибаемым преднапряженным железобетонным элементам с прямолинейным армированием, хотя существует мнение [1], что после образования нормальных трещин в зоне максимальных изгибающих моментов и первой наклонной трещины, зарождающейся с растянутой грани в приопорной зоне, работа балки приближается к работе шпренгельной системы.

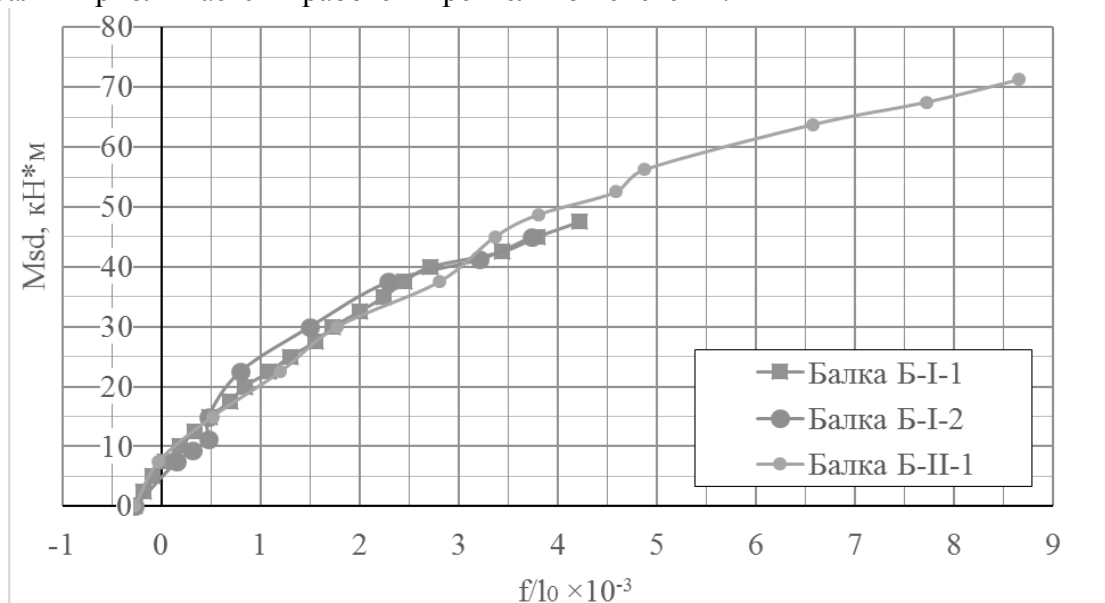


Рисунок 3 – Графики относительных прогибов опытных балок

Выводы

1. Отгиб части продольной напрягаемой арматуры из нижней зоны сечения в пролете в верхнюю на опорах повышает трещиностойкость и прочность наклонных сечений, а также способствует к снижению материалоемкости, повышению экономической эффективности и долговечности стропильных балок покрытия.

2. Конструктивное решение двускатной балки с ломаным очертанием нижней грани позволяет при прямолинейной напрягаемой арматуре сохранить положительные качества балок с отогнутой арматурой. При этом также улучшаются объемно-планировочные параметры здания и эксплуатационные условия кровли.

3. Значительный уклон верхней грани балки приводит к формированию в коньке вертикальной составляющей результирующего усилия в сжатом бетоне. Данное обстоятельство приводит к отрыву сжатой зоны бетона в верхней трети сечения и формированию наклонных трещин в средней части пролета. Постановка поперечного армирования в середине пролета балки позволяет увеличить несущую способность на 35% по сравнению с балками без поперечного армирования средней зоны.

4. Образование нормальных трещин происходит одновременно как в зоне действия максимальных изгибающих моментов, так и в приопорной зоне. Таким образом, балка ломаного очертания отличается от балок с отогнутой арматурой равновеликой трещиностойкостью по всей длине, что свидетельствует о более эффективном использовании высокопрочной арматуры в подобного рода конструкциях.

5. По результатам сравнения опытно запроектированных вариантов балок установлено, что усовершенствованный вариант стропильной балки ломаного очертания со сплошной стенкой в сравнении с типовыми балками имеет лучшие экономические показатели по расходу стали на 8,2%, расходу бетона – на 10,6%, решетчатой балки на 5% и 15% соответственно.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Малиновский, В.Н. Сопротивление предварительно напряженных балок из высокопрочного бетона с отогнутой стержневой арматурой при изгибе с поперечной силой : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / В. Н. Малиновский. – Ленинград, 1988 – 153 с.
2. Кривицкий, П.В. Сопротивление срезу предварительно напряженных железобетонных балок с полого отогнутыми канатами : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / П. В. Кривицкий. – Брест, 2016 – 167 с.
3. Сасонко, Л. В. Исследование изгибаемых предварительно напряженных железобетонных конструкций с отогнутой арматурой : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / Л. В. Сасонко. – М., 1974 – 146 с.
4. Экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния железобетонных балок с пологим отгибом части продольной предварительно напряженной арматуры / Н.Н. Шалобыта, В.Н. Малиновский, П.В. Кривицкий // Вестник БрГТУ. – 2010. – № 1(61): Строительство и архитектура. – С. 78–81.
5. Совершенствование конструкций плит покрытий промышленных зданий / Бердичевский Г.И., Дмитриев Ю.В., Сасонко Л.В. и др. // Бетон и железобетон/. – 1970.–№8 – с. 20-22.
6. Двускатная стропильная балка : пат. 9507 Респ. Беларусь, МПК Е 04В 1/06 / В.Н. Малиновский, П.В. Кривицкий, Н.Н. Шалобыта ; заявитель УО «Брест. гос. техн. ун-т» № u 20130180 ; заявл. 25.02.2013 ; опубл. 30.08.2013 // Афіцыйны бюл. / Нац. цэнтр інтэлектуал. уласнасці. – 2013. – № 4(93). – С. 237.
7. Решетчатая стропильная балка: пат. 10178 Респ. Беларусь, / В.Н. Малиновский, Н.В. Матвеев, П.В. Кривицкий; заявитель УО «Брест. гос. техн. ун-т» № u2013.09.14 заявл. 11.11.2013 ; опубл. 30.06.2014 // Афіцыйны бюл. / Нац. цэнтр інтэлектуал. уласнасці. – 2014. – № 3(98).

КИНЕТИКА ТВЕРДЕНИЯ БЕТОНА С ДОБАВКОЙ «УКД-1» ПРИ НИЗКОЙ ПОЛОЖИТЕЛЬНОЙ И ОТРИЦАТЕЛЬНОЙ ТЕМПЕРАТУРЕ ВОЗДУХА

Марко О.Ю.

Проблемы снижения энергетических затрат в строительном производстве, повышение темпа строительства зданий с применением монолитного бетона и железобетона не теряют со временем своей актуальности. Одним из технологических приемов решения этих задач является использование комплексных химических добавок в бетон, проявляющих эффект пластификации (и способствующих росту плотности и непроницаемости бетона за счет снижения его начального водосодержания) в сочетании с эффектом повышения темпа набора прочности, обеспечивающим ускорение оборота опалубок, а в итоге повышению темпа и сокращению сроков строительства.

Приведенным критериям полностью отвечает новая химическая добавка «УКД-1», разработанная в Беларуси с использованием в составе отечественного углеродного наноматериала (УНМ) и обладающая эффективным сочетанием пластифицирующе-ускоряющего воздействия на цементный бетон. В этой связи в настоящих исследованиях поставлена задача ускорения темпа роста прочности бетона в технологии монолитного бетонирования и снижения энергетических затрат при прогревах бетона. В частности, путем разработки энергосберегающих режимов его твердения за счет введения в состав комплексной добавки «УКД-1», понижения температуры и времени подвода энергии (тепла) при прогревах.

ОБЩАЯ МЕТОДИКА ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ

На начальном этапе исследований по кинетике твердения (росту прочности на сжатие) бетона определили оптимальную дозировку добавки «УКД-1» в бетон по методике ГОСТ 30459-96 [1] на стандартизированном составе бетона (цемента М500 Д0; Красносельскстрой-материалы) – 350 кг; ШЦ = 1100 кг; П = 750 кг; В = 175 кг; подвижность смеси: ОК ~ (3...4) см) и твердении образцов (150х150х150 мм) в нормально-влажных ($\phi \geq 90\%$; $t \sim 20^\circ\text{C}$) условиях. Для сравнения оценивали кинетику твердения бетона без добавки и с исследуемой добавкой «УКД-1» в дозировке 1% массы цемента. В исследованиях придерживались принципа равноподвижности бетонных смесей, поэтому в составе с «УКД-1» водосодержание (В/Ц)_б было ниже.

Диапазон температур наружной среды ($t_{на}$, °С) для исследований кинетики твердения (роста прочности) бетона с добавкой «УКД-1» был принят в диапазоне температуры 5...(-20) °С. Температуру разогрева бетона (прогрева) в основном диапазоне 30...50 °С приняли по результатам исследований малоэнергоемкой технологии для производства сборных бетонных и железобетонных изделий [2–6], после перепроверки этих данных на образцах-балочках (40х40х160 мм) из цементно-песчаного раствора стандартизированного состава и режима паропрогрева.

Отслеживали кинетику роста прочности образцов (150х150х150 мм) бетона на сжатие при твердении в формах, имитирующих опалубки разных типов ($K_m = 0,6...3,5 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C})$) (таблица 1), на воздухе с температурой от -5°С до -20°С. Составы бетона (таблица 2) соответствовали классам по прочности на сжатие и консистенции бетонных смесей общего диапазона, используемого в монолитном строительстве.

Таблица 1 – Характеристики форм-опалубок

Материал форм-опалубок и крышек	Коэффициент (расчетный) теплопередачи стенок форм (крышек) при скорости ветра 0 м/с, Вт/(м ² ·°С)
1. Доска, 25 мм	2,44
2. Металл (сталь), 10 мм	3,50
3. Металл (10 мм) + 60 мм минераловатная плита	~ 1,00
4. Фанера (12 мм) + 60 мм минераловатная плита	~2,98 / ~ 0,60* (*с утеплением)

Таблица 2 – Составы бетона для исследований

Номер состава бетона	Класс бетона	Подвижность бетонной смеси (ОК), см	Марка цемента	Расход составляющих (кг) на 1 м ³ бетона:				Водоцементное отношение бетона	X, относительное водосодержание цементного теста, доли ед.
				Ц	П	Щ	В		
А. Составы без добавок									
1	C ¹² /15	12...14	M400	380	685	1100	201	0,53	1,60
2	C ²⁵ /30	12...14	M500	465	590	1090	208	0,45	1,42
Б. Составы с добавкой 1% СН									
3	C ¹² /15	12...14	M400	360	720	1100	182	0,50	1,44
4	C ²⁵ /30	12...14	M500	442	625	1100	195	0,44	1,38
В. Составы с комплексной добавкой 1% «УКД-1»									
5	C ¹² /15	12...14	M400	340	715	1150	163	0,48	1,32
6	C ¹² /15	21...23	M400	405	720	1065	180	0,44	1,27
7	C ²⁵ /30	12...14	M500	345	725	1175	146	0,42	1,2
8	C ²⁵ /30	21...23	M500	420	720	1065	175	0,41	1,26
9	C ³² /40	12...14	M500	400	695	1150	156	0,39	1,12

ТВЕРДЕНИЕ БЕТОНА С НАЧАЛЬНЫМ РАЗОГРЕВОМ ПРИ НИЗКОЙ ПОЛОЖИТЕЛЬНОЙ И ОТРИЦАТЕЛЬНОЙ ТЕМПЕРАТУРЕ ВОЗДУХА

Методика исследований кинетики роста прочности тяжелого конструкционного бетона с начальным разогревом базировалась на данных предыдущего этапа работы с мелкозернистым бетоном, которые, в свою очередь, получены на принципах малоэнергоемкой технологии для изготовления сборных изделий [2–6].

Разогрев бетона осуществляли электродным методом при сквозном прогреве перед установкой форм в камеру твердения. Для этого во всех формах (№ 1 и № 4 по таблице 1) две противоположные стенки имели два металлических пластинчатых электрода (стальная пластина толщиной 2 мм) с выходом в виде стержней Ø 6 мм, выступающих из сверлений в крышке формы (№ 1) и ее теплоизоляции (формы № 4) и служивших для подключения проводов подвода электрического тока с помощью быстротемперных зажимов.

В таблице 3 приведены полученные расчетные значения $P_{под}$, $P_{бет}$, $P_{оп}$, $P_{атм}$ и $P_{уд}$, соответственно: требуемая суммарная мощность для подъема температуры; мощность для подъема температуры бетона; опалубки (с крышкой); восполнения теплопотерь в атмосферу (в нашем случае разогрев вели в помещении при $t_{на} \sim 18...20^{\circ}\text{C}$) и усредненная мощность: $P_{уд} \sim 0,8 \text{ кВт/м}^3$, соответствующая тепловыделению цемента и учитываемая со знаком минус.

Таблица 3 – Значения мощности для разогрева в расчете на 1 м³ бетона

Температура разогрева бетона, °C	Номер формы по таблице 1	Расчетные значения мощности на стадии разогрева бетона, кВт/м ³				
		$P_{бет}$	$P_{оп}$	$P_{атм}$	$P_{уд}$	$P_{уд}$
30	1	0,7	2,45	0,975	-0,8	4,125
	4		1,366	0,24		2,306
40	1	0,7	2,45	1,95	-0,8	4,7
	4		1,366	0,46		2,526
50	1	0,7	2,45	2,926	-0,8	6,076
	4		1,366	0,72		2,786

Приведенные данные получены для разогрева бетона до температуры 30...50°C при начальной температуре бетонной смеси ~ 15°C и температуре воздуха в помещении лаборатории ~ 18...20°C. Во всех случаях удельная мощность превышает мощность, требуемую на стадии подъема температуры бетона, т. е. соблюдается условие: $P_{уд} \leq P_{уд}$.

Разогретые образцы в формах с крышками (конструктивно они соответствовали конструкции стенок) хранили в неотапливаемом помещении (для $t_{\text{вн}} \sim 5^{\circ}\text{C}$ и 0°C) либо помещали в морозильную камеру, отрегулированную на заданный уровень температуры в -5 , -10 и -20°C . После выдержки в этих условиях расчетный период твердения на образцах с датчиками-термопарами вначале замеряли температуру бетона к концу режима, а затем всю серию образцов распалубливали и испытывали на сжатие или оставляли дозревать до 28 сут. в нормально-влажностных условиях.

В экспериментах использовали бетон составов, приведенных в таблице 2. Данные, отражающие зависимость кинетики роста прочности бетона с добавкой «УКД-1» при различной температуре начального разогрева, температуре среды твердения, степени теплоизоляции форм (опалубки; №1 – доска 25 мм; №4 – фанера, утепленная минеральной ватой толщиной 60 мм) и модуля поверхности при твердении образцов в условиях термоса (без дополнительного подвода тепла), приведены в таблице 4. Данные по прочности бетона получены как единичные значения серий из 2-х образцов, разница значений которых не превышала 5...7% от меньшего.

Таблица 4 – Кинетика роста прочности бетона с начальным разогревом и твердением в условиях термоса

Температура разогрева бетона, $^{\circ}\text{C}$	Характеристики бетона			Номер формы по таблице 1	Прочность бетона в % от $f_{cm, 28}$ после термостатической выдержки, час				Температура бетона образцов через 24 ч твердения
	номер состава по таблице 2	класс бетона	Наличие и вид добавки		12	18	24	через 28 сут. твердения в камере с НВР ^а	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
А. Температура наружного воздуха: $t_{\text{вн}} \sim 5^{\circ}\text{C}$									
30	1	$\text{C}^{12/15}$	–	1	26	35	42	101	19
	5	$\text{C}^{12/15}$	«УКД-1»	1	42	55	63	104	23
	7	$\text{C}^{25/30}$	«УКД-1»	1	46	53	65	–	–
30	1	$\text{C}^{12/15}$	–	4	25	39	44	101	21
	5	$\text{C}^{12/15}$	«УКД-1»	4	63	72	80	106	29
	7	$\text{C}^{25/30}$	«УКД-1»	4	65	71	82	105	–
50	1	$\text{C}^{12/15}$	–	1	35	45	55	103	–
	5	$\text{C}^{12/15}$	«УКД-1»	1	55	66	74	105	24
	7	$\text{C}^{25/30}$	«УКД-1»	1	55	68	77	108	–
Б. Температура наружного воздуха: $t_{\text{вн}} \sim 0^{\circ}\text{C}$									
30	1	$\text{C}^{12/15}$	–	1	26	33	39	98	–
	5	$\text{C}^{12/15}$	«УКД-1»	1	40	49	56	106	15
	7	$\text{C}^{25/30}$	«УКД-1»	1	44	50	61	104	–
30	1	$\text{C}^{12/15}$	–	4	22	31	39	105	19
	5	$\text{C}^{12/15}$	«УКД-1»	4	56	63	76	104	26
	7	$\text{C}^{25/30}$	«УКД-1»	4	58	65	77	108	–
50	1	$\text{C}^{12/15}$	–	1	34	46	52	103	–
	5	$\text{C}^{12/15}$	«УКД-1»	1	49	65	74	102	20
	7	$\text{C}^{25/30}$	«УКД-1»	1	53	66	75	104	–
В. Температура в камере хранения: -5°C									
30	1	$\text{C}^{12/15}$	–	4	22	31	36	98	–
	5	$\text{C}^{12/15}$	«УКД-1»	4	48	58	60	110	18
	7	$\text{C}^{25/30}$	«УКД-1»	4	49	57	62	113	–
40	5	$\text{C}^{12/15}$	«УКД-1»	4	56	64	75	–	25
	7	$\text{C}^{25/30}$	«УКД-1»	4	57	66	75	–	–
50	1	$\text{C}^{12/15}$	–	4	34	39	48	102	–
	5	$\text{C}^{12/15}$	«УКД-1»	4	72	80	84	106	31
	7	$\text{C}^{25/30}$	«УКД-1»	4	73	81	86	108	–

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
50	5	$C^{12/15}$	«УКД-1»	1	40	46	52	—	12
	7	$C^{25/30}$	«УКД-1»	1	42	46	54	—	
Г. Температура в камере хранения: -10°C									
30	5	$C^{12/15}$	«УКД-1»	4	43	52	58	107	15
	7	$C^{25/30}$	«УКД-1»	4	44	51	58	111	
40	5	$C^{12/15}$	«УКД-1»	4	52	63	71	—	22
	7	$C^{25/30}$	«УКД-1»	4	54	66	70	—	
50	5	$C^{12/15}$	«УКД-1»	4	68	76	80	107	28
	7	$C^{25/30}$	«УКД-1»	4	71	76	82	109	
Д. Температура в камере хранения: -20°C									
30	5	$C^{12/15}$	«УКД-1»	4	40	44	50	110	13
	7	$C^{25/30}$	«УКД-1»	4	40	46	50	110	
40	5	$C^{12/15}$	«УКД-1»	4	48	55	63	—	16
	7	$C^{25/30}$	«УКД-1»	4	50	55	63	—	
50	5	$C^{12/15}$	«УКД-1»	4	59	66	73	105	22
	7	$C^{25/30}$	«УКД-1»	4	60	66	75	108	
Е. Температура в камере хранения: -20°C , модуль поверхности блока образцов $M_n \sim 18 \text{ м}^{-1}$									
30	5	$C^{12/15}$	«УКД-1»	4**	53	63	65	108	21
	7	$C^{25/30}$	«УКД-1»	4**	54	61	68	109	
50	5	$C^{12/15}$	«УКД-1»	4**	75	84	95	105	37
	7	$C^{25/30}$	«УКД-1»	4**	78	85	98	106	

Примечания: в камере с нормально-влажностным режимом твердения: 1 – формы из доски $\delta = 25 \text{ мм}$; 4 – формы из фанеры $\delta = 12 \text{ мм}$, утепленные минватой; 4** – блок-форма из фанеры, под общим колпаком при $K_f \sim 0,6 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C})$.

Анализ полученных экспериментальных данных (таблица 4) позволяет сделать следующие выводы.

Неутепленная опалубка (данные, относящиеся к форме №1) нерациональна к использованию при реализации малоэнергоемкой технологии в зимний период работ. Темп роста прочности бетона резко снижается при отсутствии теплоизоляции и повышении коэффициента теплопередачи опалубки (№1 – $K_m = 2,44 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C})$ и форма №4, $K_m = 0,6 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C})$), что соответственно увеличивает потери тепла в окружающую среду. Вместе с тем и в этом случае прочность бетона с добавками 1% «УКД-1», разогретого до температуры 50°C , через 18...24 ч «термосного» твердения достигает 65...75% от проектной в диапазоне температуры среды твердения вплоть до $t_{\text{нв}} \sim -5...-20^{\circ}\text{C}$ при модуле поверхности $M_n \sim 40...18 \text{ м}^{-1}$ соответственно. То есть обеспечивается условие не только бездефектной распалубки вертикальных и наклонных элементов зданий и сооружений, но и несущая способность этих конструкций, позволяющая вести дальнейшие работы с их использованием в качестве несущих.

При использовании утепленных типов опалубок, даже при устройстве тонкостенных конструкций с модулем теплоотдающей поверхности до $M_n \sim 40 \text{ м}^{-1}$, добавка «УКД-1» в сочетании с разогревом бетона до 50°C обеспечивают достижение им прочности до 75...95% в пределах 24 ч твердения при температуре наружного воздуха $t_{\text{нв}} = (-5...-20)^{\circ}\text{C}$. Это свидетельствует целесообразности и необходимости использования в зимний период теплоизолированных опалубок, что обеспечивает эффективную реализацию малоэнергоемкой технологии бетонирования.

Влияние повышения температуры начального разогрева бетона закономерно проявляется в повышении темпа роста его прочности во всех исследованных случаях, при прочих равных условиях. Таким образом, при необходимости, возможно компенсировать недостаточную теп-

лоизоляция используемых опалубок, даже при изготовлении тонкостенных конструкций с большим модулем теплоотдающей поверхности.

ТВЕРДЕНИЕ БЕТОНА, ПОДВЕРГНУТОГО ОХЛАЖДЕНИЮ ПРИ ТЕМПЕРАТУРЕ (-15...-17)°С, С ПОСЛЕДУЮЩИМ КРАТКОВРЕМЕННЫМ ПРОГРЕВОМ

В экспериментах использовали бетон составов 1 и 5, приведенных в таблице 2.

С целью изучения влияния комплексной пластифицирующе-ускоряющей добавки на прочность бетона при замерзании бетонной смеси до начала тепловой обработки, проводили следующие эксперименты.

Свежеприготовленную бетонную смесь охлаждали в течение 1 часа в морозильной камере при температуре (-15...-17)°С. Затем изготавливали образцы бетона (размерами 100x100x100 мм) в металлических формах с укладкой вибрированием ($A \sim 0,5$ мм; $f \sim 50$ Гц) в течение 3...5 с. Часть образцов подвергали прогреву в течение 1 часа при температуре 40°С. Также формовали образцы обоих составов бетонной смеси до ее замораживания.

Таким образом, образцы твердели в различных условиях, а именно:

- в нормально-влажностных условиях;
- с прогревом 1 час при $t = 40$ °С и дальнейшим твердением в нормально-влажностных условиях.

В возрасте 1, 3, 7 и 28 суток определяли прочностные свойства бетонов по методике согласно ГОСТ 10180-90. По результатам кратковременных испытаний бетона на сжатие определяли прочностные характеристики бетона. Данные экспериментальных исследований кинетики твердения бетона по росту его прочности на сжатие, выраженной в процентах от проектной (в возрасте 28 суток), при твердении образцов без подвода тепла, представлены на рисунке.

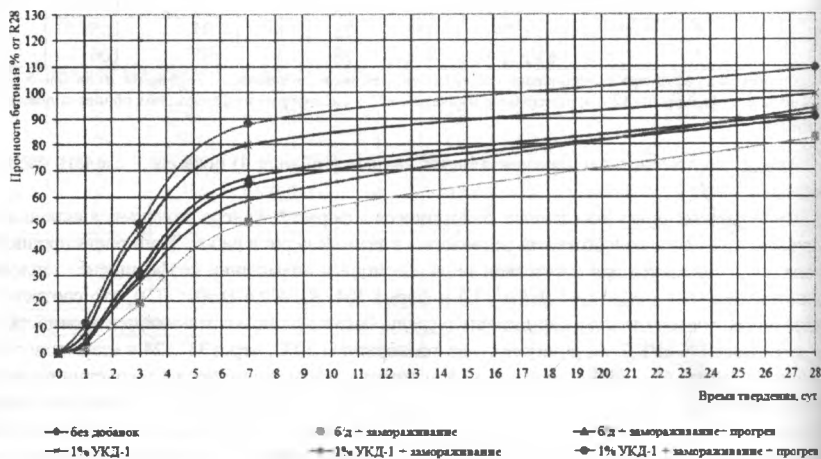


Рисунок 1 – Кинетика роста прочности бетона в течение 28 суток твердения в естественных условиях

Очевидно, что использование комплексной добавки «УКД-1» обеспечивает стабильный рост прочности бетона. При этом эффективность комплексной добавки несколько ниже в первые 24...48 часов твердения, что обусловлено эффектом торможения реакций гидратации цемента органической составляющей добавки С-3, ее поверхностно-активными веществами. Он явно выражен при пониженной температуре бетонной смеси и среды твердения. По этой же причине бетон без добавки не набрал проектную прочность. В то время как бетон с добавкой «УКД-1» без прогрева достиг 99% проектной прочности, а в результате прогрева и термостатного выдерживания к 28 суткам твердения дал прирост прочности, равный 10%.

Оценивая эффективность применения модифицированного бетона для обеспечения энергооберегающей технологии зимнего монолитного бетонирования по данным исследования приходим к выводу, что бетон с комплексной добавкой «УКД-1» обеспечивает прочность в 80–90% от про-

UTILIZATION CERTYD TYPE AGGREGATE IN BUILDING CERAMICS

Marta Nalewajko

1. Certyd type aggregate

In recent times, building and industrial waste has been a major problem in specially prepared landfills. Increasingly, they tend to process and recycle them in the production of new products. A number of research projects aim to create a waste treatment technology so that it can be reused. This article focuses specifically on the description of the technology of secondary aggregate production, whose properties are similar or better than those of natural aggregates. This is important not only because of the disposal of overburdened building or industrial waste, but also because of the drastically decreasing amount of natural aggregate deposits. One of the options for processing industrial waste is the innovative LSA technology that allows it to be recycled into secondary aggregates, which is not only safe and environmentally friendly but also economically and energy-efficient.

LSA's waste-free technology addresses the problems of industrial waste management as well as the production of secondary aggregates with very good physico-mechanical properties that can be used in construction, road construction or horticulture. This technology involves the proper preparation of the ash raw material in order to subject it to a sintering process in a special rotary kiln. Used in the production of aggregates, CERTYD type, the raw material consists mainly of ash from coal combustion, slag, ash and boiler dust. These are anthropogenic raw materials, which are characterized by low carbon content and, at the same time, very good physico-mechanical properties. They are stored in silos on the factory square. After dividing into several batches consisting of several tons of raw material, they are subjected to mechanical pre-treatment, granulation, exhaust gas drying and subsequent sintering at a temperature of 1000 to 1200°C. After these four stages the aggregate will be cooled by means of air streams, where it will then be stored in the square. Properly prepared granules are crushed and sieved, thus allowing aggregate in the form of regular grains or broken grains with appropriate 2/4, 4/8, 8/16 mm fractions, whose granular composition is shown in Table 1. The additional product resulting from CERTYD aggregate is heat produced in the amount of about 3 MW [6]. It is a totally waste-free, environmentally friendly and environmentally friendly process that is protected by multiple patents.

Table 1 Grain composition of CERTYD aggregates determined according to PN-EN 933-1

	2/4 mm	4/8 mm	8/16 mm
Size of the mesh sieve [mm]	Number of grains passing through sieve [%]		
32,5	-	-	100
22,4	-	-	100
16	-	100	100 - 90
11,2	-	100	60 - 35
8	100	100 - 90	15 - 0
6,3	100	-	-
4	100 - 90	15 - 0	5 - 0
3,15	95 - 90	-	-
2	-	5 - 0	-
0,063	15 - 0	-	5 - 0

Source: own study based on [1]

The CERTYD aggregate produced is characterized by high quality which, from the initial stage of raw material preparation to loading, is positively assessed by Factory Production Control and according to the applicable standards PN-EN 13055-1: Light aggregates for concrete, mortar, rare mortar and EN 13055 -2: Light aggregates for unbonded and hydraulically bound bituminous mixtures and surface fixations. In addition to the quality, the physical, mechanical and chemical properties of the produced product are also checked by the LSA building research and development laboratory. CERTYD is characterized by low bulk density and low absorbency, so that during thermal treatment it does not swell and is very well sintered. Its low bulk density allows the road to be used in poor roads, and in construction to relieve buildings and structures, as well as mortar or plaster. This allows for lower construction costs, including transport [1,2,3].

CERTYD aggregate is used in lightweight concrete, where the most important parameters are frost resistance, absorbability and resistance to crushing. These three parameters are fully met by the LSA aggregate. The frost resistance test yielded results of 1% and below, which qualifies the raw material for use in

lightweight concrete, and the crush resistance test showed significantly higher results than in the case of the commonly used formulation in construction, achieving results in 10 MPa. In addition, the aggregate has a low coefficient of conductivity $\lambda = 0.16 \text{ W / m} \cdot \text{K}$. The table below shows the heat transfer coefficients for each aggregate available on the market [1,2].

Table 2 Heat conductivity coefficients for selected aggregates available on the market

Aggregate	Thermal conductivity [W/m·K]
Perlite	0,05
Keramzyt	0,10
CERTYD	0,16
Dusty sand	0,55
Gravel	0,90

Source: own study based on [1]

CERTYD aggregate, in addition to the above mentioned features, is also characterized by its lightness, porosity and resistance to fungi, rodents and insects, environmentally safe, reusable, non-decaying and non-flammable.

In addition to the physico-mechanical properties, its chemical properties are also checked. It is subjected to a study on the content of humidity, carbon and sulfur and the content of natural radioactive isotopes K-40, Ra-226 and Th-228. In addition, the chemical properties of the aggregates are tested according to PN-EN 13055-1. Total sulfur content and potential alkalinity potential which have a significant effect on the strength of the concretes. Multiple studies conducted on CERTYD aggregates have shown that the raw material meets the conditions imposed by the standard and that the results are significantly lower than the limits [1].

As already mentioned, CERTYD is widely used in construction, road building and horticulture. As an aggregate in the construction industry is used:

- for structural concretes, including lightweight concrete used in construction works, for the production of prefabricated concrete such as hollows for ventilation, chimney, wall, gas, palisades, foundation blocks and others,
- for filling and clamping materials, for heat-sensitive mortars as their own component, insulation on the ground and feet,
- for thermally insulating and molding roofs, for thermal insulation of basement and foundation walls and under floor coverings as acoustic and thermal insulation, industrial flooring on the ground,
- in geotechnics, to reduce the settlement of buildings or stabilize foundations, and others [1,2,3].

In road construction:

- for construction concrete, including light road applications, screens and other prefabricated acoustic guards,
- for substructure, to build embankments below freezing or frost when they are dry or insulated from water or are filled with stony and coarse soils, to frost-proof and draining,
- to prevent ground vibrations from road and rail communications, in road filtering and drainage layers,
- to protect against water erosion, eolian erosion and slope roads, to the French drain, replacing roadside ditches, and others [1,2,3].

In horticulture:

- for filtering and humecting layers under green and sports areas, as a drainage layer under arable land or a component for soil tillering, regulating water and air access,
- to substructure components with large surfaces of sports facilities, substrates, hydroponic crops, to protect plants growing in urban areas from water and air deficiencies, as an important substrate component for green roofing, and others [1,2,3].

It should be emphasized in particular that it meets all the requirements set by the standards and other technical documents in force in Poland. The most important advantages of aggregate are lightness, fire resistance, frost resistance and crush resistance. A number of these features allow for the complete replacement of natural aggregates with the CERTYD aggregate, and thus allows for the protection of natural resources, the reduction of industrial waste, and the recovery of land intended for the disposal of these wastes.

2. Building ceramics using CERTYD aggregate

The use of CERTYD aggregates in many areas of construction (such as structural concrete, prefabricated products and other products) is indicated in the previous section. However, its use in ceramics has not been

studied. It is therefore reasonable to conduct a two-factor test to improve the properties of building ceramics by replacing the natural aggregate slimming material with CERTYD sintered aggregate. Of the many factors influencing physicochemical properties, two are significantly influenced by the differences in strength, absorbability and number of emerging cracks. The first one (A) is the fraction of added artificial aggregate. For the study, the aggregate fractions of 0 - 2 mm, 2 - 4 mm and 4 - 8 mm were used. The second factor (B) is the amount of CERTYD aggregate in relation to the amount of clay and aggregate. The content of 100, 300 and 500 kg / m³ was adopted. By observing the purpose of the study, a two-tiered plan was chosen, which is presented in Table 3.

Table 3 Plan for a full two-factor experiment

Serial number	Code values		Actual values	
	A	B	A	B
1	-1	-1	1	100
2	0	-1	3	100
3	1	-1	6	100
4	-1	0	1	300
5	0	0	3	300
6	1	0	6	300
7	-1	1	1	500
8	0	1	3	500
9	1	1	6	500
10	Control sample with quartz aggregate			

Source: own study

The study consisted of several stages. The first one was the calculation of the appropriate amount of each ingredient in relation to 1 m³ ceramic mix. A few minutes later the clay was mixed with the aggregate, which was placed in a mixer. After its start up, the dry ingredients were mixed for another 3 minutes, then water was gradually added. Water addition took 5 minutes, followed by stirring for another 20 minutes. The device used to mix the ceramic components is shown in Figure 1.



the ceramic components is shown in Figure 1.

Figure 1. Mixer used to mix ingredients into a ceramic mass (Source: 4)



After the indicated

time, the ceramic mass was pulled out and placed in foil bags for 24 hours. The finished mass was vented and placed in 4 cm in diameter and 2 cm in anti-adhesive molded mold release molds. The ceramic molded mass was subjected to densification in a device called balancing, as shown in Figure 2, and then deformed.

Figure 2. Balancing device used to compact the molded samples (Source: own study)



Finished samples, shown in Figure 3, were left in an air-dry condition for 24 hours and then placed in an oven at 105 ° C for 24 hours.

Figure 3: Molded ceramic samples (Source: 4)

Dried samples were pre-evaluated for the number of scratches and placed in the furnace shown in Figure 4.



Figure 4. Burn furnace for construction products (Source: 4)

The initial furnace temperature was 20 ° C and was raised by 2 ° C every 1 minute until the temperature reached 550 ° C, where the samples were kept for 120 minutes, then the temperature was raised again by 2 ° C for 1 minute until the furnace temperature was 950 ° C. 180 minutes. After this time, the stove was switched off and the samples were pulled out after the oven reached room temperature. Finished samples were tested for: compressive strength, absorbability, bulk density and freeze resistance.

Table 4 Test results of ceramic samples containing CERTYD aggregate

Sample	Compressive strength	Impregnability	Volumetric density	Frost resistance
Research 1 - amount of water 20%				
1	35,55	8,87	1,875	-
2	36,31	8,77	1,871	-
3	53,81	9,29	1,873	-
Research 2 - amount of water 20%				
1	21,89	9,36	1,638	About 12 cycles
2	23,89	9,28	1,760	
3	24,00	8,98	1,730	
4	23,80	9,25	1,656	
Research 3 - amount of water 20%				
1	42,60	9,21	1,902	About 12 cycles
2	40,80	9,27	1,921	
3	50,60	9,08	1,921	
4	42,60	9,20	1,918	
Research 4 - amount of water 18%				
1	43,00	9,11	1,921	About 12 cycles
2	27,87	9,19	1,921	
3	34,63	9,29	1,941	
4	39,81	9,24	1,931	

Source: own study

The best results were obtained with samples containing CERTYD aggregate of 0-2 mm in aggregate at 100 kg / m³ aggregate. The worst results were obtained in samples with aggregate of 1 - 4 mm in the amount of 500 kg / m³ of aggregate. The samples with the aggregate fraction of 4 - 8 mm were omitted because of the large number of scratches after the drying step already in samples containing 1 - 4 mm fraction. In further investigations, the focus was on the execution of CERTYD aggregate samples of 0-2 mm in aggregate at 100 kg / m³ aggregate. The results of each study are summarized in Table 4. Compression strength was achieved within the range of 21.89 - 50.60 MPa, which shows the diversity, but at a high level. Good results were also obtained with absorbability of 8.77 - 9.36%. The weakest results were obtained with frost resistance. Ceramic products should withstand 20 to 45 defrosting and freezing cycles [5,6,7,8]. CERTYD aggregate samples withstood about 12 cycles, significantly less than the required limits.

3. Conclusions

After the first study, according to the plan of the experiment, the results showed that the best physico-mechanical properties exhibit samples containing 100 kg / m³ of CERTYD aggregate. Samples containing 1 to 4 mm aggregates showed numerous cracks and cracking, and these defects increased in proportion to the amount of aggregate used. Consequently, the production of samples with larger fractions was excluded.

The best results for the compressive strength test showed samples of the first series, ie with CERTYD aggregate fraction of 0 - 2 mm in the amount of 100 kg / m³. These samples also showed better results in the study of absorbability. All conducted studies have shown that the increase in CERTYD aggregate and the fractional grading increase both the strength of the samples and the absorbability.

Taking into account the conclusions of the first study, in subsequent studies, focus was placed on the samples containing CERTYD aggregate fractions of 0-2 mm in the amount of 100 kg / m³. The results obtained in subsequent studies were characterized by divergent compressive strength results. This may be due to the fact that the aggregate used to make the ceramic samples had an irregular shape. The average absorbency was approximately 9.16%, which is typical for semi-glossy products, where water absorption is required to 12%.

The worst results were obtained when testing frost resistance. Samples that had undergone defrosting and freezing cycles withstood less than 12 cycles, followed by breakthroughs. This prompts you to try to use a spherical aggregate in subsequent tests to see if the shape of the aggregate affects the results obtained during the test. Thermal insulation tests of ceramic products containing CERTYD aggregate are also required.

REFERENCES

- 1.Features and application of CERTYD - lightweight artificial aggregate / M. Bardan-Aggregate Warehouse,2016 -№1/2016 - 58-62 p.
- 2.Certyd - new, lightweight, high strength sintered aggregate /K. Łuczaj, P. Urbańska- Building Materials, 2015 - № 12/2015 - 42-45 p.
- 3.Lightweight CERTYD - a unique construction product / P. Olszak- Aggregate Warehouse, 2016 -№ 4/2016, 38-42 p.
- 4.Properties of ceramic products with Certyd-type aggregate / Ł. Kasianowicz - Master's thesis, 2017
- 5.Strength of Materials. Laboratory of ceramic research / J. Błaszczak [et al.]. -AGH Publishing House, 1996
6. Ceramic building materials. Methods of testing raw materials and products / E.Brylska [et al.].-AGH Publishing House, 2014
- 7.I'm building a house with pottery / J.Jadczak, R. Jarmontowicz - Central Building Information Center, 2000
- 8.Building Materials / E. Osiecka- Publishing House of the Warsaw University of Technology, 2003

ПРИМЕНЕНИЕ РАСШИРЯЮЩИХСЯ БЕТОНОВ И РАСТВОРОВ ДЛЯ ОПЫТНОГО УСТРОЙСТВА БУРОНАБИВНЫХ И БУРОИНЪЕКЦИОННЫХ СВАЙ В РЕСПУБЛИКЕ БЕЛАРУСЬ

Невейков А.Н.

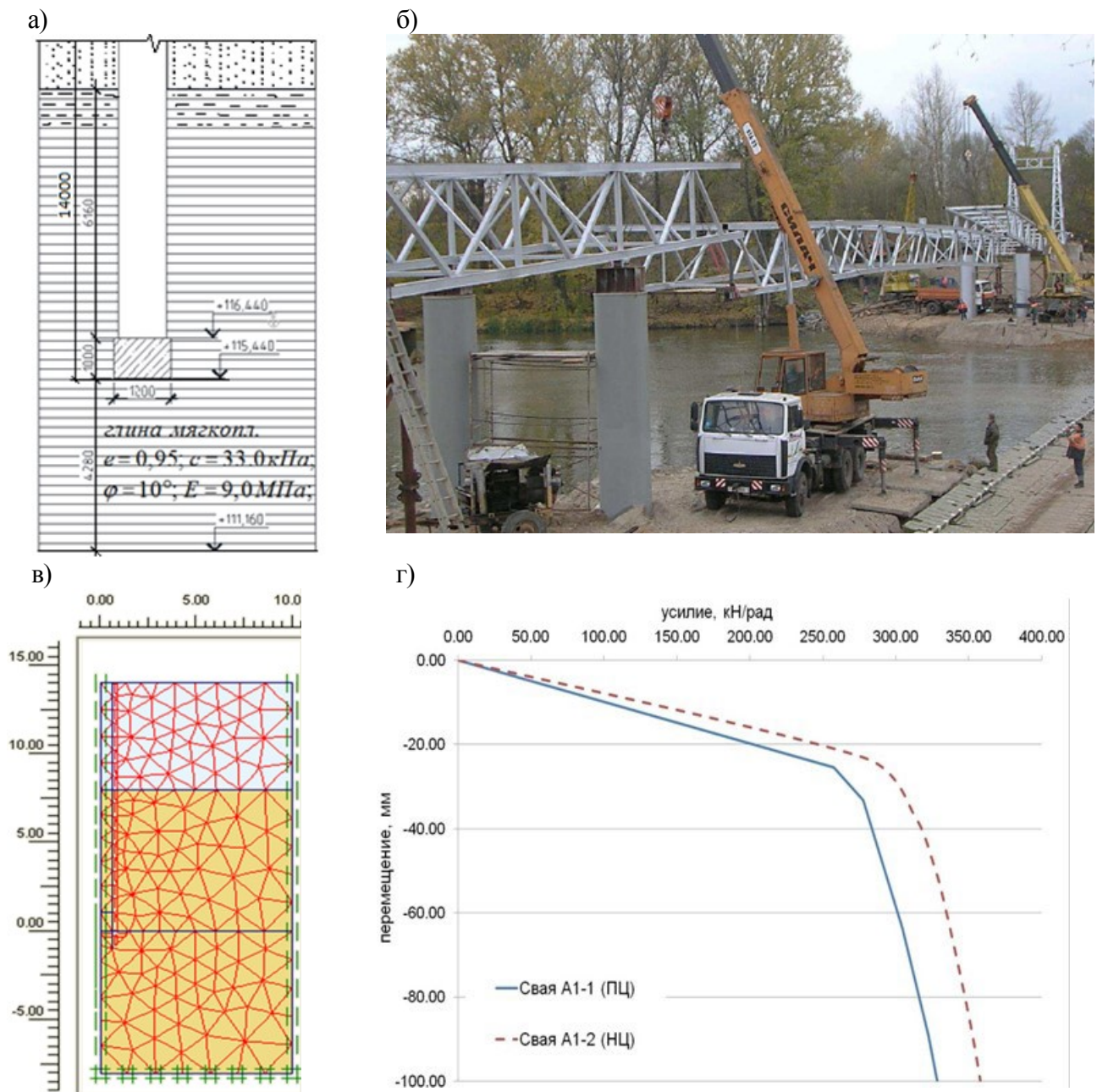
Введение. Ограниченность территорий для строительства в черте города, высокая стоимость вынуждают уплотнять существующую застройку, повышать этажность зданий, что сопровождается ростом нагрузок на фундаменты. Эти обстоятельства предъявляют повышенные требования к надежности работы оснований и фундаментов и не позволяют использовать фундаменты, возводимые в открытых котлованах, забивные и некоторые виды набивных свай без дополнительных мероприятий, даже при залегании у поверхности сравнительно прочных грунтов. Эффективным решением данной проблемы является применение буронабивных свай. Их применение в указанных условиях заставило искать пути повышения эффективности таких свай, одним из которых является применение бетонов и растворов на напрягающем цементе, показавших свою эффективность в скальных грунтах [1, 2]. Их применение обусловлено благоприятными условиями, создаваемыми грунтом для расширения и твердения бетона [3]. Расширение ствола сваи создаст дополнительное давление на грунт и снизит разуплотнение скважины, улучшит контакт сваи с грунтом и как следствие повысит несущую способность сваи [4-6]. Результаты проведенных исследований [4-6] таких свай позволили осуществить их опытное внедрение на строительных объектах Республики Беларусь.

Опыт применения бетонов и растворов на НЦ.

Впервые в Республике Беларусь бетон на НЦ применен для устройства буронабивных свай при реконструкции пешеходного висячего вантового моста через реку Буг в г. Бресте для двух промежуточных опор моста. Каждая промежуточная опора состоит из двух сталежелезобетонных буронабивных свай-опор $\varnothing 1220$ и длиной 22 м. Сваи защемлены в грунте на 14 м. Устройство свай выполнено под защитой неизвлекаемой обсадной трубы с применением бетона класса С20/25, W6, F200 с маркой по самонапряжению Sp0,6. Армирование свай выполнено пространственным каркасом с рабочей арматурой $8\varnothing 20$ S500. Обсадная труба и пространственный каркас не доведены до пяты сваи на 1 м для реализации деформаций расширения напрягающего бетона. Это обеспечило раннее включение нижнего торца сваи в работу, обеспечение плотного контакта бетона с грунтом на данном участке, что подтверждено сравнительным численным расчетом свай из бетонов и растворов на напрягающем цементе (далее НЦ) и портландцементе (далее ПЦ) на вдавливающую нагрузку ПК Plaxis 2D согласно [7]. Статические испытания свай не выполнялись из-за большой трудоемкости и сложности работ. Инженерно-геологические условия площадки представлены в таблице 1, а на рисунке 1 представлен общий вид моста при монтаже, схема защемления сваи-опоры в грунте и результаты численного расчета.

Таблица 1 – Характеристики грунтов основания свай А1 в г. Бресте.

Наименование грунта	Коефф. пористости	Показатель текучести	Плотность, г/см ³	Удельное сцепление, кПа	Угол внутреннего трения, °	Модуль деформации, МПа
Песок средний средней прочности	0,65	-	1,66	3,3	34,0	21,3
Глина текучепластичная	0,95	0,79	1,95	84,3	12,0	9,0
Глина мягкопластичная	0,95	0,63	1,95	33	10,0	9,0



- а) Схемазашемления сваи-опоры моста в грунте;
 б) Общий вид моста при монтаже пролетного строения;
 в) Расчетная схема защемления сваи МКЭ в ПК «Plaxis 2D»;
 г) Результаты расчета свай МКЭ из бетонов на НЦ и ПЦ;

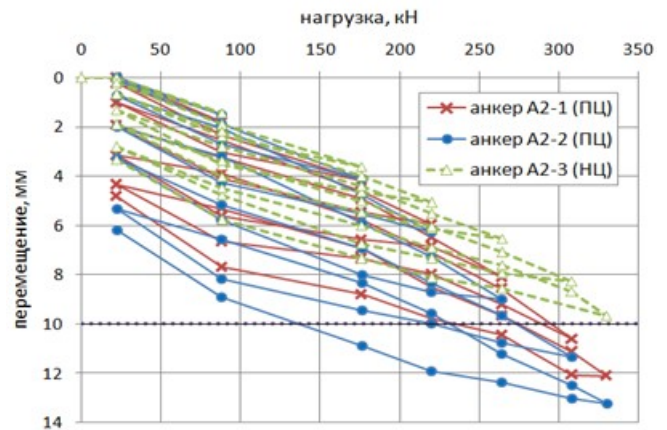
Рисунок 1– Опытное применение напрягающего бетона для устройства буронабивных свай промежуточных опор пешеходного висячего моста через реку Буг в г. Бресте

Одним из следующих объектов применения свай на напрягающем бетоне стало расширения производства ОАО «Белорусский автомобильный завод» по объекту «Создание мощностей по выпуску большегрузных карьерных самосвалов в г. Жодино. Подпорная стена». При устройстве анкерных буроинъекционных свай с использованием стальных трубчатых тяг «Титан» выполнено опытное внедрение напрягающего цемента для устройства двух таких свай и проведены сравнительные испытания анкерных свай из растворов на НЦ и ПЦ выдергивающей нагрузкой по методике П18-04 к СНБ 5.01.01-99 [8]. Основанием опытных анкерных свай А2 и А3 служили послойно-отсыпанные с уплотнением грунты из песка гравелистого прочного с характеристиками: $\rho = 1,82 \text{ г/см}^3$; $\rho_s = 2,65 \text{ г/см}^3$; $\varphi = 37,0^\circ$; $c = 1,0 \text{ кПа}$. Результаты сравнительных испытаний приведены на рисунке 2.

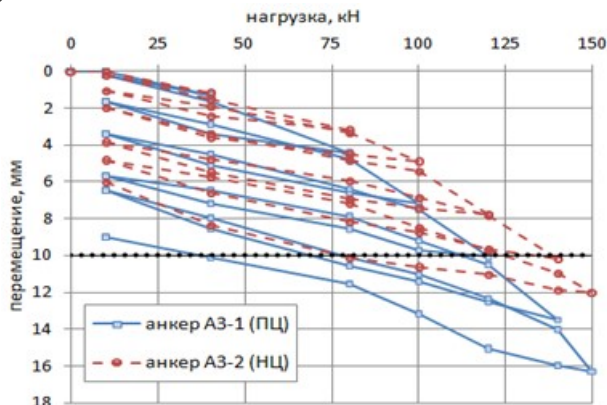
а)



б)



в)



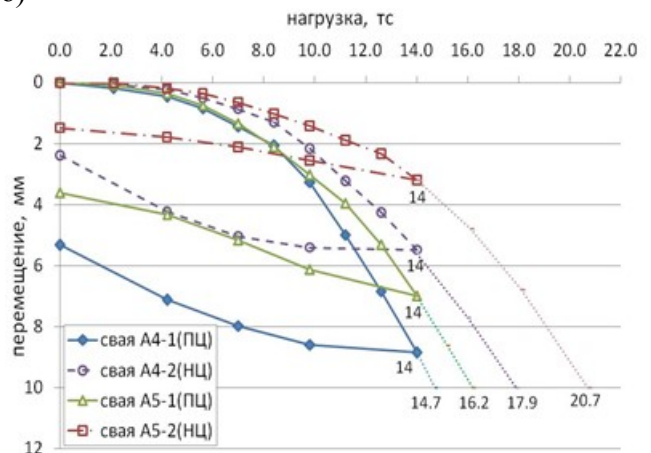
а) Испытание анкерной сваи статической нагрузкой;
 б) Результаты контрольных испытаний анкерных свай А2 (Титан 40/20; L=12,5м; ϕ 150мм) на НЦ и ПЦ;
 в) Результаты контрольных испытаний анкерных свай А3 (Титан 30/16; L=9,9м; ϕ 120мм) на НЦ и ПЦ
Рисунок 2 – Опытное применение напрягающего цемента для устройства анкерных свай со стальными тягами «Титан» для подпорной стенки

При устройстве буронабивных свай для фундаментов под оборудование постов секционирования на ст. Салтановка и ст. Потаповка при возведении объекта «Электрификация участков Гомель-Жлобин-Осиповичи и Жлобин-Калинковичи. 2-я очередь. Участок Гомель - Жлобин» было выполнено пробное устройство двух свай на НЦ с инъекционным уширением ствола сваи напрягающим цементом и проведены сравнительные испытания свай на ПЦ и НЦ статической выдерживающей нагрузкой по методике СНБ 2242-2012 [9]. Результаты сравнительных испытаний приведены на рисунке 3. Характеристики основания площадок представлены в таблицах 2, 3.

а)



б)



а) Контрольные испытания сваи на площадке;

б) Результаты контрольных испытаний свай из бетонов на НЦ и ПЦ;

Рисунок 3 – Опытное применение напрягающего раствора для устройства буронабивных свай (ϕ 250мм, L=6500мм) на ст. Салтановка и ст. Потаповка

Таблица 2– Характеристики грунтов основания свай А4 на ст. Салтановка

Наименование грунта	мощность слоя, м	Плотность, кН/м ³	Удельное сцепление, кПа	Угол внутреннего трения, °	Модуль деформации, МПа
Насыпной слой	0,9	-	-	-	-
Насыпной песок средней крупности	1,3	17,2	-	-	-
Песок средней крупности, средней прочности	4,8	17,4	1,0	36,0	33,0

Таблица 3– Характеристики грунтов основания свай А5 на ст. Потаповка

Наименование грунта	мощность слоя, м	Плотность, г/см ³	Удельное сцепление, кПа	Угол внутреннего трения, °	Модуль деформации, МПа
Песок пылеватый насыпной	0,7	1,69	2,0	30,0	-
Песок пылеватый средней прочности	1,0	1,75	4,0	29,0	21,0
Песок пылеватый прочный	1,3	1,98	6,5	35,0	55,0
Супесь моренная очень прочная	3,0	2,04	44,0	31,0	46,0

Приведенные выше результаты сравнительных испытаний буронабивных и буроналивных свай статической выдерживающей нагрузкой на объектах внедрения показали, что преднапряжение грунта по боковой поверхности сваи бетоном и раствором на напрягающем цементе снизило деформативность оснований свай на 20 – 50% по сравнению со сваями из бетона и раствора на портландцементе, повысило несущую способность свай по боковой поверхности на 14-28%, определённой при перемещении 10мм. Данные результаты свидетельствуют об эффективности применения напрягающего цемента.

Технико-экономическое обоснование применения бетонов и растворов на НЦ.

Технико-экономическую эффективность применения бетонов и растворов на напрягающем цементе можно обосновывать сравнением основных расходуемых материальных ресурсов (прямых затрат) в конкретных грунтовых условиях застройки. Ниже приведено сравнение экономической целесообразности применения бетонов и растворов на напрягающем цементе на объектах внедрения. Данные о количестве свай на объекте, геометрии, несущей способности занесены в таблицу 4. В данной таблице представлены так же абсолютные финансовые затраты по объектам внедрения для устройства буронабивных и буроналивных свай на портландцементе и напрягающем цементе при условии, что все сваи были бы изготовлены из этих материалов. Из таблицы видно, что прямые затраты по объектам внедрения на устройство сваи на напрягающем цементе больше на 6 - 9% по сравнению со сваями на основе портландцемента. Разница в стоимости достигается за счет дорогого напрягающего цемента по сравнению с портландцементом и большей общей величиной расхода цемента на сваи при одинаковом их объеме и схожей трудоемкости.

Для определения технико-экономической эффективности этих видов свай необходимо сравнивать не абсолютные, а относительные показатели. Сравнивая относительные характеристики свай из таблицы 4, можно сказать, что эффективность по относительной несущей способности свай на основе напрягающего цемента выше на 13 - 28% по сравнению со сваями на основе портландцемента. Для исчерпывающего определения технико-экономической эффективности свай сравним такую характеристику, как удельная стоимость сопротивления сваи. Для выдерживаемых свай на основе портландцемента стоимость общего удельного сопротивления по грунту в ценах 2006 года составила 4,2 - 6,4 тыс. руб./кН, а для свай на основе напрягающего цемента 3,6 - 5,5 тыс. руб./кН, для вдавливаемых свай 66,5 тыс. руб./кН и 63,9 тыс. руб./кН соответственно. Таким образом, стоимость обеспечения требуемого предельного сопротивления выдерживаемых свай на основе напрягающего цемента на 9-14% ниже, чем у свай на основе портландцемента, а у вдавливаемых свай на 4%, что объясняется отличиями в технологиях устройства и объеме напрягающего бетона.

Таблица 4 - Технико-экономические показатели буронабивных и буроинъекционных свай на объектах внедрения

Наименование показателя	Объект, свая, тип цемента									
	№1		№2				№3			
	A1(ПЦ)	A1(НЦ)	A2(ПЦ)	A2(НЦ)	A3(ПЦ)	A3(НЦ)	A4(ПЦ)	A4(НЦ)	A5(ПЦ)	A5(НЦ)
1. Количество свай на объекте	4		14		8		8		16	
2. Размер свай, мм	Ø1220×22000		Ø150×12500		Ø120×9900		Ø250×5600		Ø250×5600	
3. Объем свай, м ³	25,6		0,22		0,11		0,28		0,28	
4. Несущая способность свай при перемещении 40мм или 10мм, кН	1780	2020 (+13,4%)	280	330 (+17,8%)	115	140 (+21,7%)	147	179 (+21,7%)	162	207 (+27,8%)
5. Удельная несущая способность свай при перемещении 40мм или 10мм, кН/м ³	69,5	78,9 (+13,4%)	1273	1500 (+17,8%)	1045	1272 (+21,7%)	525	639 (+21,7%)	578	739 (+27,8%)
6. Прямые затраты, тыс. руб. в т.ч.	118356	129081,5 (+9,1%)	20560,9	21703,7 (+5,6%)	5874,6	6201,1 (+5,7%)	5449,3	5933,3 (+8,9%)	10898,5	11856,5 (+8,7%)
6.1 Основная заработная плата, тыс. руб.	2997	2997	913,5	913,5	261,0	261,0	742,3	742,3	1484,5	1484,5
6.2 Эксплуатация машин и механизмов, тыс. руб.	63032	63032	827,9	827,9	236,6	236,6	2799,5	2799,5	5598,9	5598,9
6.3 Материальные ресурсы, тыс. руб. в т.ч.	52327	63052,5	18819,4	19962,1	5377,0	5703,5	1907,5	2391,5	3815,1	4773,1
бетон (раствор) на ПЦ	8649,5	5968,2	---	---	---	---	191,5	157,6	387,7	317,2
инъекционный раствор на ПЦ	---	---	1003,8	692,6	286,8	197,9	51,3	35,4	102,7	70,9
расширяющаяся добавка (РД)	---	13406,8	---	1453,9	---	415,4	---	533,8	---	1061,1
7. Удельная стоимость несущей способности, тыс. руб. / кН	66,5	63,9 (-3,9%)	5,24	4,69 (-10,4%)	6,38	5,54 (-13,3%)	4,63	4,14 (-9,6%)	4,20	3,58 (-14,8%)

Примечание:

Объект №1 – Реконструкция вантового моста в районе пограничного знака № 1265 через реку Буг на остров Пограничный в г. Бресте.

Объект №2 – ОАО «Белорусский автомобильный завод». Создание мощностей по выпуску большегрузных карьерных самосвалов в г. Жодино. Подпорная стена.

Объект №3 – УП «Белорусская железная дорога. Электрификация участков Гомель-Жлобин-Осиповичи и Жлобин-Калинковичи. 2-я очередь. Участок Гомель – Жлобин.

Заключение.

Несмотря на единичные опытные результаты применения на строительных объектах бетонов и растворов на напрягающем цементе, практический опыт их внедрения в грунтовых условиях Республики Беларусь оказался эффективным и свидетельствует о целесообразности их дальнейшего применения. По результатам проведенных исследований можно сформулировать следующие выводы:

1. Применение бетонов и растворов на НЦ для буронабивных свай обеспечило плотный контакт свай с грунтом за счет его преднапряжения, что повысило сдвиговую осадку свай, привело к повышению сопротивлений грунта по боковой поверхности и под нижним торцом свай за счет раннего включения в работу.

2. Для свай на напрягающем цементе снизилась деформативность на 20 - 50% по сравнению со сваями из бетона и раствора на портландцементе, а несущая способность повысилась на 13 - 28%, определенная при перемещениях 10мм (выдергивание) и 40мм (вдавливание), несмотря на практически одинаковые площади поперечного сечения и площади боковой поверхности свай.

3. На основе выполненных исследований [4-6] и опытного внедрения напрягающий бетон и раствор рекомендуется применять для преднапряжения грунта в нижней части буронабивных свай свободных от армирования для повышения сопротивления грунта по боковой поверхности и раннего включения нижнего торца в работу, для устройства буронабивных свай с буровыми высокопрочными трубчатыми штангами «Титан» и «Атлант» и в буронабивных сваях с узким каркасом.

4. Техничко-экономическая эффективность по удельной несущей способности для свай на основе напрягающего цемента выше на 14-28% по сравнению со сваями на основе портландцемента, а удельная стоимость обеспечения требуемого предельного сопротивления свай на основе портландцемента на 4-14% выше, чем у свай на основе напрягающего цемента, что доказывает их эффективность и экономичность.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Особенности применения свай в Восточной Сибири / Ю.Н. Козаков [и др.] – Красноярск: Стройиздат, 1992. – 268 с.
2. Sheikh, S.A. Expansive cement concrete for drilled shafts / S.A. Sheikh, Y. Fu, M.W. O'Neill // ACI material journal. - 1993. - v. 91, - P. 237-245
3. Пойта, П. С. Эффективность применения напрягающих бетонов для изготовления свай в построечных условиях / П. С. Пойта, А. Н. Невейков // Проблемы и перспективы развития транспортных систем и строительного комплекса: материалы II междунар. науч.-практ. конференции/под. общ. ред В. И. Сенько – Гомель: БелГУТ, 2008. – С.251-252.
4. Невейков, А. Н. Эффективность применения напрягающих бетонов для изготовления буронабивных свай / А. Н. Невейков, П. С. Пойта // Вестник БрГТУ. – 2009. – №1: Строительство и архитектура – С. 32-36.
5. Невейков, А.Н. Напрягающий бетон и буронабивные сваи / А.Н. Невейков // Проблемы и перспективы развития транспортных систем и строительного комплекса: материалы IV междунар. науч.-практ. конференции / под общ. ред. В.И. Сенько – Гомель: БелГУТ, 2010. – С.252-253.
6. Невейков, А.Н. Экспериментальные исследования несущей способности буронабивных свай из напрягающего бетона / А.Н. Невейков // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. пр. – Ровно: РДУ, 2012. – Випуск 23. - С. 598-607.
7. PLAXIS. Справочное руководство. Версия 8. – Санкт-Петербург: НИП-Информатика, 2004. – 182с.
8. П18-04 к СНБ 5.01.01-99. Проектирование и устройство буронабивных свай. Минстройархитектуры РБ. – Минск, 2002. – 43 с.
9. Грунты. Методы полевых испытаний сваями: СТБ 2242-2011. – Введ. 01.06.2012. – Минск: Минстройархитектуры РБ, 2012. – 34с.

АНАЛИЗ ЗАВИСИМОСТЕЙ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ТЕПЛОПРОВОДНОСТИ ПЕНОПЛАСТОВ

Никитин В.И., Кофанов В.А., Бацкель-Бжозовска Б.

Введение. Проблема снижения расходов тепловой энергии на отопление жилых, общественных и промышленных зданий, эксплуатируемых в условиях холодного и умеренно холодного климатов, вряд ли когда-нибудь утратит своей актуальности. Сейчас для решения этой проблемы вполне обоснованно использование ограждающих конструкций с применением высокоэффективных пенопластов. Теплозащитные свойства теплоизоляционных конструкций обычно характеризуются коэффициентом эффективной теплопроводности, значение которого можно определить экспериментальным путем или путем расчета на основе математических моделей, описывающих структуру пористого материала и протекающие в нем процессы переноса тепла. В многочисленных публикациях, например [1], отмечается необходимость, как первого, так и второго взаимосвязанных путей исследования с учетом их слабых и сильных сторон. Нами отдается предпочтение второму пути исследования.

При расчетах коэффициента эффективной теплопроводности λ обычно исходят из общепринятого допущения об аддитивности различных механизмов передачи тепла в пористых средах и представляют этот коэффициент в виде суммы коэффициентов кондуктивной λ_q , радиационной λ_p и конвективной λ_k теплопроводности.

Согласно работ [1, 2, 3] и других конвективным переносом тепла в пенопластах в подавляющем большинстве случаев можно пренебречь, так как относительно малые размеры ячеек пористой структуры препятствуют возникновению конвективных токов под действием температурного градиента. Для пенопластов, поры которых заполнены воздухом, максимальный граничный размер ячеек составляет 4 мм [2]. При заполнении пор фреоном эта граница снижается до 1.5 мм. По данным работ [3, 4] для пенополиуретановых и фенольных пенопластов плотностью до 115 кг/м³ максимальный размер ячеек достигает 0.6 мм, что значительно меньше приведенных граничных значений. Это позволяет конвективную составляющую теплопроводности не принимать в расчет.

При расчетах теплоизолирующих свойств пенопластового слоя ограничивающих конструкций зданий лучистый (радиационный) перенос тепла довольно часто также можно не учитывать. По данным работы [3] вклад лучистой составляющей в общий перенос тепла в пенопластах составляет лишь 7-10 %. В случае необходимости аддитивную лучистую составляющую эффективной теплопроводности можно вычислить по формулам, приведенным, например, в обзоре [2] или работах [1, 3, 5], которые в той или иной мере учитывают средний размер ячеек, испускание, поглощение и рассеивание лучистой энергии стенками ячеек пенопластов. Однако после рассмотрения результатов расчетов, представленных в работе [2] и выполненных по различным формулам, мы не можем рекомендовать какую-либо формулу в качестве наилучшей.

Если не учитывать лучистую и конвективную составляющие теплопроводности, то коэффициент эффективной теплопроводности будет определяться только теплопроводностью плотного полимерного скелета и внутрипорового вещества. Для расчета теплопроводности такой двухкомпонентной системы существуют многочисленные зависимости, полученные различными методами за последние более чем сто лет, начиная от Максвелла (J. Maxwell) и Рэля (J.W. Rayleigh) [1, 3, 5]. В обзоре [2] рассмотрены и проанализированы многие из них, имеющие различную сложность, и выбрано несколько лучших с точки зрения точности предсказания опытных данных. Однако в этом обзоре и других публикациях не уделено должного внимания зависимостям, полученным с помощью методов теории обобщенной проводимости в сочетании с геометрическим моделированием структуры [5] и позволяющим с единых позиций анализировать теплопроводность пенопластов. В данной работе выполнен анализ этих зависимостей и проверена их способность прогнозировать опытные данные по сравнению с лучшими формулами, приведенными в работе [2].

Структура пенопластов и ее упрощенная модель

Из результатов визуализации структур газонаполненных полимеров различных видов, представленных в ряде работ [2, 3, 4, 6], следует, что жесткий полимерный каркас состоит из многогранных ячеек (стержни, пленки), грани которых имеют, в основном, четырех- пяти- и шестиугольную форму. Отмечается [3], что основная доля полимера-основы сосредоточена, преимущественно в прямолинейных стрержнях (ребрах), имеющих почти постоянное сечение с незначительными уплотнениями к узлам, которые образованы в результате слияния, как правило, четырех стержней. Шутц и Гликсман (Schuetz i Glikzman) [2] оценили, что 80-90% полимера-основы содержится в стержнях ячеек. Это можно подтвердить приближенными расчетами с использованием опытных данных работы [2] о среднем размере ячеек и толщине пленок (пластинок) пенополиуретанов. Если принять, что полимерный каркас состоит из закрытых кубических ячеек, а поперечное сечение стержней является квадратным, то для пенополиуретана плотностью 50 кг/м^3 , имеющего средний размер ячеек 410 мкм и толщину пленок 0.4 мкм [2], доля полимера в стержнях составит 86%. При этом сторона квадрата поперечного сечения стержней в 60 раз превысит толщину пленок. С увеличением плотности пенополиуретанов возрастает толщина пленок и доля полимера в стержнях ячеек уменьшается.

Поскольку сплошность пленочных граней часто нарушена, то многие ячейки являются открытыми и сообщающимися между собой. В зависимости от вида полимера и технологии его вспенивания содержание открытых ячеек изменяется в очень широком диапазоне. По данным работы [3], структура карбамидных пен, полученных воздушно-механическим способом, образована исключительно открытыми ячейками, содержание которых достигает 98 %. Структура фенольных пенопластов также образована преимущественно открытыми ячейками. Меньшее содержание открытых ячеек наблюдается в пенополиуретанах.

От воздействия окружающей среды происходит деградация полимерной основы пеноматериалов. Применительно к теплоизоляции зданий и сооружений основная деградация полимеров происходит вследствие совместного действия циклически изменяющихся температуры и влажности. Гигротермическая деградация прежде всего пластификацией и набуханием полимерного скелета, образованием микропор и поверхностных микротрещин [7, 8]. Как следует из работ [9, 10], в полимерных материалах возникают микротрещины шириной от 0.01 до 0.1 мкм . Со временем концентрация таких трещин увеличивается и при достижении некоторого критического значения начинают появляться макротрещины, ширина которых (100 мкм и более) значительно превышает толщину пленок и даже стержней ячеек. Причем, расстояние между макротрещинами может приближаться к их ширине. Такие повреждения сокращают количество закрытых ячеек пенопластов, увеличивают их сорбционную способность, ускоряют диффузию влаги и повышают эффективную теплопроводность. Приведенные в работе [10] данные показывают, что пенополиуретановые образцы, влагосодержание которых находится в пределах максимального гигроскопического, после 160 циклов замораживания и оттаивания увеличили свою теплопроводность в среднем в 1.7 раз.

Таким образом, можно сказать, что структура эксплуатируемых пенопластов образована преимущественно открытыми ячейками и ее следует отнести к структурам с взаимопроницающими геометрически равноправными компонентами [5]. Характерной особенностью этой структуры является непрерывная протяженность любой компоненты во всех направлениях. При моделировании такой структуры можно воспользоваться наиболее распространенным методом перехода к элементарной ячейке. В этом случае реальная структура материала с взаимопроницающими элементами, которая считается изотропной, заменяется адекватной ей моделью с упорядоченной структурой, состоящей из одинаковых элементарных ячеек. Для пенопластов кубической формы элементарной ячейкой является вполне обоснованной и наиболее простой. Симметрия элементарной ячейки в двух взаимноперпендикулярных направлениях позволяет проводить описание исследуемого процесса в $\frac{1}{2}$, $\frac{1}{4}$ и $\frac{1}{8}$ ее части.

На рисунке 1 изображена восьмая часть элементарной ячейки простейшей модели структуры с взаимопроницающими компонентами, в которой стержни (брусья) имеют постоянное сечение. С помощью этого рисунка легко установить зависимость между геометрическими параметрами модели и объемной концентрацией компонент.

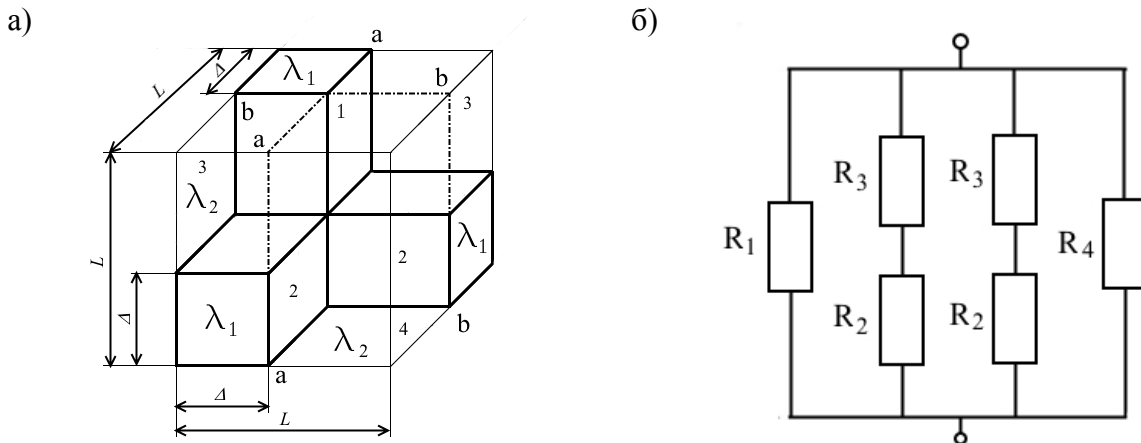


Рисунок 1 – Восьмая часть элементарной ячейки (а) и схема сопротивлений ее различных областей

Объем первой компоненты равен:

$$V_1 = 3 \cdot \Delta^2 \cdot (L - \Delta) + \Delta^3 = 3 \cdot \Delta^2 \cdot L - 2 \cdot \Delta^3. \quad (1)$$

После деления этого выражения на объем $V = L^3$ получим объемную концентрацию первой компоненты

$$m_1 = V_1 / V = c^2 \cdot (3 - 2 \cdot c), \quad (2)$$

где $c = \Delta / L$ – относительный размер стержня. По определению концентрация второй компоненты равна

$$m_2 = 1 - m_1. \quad (3)$$

Для расчета параметра c будем использовать положительный корень кубического уравнения (2), дающий физически оправданные результаты и имеющий вид

$$c = 0.5 + \sin \left[\frac{\arcsin(2 \cdot m_1 - 1)}{3} \right]. \quad (4)$$

Одинаковый результат расчета получается при использовании другого менее удобного положительного корня уравнения (2), приведенного в работе [5].

Зависимости для определения коэффициента эффективной теплопроводности и их экспериментальная проверка

При анализе протекания теплового потока через элементарную ячейку используются различные способы ее разбивки на части. В работе [5] использованы три возможных способа разбиения ячейки адиабатическими и изотермическими плоскостями, а также комбинированное дробление адиабатическими и изотермическими плоскостями. Каждому способу разбиения соответствует своя схема соединения сопротивлений теплового потоку и своя зависимость для определения эффективной теплопроводности. Тепловые сопротивления отдельных частей элементарной ячейки вычисляются по формуле [5]

$$R_i = \frac{l_i}{\lambda_i \cdot S_i}, \quad (5)$$

где l_i и S_i – длина линий тока i -той части и площади ее поперечного сечения;

λ_i – теплопроводность i -той части.

Повторим вывод формулы, полученной Г.Н. Дульневим в 1965 году для определения эффективной теплопроводности ячейки, изображенной на рисунке 1а, при ее разбиении адиабатическими плоскостями а-а и б-б, параллельными общему направлению потока тепла, на части 1, 2, 3 и 4. Согласно формулы (5) тепловые сопротивления указанных частей равны:

$$R_1 = \frac{L}{\lambda_1 \cdot \Delta^2}, \quad R_2 = \frac{\Delta}{\lambda_1 \cdot \Delta \cdot (L - \Delta)}, \quad R_3 = \frac{L - \Delta}{\lambda_2 \cdot \Delta \cdot (L - \Delta)}, \quad R_4 = \frac{L}{\lambda_2 \cdot (L - \Delta)^2}. \quad (6)$$

Из схемы взаимного расположения тепловых сопротивлений, приведенной на рисунке 1б, общее тепловое сопротивление $R = L/(\lambda \cdot L^2) = 1/(\lambda \cdot L)$ ячейки объема $V = L^3$, заполненного однородным веществом с эффективной теплопроводностью λ , можно представить следующим образом:

$$\frac{1}{R} = \frac{1}{R_1} + \frac{2}{R_2 + R_3} + \frac{1}{R_1}. \quad (7)$$

Из соотношения (7) с учетом (6) после несложных преобразований получается выражение для искомой относительной эффективной теплопроводности структуры с взаимопроникающими компонентами при дроблении элементарной ячейки адиабатическими плоскостями

$$\frac{\lambda}{\lambda_1} = c^2 + \nu \cdot (1-c)^2 + 2 \cdot \nu \cdot c \cdot (1-c) \cdot (\nu \cdot c + 1 - c)^{-1}, \quad (8)$$

где $\nu = \lambda_2 / \lambda_1$; $c(m_1)$ находится по предложенной нами формуле (4).

Применив разбику элементарной ячейки (рисунок 1а) изотермическими плоскостями Ван-Фрей в 1935 году получил зависимость в виде

$$\frac{\lambda}{\lambda_1} = \left[\frac{1-c}{c^2 + \nu \cdot (1-c^2)} + \frac{c}{c \cdot (2-c) + \nu \cdot (1-c)^2} \right]^{-1}. \quad (9)$$

Для комбинированного дробления этой же ячейки адиабатическими и изотермическими плоскостями Г.Н. Дульневым и В.В. Новиковым в 1977 году получена следующая зависимость [5]:

$$\frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{c^2 + \nu \cdot c \cdot (1-c)}{\nu \cdot c \cdot (1-c) + (1-c + c^2)} + \nu \cdot \frac{c \cdot (1-c) + \nu \cdot (1-c)^2}{c \cdot (1-c) + \nu \cdot (1-c + c^2)}. \quad (10)$$

Поскольку компоненты в структуре с взаимопроникающими компонентами являются равноправными, то при выполнении расчетов по формулам (8), (9) и (10) неважно, какая из двух компонент будет принята в качестве первой.

Во влажных пенопластах жидкость может полностью или частично смачивать полимерный скелет. В первом случае жидкость и парогазовая смесь образуют структуру с взаимопроникающими компонентами и для расчета эффективной теплопроводности всего материала достаточно одной из трех представленных зависимостей. Во втором случае изолированные капли жидкости (малые или большие) можно рассматривать в качестве включений в парогазовой смеси. Обоснованно утверждается [2, 5], что форма включений несущественно влияет на эффективную проводимость. Поэтому с точки зрения простоты анализа целесообразно использовать кубическую форму включения. Тогда элементарная ячейка простейшей модели структуры с изолированными включениями будет иметь вид куба в кубе с симметрией в двух взаимноперпендикулярных направлениях.

Дробление такой ячейки адиабатическими плоскостями приводит к формуле [5]

$$\frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{\nu - (\nu - 1) \cdot (1 - m_2^{2/3}) \cdot m_2^{1/3}}{\nu - m_2^{1/3} \cdot (\nu - 1)}, \quad (11)$$

где m_2 – объемная концентрация включений. Вывод этой формулы был также повторен нами.

Отметим, что в структуре с замкнутыми включениями компоненты геометрически не равноправны и заменять местами их нельзя (непрерывная компонента в формуле (11) всегда должна быть первой).

При изотермическом дроблении элементарной ячейки куб в кубе зависимость имеет вид

$$\frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{1 + (\nu - 1) \cdot m_2^{2/3}}{1 + (\nu - 1) \cdot m_2^{2/3} \cdot (1 - m_2^{1/3})}. \quad (12)$$

Комбинированное дробление адиабатическими и изотермическими плоскостями приводит к формуле

$$\frac{\lambda}{\lambda_1} = 1 - \frac{m_2}{(1-\nu)^{-1} - (1+m_2) \cdot (1-m_2^{1/3}) \cdot (1+m_2^{1/3})^{-1}}. \quad (13)$$

Для расчета эффективной теплопроводности двухкомпонентных систем с замкнутыми включениями широкое распространение в литературе получила довольно простая формула Оделевского [11], цитируемая также в [2, 3, 5],

$$\frac{\lambda}{\lambda_1} = 1 - m_2 \cdot \left(\frac{1}{1-\nu} - \frac{1-m_2}{3} \right)^{-1}, \quad (14)$$

результаты вычислений по которой практически совпадают с результатами расчета по формуле (13) и оказываются меньшими, чем по формуле (12).

Авторами работы [2] было рассмотрено около трех десятков формул, содержащих эмпирические коэффициенты и не учитывающих составляющую лучистого переноса тепла. По их мнению, только две из них дают результаты вычислений очень близкие опытным значениям. Если учесть вклад лучистой составляющей теплопроводности, то результаты вычислений по этим формулам будут заметно превышать опытные значения. При этом оказалось, что хорошо предсказывать опытные данные могут еще две формулы. Представляло интерес включить в последующий анализ одну из них, предложенную уже упомянутыми Шутцем и Гликсманом. Их зависимость для определения эффективной теплопроводности двухкомпонентной системы была получена с использованием объемного закона смесей при моделировании структуры одинаковыми кубическими ячейками, в стержнях которых сосредоточено около 80-90% твердого полимера, и имеет вид [2]

$$\lambda = \lambda_1 + \left(\frac{2}{3} - \frac{1}{3} \cdot f_s \right) \cdot (1-m_1) \cdot \lambda_2, \quad (15)$$

где λ_1 и λ_2 – коэффициент теплопроводности газа и полимерного скелета соответственно;

m_1 – объемная концентрация газа в пенопласте (или твердого полимера m_2 , т.к. $(m_1 + m_2 = 1)$);

f_s – коэффициент, учитывающий объемную концентрацию полимера в стержнях ячеек.

Авторы формулы (15) рекомендуют коэффициент f_s принимать равным 0.8.

Для вычисления лучистой составляющей теплопроводности воспользуемся часто цитируемой зависимостью [1, 2, 3]

$$\lambda_p = 4 \cdot F \cdot \sigma \cdot T_m^3 \cdot \delta, \quad (16)$$

где F – параметр, учитывающий форму ячейки и степень черноты ее стенок;

σ – постоянная Стефана-Больцмана (Stefan-Boltzmann);

T_m – средняя температура образца, К;

δ – средний размер ячейки, м.

Значение параметра F по данным различных авторов [1, 2, 3] изменяется от 0.6 до 0.85. Нами при расчетах было принято $F=0.7$.

Далее было необходимо проверить способность представленных зависимостей предсказывать опытные значения теплопроводности пенопластов λ_o . С этой целью были использованы опытные данные работы [2] для сухих пенополиуретановых образцов различной плотности и одинаковой толщины 50 мм. Измерение величины λ_o производилось при средней температуре $T_m=297$ К, при теплопроводности газа, заполняющего поровое пространство, $\lambda_1=0.25$ Вт/(м·К) и теплопроводности твердого полиуретана $\lambda_2=0.0143$ Вт/(м·К). Результаты опытов и вычислений по анализируемым нами формулам представлены в таблице 1.

Поскольку измеряемое значение теплопроводности λ_o является случайной величиной, то при сравнении опытных значений с расчетными целесообразно использовать случайную ошибку измерения. В данном случае по $n=6$ опытным значениям λ_o построим адекватное уравнение приближенной регрессии и оценим совершаемую при этом ошибку.

Таблица 1. Опытные λ_o [2] и расчетные λ значения коэффициента теплопроводности пенополиуретановых образцов с плотностью ρ , пористостью m и средним размером ячеек δ .

Номер образца	ρ , кг/м ³	m	δ , мкм	$\lambda_o \cdot 100$, Вт/(м·К)	Расчетный коэффициент теплопроводности $\lambda \cdot 100$, Вт/(м·К)								
					номер формулы								
					(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13), (14)	(15)	(16)	(8)+(16)
1	31	0.973	320	1.8	1.68	1.78	1.77	1.87	1.87	1.87	1.69	0.13	1.81
2	50	0.957	410	2.0	1.84	1.97	1.97	2.13	2.14	2.14	1.84	0.17	2.01
3	80	0.930	220	2.2	2.11	2.33	2.33	2.57	2.60	2.59	2.10	0.09	2.20
4	96	0.917	330	2.8	2.25	2.51	2.51	2.79	2.83	2.81	2.22	0.14	2.39
5	173	0.850	340	3.2	2.99	3.47	3.46	3.92	4.03	3.98	2.87	0.14	3.13
6	234	0.797	240	3.6	3.67	4.33	4.29	4.83	5.04	4.93	3.37	0.10	3.77

Опытные данные таблицы 1 адекватно описываются линейным уравнением регрессии:

$$\hat{\lambda}_o = 0.0161 + 0.1028 \cdot (1 - m_1), \quad (17)$$

из которого по аналогии с уравнением (15) следует, что при известных значениях теплопроводности компонент λ_1 и λ_2 и заданном коэффициенте f_s эффективная теплопроводность зависит только от объемной концентрации одной из компонент.

Сумма квадратов отклонений опытных данных относительно линии регрессии (17) равна $SS=1556 \cdot 10^{-8}$. Дисперсию $s^2 = SS/(n-2)=389 \cdot 10^{-8}$ можно принять в качестве оценки ошибки воспроизводимости со степенью свободы $\nu = n - 2 = 4$ и найти оценку стандартного отклонения $s = \sqrt{s^2} = 1.972 \cdot 10^{-3}$ Вт/(м·К).

Более точную оценку стандартного отклонения получим при использовании опытных данных работы [12]. По трем выборкам пенополиуретановых образцов различного объема n_i ($i=1..3$), имеющим однородные дисперсии ($n_1=148$, $s_1^2 = 248.43 \cdot 10^{-8}$; $n_2=111$, $s_2^2 = 158.4 \cdot 10^{-8}$; $n_3=14$, $s_3^2 = 229.39 \cdot 10^{-8}$) нами определено выборочное стандартное отклонение $s = 1.535 \cdot 10^{-3}$ Вт/(м·К) со степенью свободы $\nu=270$. С учетом первой оценки окончательно получим $s = 1.542 \cdot 10^{-3}$ Вт/(м·К) с $\nu=274$. Эту оценку, которая практически характеризует стандартное отклонение σ генеральной совокупности, и будем использовать при различных сравнениях.

Рассматривая таблицу 1 нетрудно заметить, что наиболее точно предсказывает опытные данные зависимость (8) с учетом радиационной составляющей теплопроводности (16). В этом случае только для образца плотностью $\rho = 96$ кг/м³ разница между опытным и расчетным значениями превысил два стандартных отклонения ($2\sigma = 3.08 \cdot 10^{-3}$). Возможно у данного образца по сравнению с другими образцами было большее количество закрытых ячеек. С учетом радиационной составляющей (16) неплохой результат дает формула (15) с коэффициентом $f_s=0.8$, изменяя который можно повысить предсказательную способность этой формулы. По сравнению с формулой (15) зависимость (8) не содержит эмпирических коэффициентов, поэтому она предпочтительнее. Кроме того, отмечается[5], что сопоставление результатов расчетов по формуле (8) с данными многочисленных экспериментов дает хорошие результаты и ее широкое применение вполне оправдано.

Отметим, что наибольший вклад в теплопроводность лучистой составляющей, вычисленный по формуле (16), установлен для образцов плотностью 31 и 50 кг/м³ и равен лишь 7.2 и 8.4%. Для образцов с более высокой плотностью этот вклад уменьшается и не превышает 5.8%.

После учета радиационной составляющей теплопереноса остальные формулы будут перепредсказывать опытные данные с отклонениями, в основном, превышающими два стандартных отклонения 2σ . При уровне значимости $\alpha=0.05$ такие отклонения следует признать статистически значимыми. Формулы (11)-(14), учитывающие структуры с изолированными включениями, дают результаты вычислений близкие между собой и заметно превышающими ре-

зультаты вычислений по формулам (8)-(10), полученным для структуры с взаимопроникающими компонентами. Так, разница значений, вычисленных для условий опытов по формулам (8) и (11) (адиабатическое долбление ячейки), в четырех случаях из шести превышает 2σ . Это косвенно свидетельствует, что структура рассмотренных пенополиуретановых образцов образована преимущественно открытыми ячейками.

Заключение

После изучения ряда публикаций было принято, что структура эксплуатируемых пенопластов образована преимущественно открытыми ячейками. В результате анализа экспериментальных данных и рассмотренных зависимостей для определения эффективной теплопроводности сухих пенопластов образованных преимущественно открытыми ячейками вполне оправдано применение зависимости (8), описывающей перенос тепле в модельной структуре с взаимопроникающими компонентами при адиабатическом дроблении ячейки этой структуры. Можно также использовать очень простую формулу (15), основанную на законе смесей и содержащей эмпирический коэффициент. Для рассмотренных пенополиуретановых образцов расчетные значения лучистой составляющей теплопроводности на фоне ошибки измерения нельзя признать статистически значимыми. Структура пенопластов с мелкими и открытыми ячейками по сравнению со структурой с закрытыми ячейками позволяет снизить теплопроводность материала.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Лыков, А.В. Тепломассообмен / А.В. Лыков. – М. : Энергия, 1971. – 560 с.
2. Collishaw, P.G. An assessment of expressions for the apparent thermal conductivity of cellular materials / P.G. Collishaw, J.R.G. Evans // *Journal of Materials Science*. – 1994. – V. 29. – P. 486–498.
3. Гурьев, В.В. Тепловая изоляция в промышленности. Теория и расчет / В.В. Гурьев, В.С. Жолудов, В.Г. Петров-Денисов. – М. : Стройиздат, 2003. – 416 с.
4. Shi, M. Determination of effective thermal conductivity for polyurethane foam by use of fractal method / M. Shi, X. Li, Y. Chen // *Science in China Series E: Technological Sciences*. – 2006. – V. 49, № 4. – P. 468–475.
5. Дульнев, Г.Н. Процессы переноса в неоднородных средах / Г.Н. Дульнев, В.В. Новиков. – Л. : Энергоатомиздат. Ленинградское отделение, 1991. – 248 с.
6. Kan, A. Effective thermal conductivity of open cell polyurethane foam based on fractal theory [Electronic resource] / A. Kan, H. Han // *Advances in Materials Science and Engineering*. – 2013. – V. 2013, Article ID 125267. – Mode of access: <https://www.hindawi.com/journals/amse/2014/347386/>. – Date of access: 20.08.2017.
7. Hahn, H.T. Hydrothermal damage and graphite / epoxy laminates / H.T. Hahn // *Journal of Engineering Materials and Technology*. – 1987. – V. 109, №1. – P. 3–11.
8. Zarr, R.R. Effects of humidity and elevated temperature on the density and thermal conductivity of a rigid polyisocyanurate foam / R.R. Zarr, T. Nguyen // *Journal of Cellular Plastics*. – 1994. – V. 30. – P. 422–430.
9. Журков, С.Н. Микромеханика разрушения полимеров / С.Н. Журков, В.С. Куксенко, А.И. Слуцкер // *Проблемы прочности*. – 1971. – №2. – С. 45–50.
10. Nikitin, W. Prognozowanie spadku właściwości termoizolacyjnych ocieplenia warstwowych ścian osłonowych / W. Nikitin, A. Łapko // *Awarie Budowlane : materiały XIX konferencja naukowo-techniczna, Szczecin-Miedzyzdroje, 19–22 maja, 1999 r. : w 2 T.* – Szczecin-Miedzyzdroje, 1999. – T. 1. – S. 415–422.
11. Оделевский, В.И. Расчет обобщенной проводимости гетерогенных систем / В.И. Оделевский // *Журн. техн. физики*. – 1951. – Т. 21, Вып. 6. – С. 667–685.
12. Domínguez-Muñoz, F. Uncertainty in the thermal conductivity of insulation materials / F. Domínguez-Muñoz, B. Anderson, J.M. Cejudo-López, A. Carrillo-Andrés // *Building Simulation : materials XI International IBPSA Conference, Glasgow, 27–30 july, 2009 y.* – Glasgow, 2009. – P. 1008–1013.

МОДЕЛЬ ВЛАЖНОГО ПЕНОПЛАСТА И СХЕМА РАСЧЕТА ЕГО ТЕПЛОПРОВОДНОСТИ**Никитин В.И., Кофанов В.А., Бацкель-Бжозовска Б.**

Введение. Жесткие полимерные пены (пенопласты) широко применяется в строительстве и других отраслях промышленности в качестве эффективной тепловой изоляции зданий и сооружений. Обобщенной характеристикой сложного процесса проводимости теплоты в пенопластах является эффективный коэффициент теплопроводности λ , используемый для определения теплозащитных свойств теплоизоляционных конструкций.

Очевидно, что коэффициент теплопроводности пенопластов зависит от теплопроводности плотного полимерного скелета и внутрипорового вещества, которое во влагосодержащих материалах состоит из парогазовой смеси и воды. При определении теплопроводности такого внутрипорового вещества необходимо учитывать влияние диффузионного потока парообразной влаги, движущийся в направлении потока тепла и сопровождающийся фазовыми превращениями влаги в порах (испарение в теплой зоне и конденсация в холодной) [1, 2, 3, 4]. При этом за счет конденсации диффундирующего пара может значительно увеличиться теплопроводность влажных материалов и прежде всего высокопористых пенопластов.

Оценка влияния диффузии пара на перенос тепла в настоящее время выполняется по аддитивной и неаддитивной схемам. Так, в работе [4] эффективная теплопроводность влажного пенопласта складывается из теплопроводности за счет конденсации диффундирующего пара, определяемой с помощью зависимости аналогичной закону Фурье для теплового потока, рекомендуемой к использованию в температурном диапазоне от 20 до 90 °С и содержащей эмпирические коэффициенты, и кондуктивной теплопроводности влажного материала, определяемой по формуле Кришера, также содержащей эмпирический коэффициент. Наличие эмпирических коэффициентов накладывает определенные ограничения на использование этих зависимостей при проведении расчетов.

Авторы работы [3] влияние диффузии пара на перенос тепла оценивают по неаддитивной схеме расчета, моделируя увлажненный материал структурой с взаимопроникающими компонентами. Анализ трехкомпонентной системы, содержащей твердый скелет, жидкую влагу и парогазовую смесь, проводился с помощью метода последовательного сведения многокомпонентной системы к бинарной. Вначале определялась эффективная теплопроводность порового пространства, содержащего жидкость и парогазовую смесь (бинарная система с взаимопроникающими компонентами), а затем определялась эффективная теплопроводность влажного материала, состоящего из твердого скелета и внутрипорового вещества. Теплопроводность парогазовой смеси представлялась в виде суммы теплопроводности сухого газа и теплопроводности пара, вызванной диффузионным переносом пара в поровом пространстве.

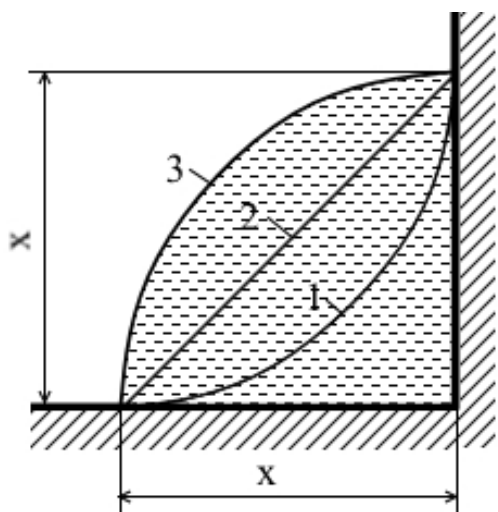
В высокопористых пенопластах жидкая влага смачивает поверхность пор частично (чаще) или полностью (реже). В первом случае модель порового пространства целесообразно представить в виде бинарной системы с изолированными включениями, а во втором случае в виде бинарной системы с взаимопроникающими компонентами. При изменении влагосодержания пор или угла смачивания возможен переход одной бинарной системы в другую. Для этого нужно знать значение граничного (критического) влагосодержания или угла смачивания. Однако в рассмотренных выше схемах расчета не учитывается эта важная особенность.

В данной работе предлагается метод расчета эффективной теплопроводности влагосодержащих высокопористых пенопластов, в котором используется неаддитивная схема учета влияния диффузии пара на перенос тепла, последовательные бинарные системы (внутрипоровое вещество из жидкости и парогазовой смеси, а также твердый полимерный скелет и внутрипоровое вещество) описываются моделями структур с взаимопроникающими компонентами и изолированными включениями, определены условия перехода от одной модели структуры к другой и нет необходимости определения эмпирических коэффициентов.

Модель структуры влажного пенопласта и расчетные зависимости

При разработке модели влажного пенопласта реальная ячеистая структура полимерного скелета была заменена адекватной ей моделью с упорядоченной стержневой структурой, состоящей из одинаковых элементарных ячеек кубической формы. Такая форма элементарной ячейки является достаточно обоснованной и наиболее простой. Чтобы оценить характер распределения жидкой влаги в этой ячейке необходимо учитывать влагосодержание материала ψ и краевой угол смачивания Θ , образованный на границе твердого тела, жидкости и газа. Из анализа результатов многочисленных экспериментальных исследований, выполненных в лабораторных и натуральных условиях и частично представленных, например, в работах [4, 5, 6], следует, что при постоянном контакте со средой с изменяющейся влажностью и температурой объемное влагосодержание полиуретановых и фенольных пенопластов может достигать $\psi=0.06-0.07 \text{ м}^3/\text{м}^3$. Для определения краевого угла смачивания Θ нами был использован метод крупной капли жидкости ($3-4 \text{ см}^3$), смачивающей плоскую горизонтальную поверхность полимера [7]. После пяти независимых измерений угла смачивания водой твердой полиуретановой поверхности при температуре $20 \text{ }^\circ\text{C}$ оказалось, что измеряемая случайная величина характеризуется средним арифметическим значением $\bar{\theta}=56^\circ$ и выборочным стандартным отклонением $s=3.2^\circ$.

На рисунке 1 показан характер распределения очень малого количества жидкости в виде полоски постоянного поперечного сечения в двухгранном угле, образованном двумя взаимноперпендикулярными полуплоскостями, при различных углах смачивания. Если исходить из приведенных в [8] средних размеров ячеек пенополиуретанов, то можно принять, что размер x на рисунке 1 не превышает 200 мкм . В этом случае в нормальных условиях силы тяжести не смогут исказить поверхности жидкости (воды), показанной на рисунке 1, так как значения сил тяжести составляет не более 0.5% от значений сил поверхностного натяжения. Тогда не сложно представить характер распределения жидкости в элементарной ячейке. В качестве примера на рисунке 2 приведена восьмая часть элементарной ячейки, содержащей изолированное включение жидкости при угле смачивания $\Theta=45^\circ$.



Тогда не сложно представить характер распределения жидкости в элементарной ячейке. В качестве примера на рисунке 2 приведена восьмая часть элементарной ячейки, содержащей изолированное включение жидкости при угле смачивания $\Theta=45^\circ$.

1 – $\Theta=0^\circ$; 2 – $\Theta=45^\circ$; 3 – $\Theta=90^\circ$

Рисунок 1 – Вид поверхности жидкости в двухгранном угле при различных углах смачивания

увеличением влагосодержание размер x (рисунок 2) будет возрастать и при $x = L - \Delta$ изолированные включения жидкости сольются и поровое пространство следует рассматривать как бинарную систему с взаимопроникающими компонентами. Таким образом, при расчетах теплопроводности порового пространства необходимо знать его граничное влагосодержание, при котором происходит переход бинарной системы с изолированными включениями к системе с взаимопроникающими компонентами и наоборот.

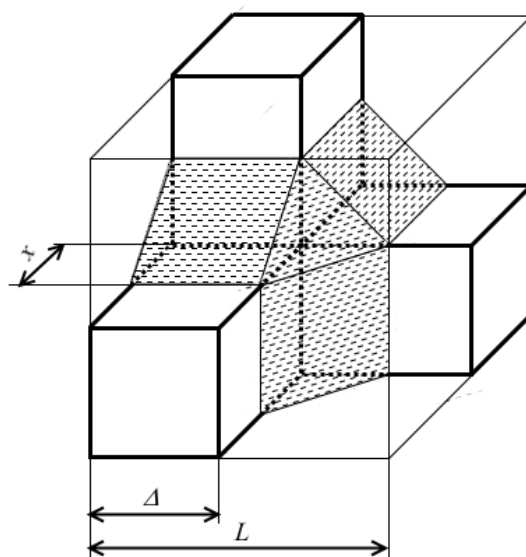


Рисунок 2 – Характер распределения изолированного включения жидкости в элементарной ячейке при угле смачивания $\Theta=45^\circ$

Объемное влагосодержание пор ψ_p связано с объемом жидкости V_w и пор V_p отношением $\psi_p = V_w / V_p$ или с объемным влагосодержанием материала ψ и его пористостью m отношением $\psi_p = \psi / m$. Из рисунка 2 следует, что $V_w = 3 \cdot x^2 \cdot \Delta / 2 + x^6 / 6$. Объем пор $V_p = (L - \Delta)^3 + 3 \cdot \Delta \cdot (L - \Delta)^2$. Приняв $x = L - \Delta$, после простых преобразований получим объемное граничное влагосодержание пор при угле смачивания $\Theta = 45^\circ$

$$\psi_p' = \frac{1 + 8 \cdot c}{6 \cdot (1 + 2 \cdot c)}; \quad c = \Delta / L. \quad (1)$$

Аналогичным образом при угле смачивания $\Theta = 90^\circ$ приходим к зависимости

$$\psi_p' = \frac{\pi \cdot (1 + 3.5 \cdot c)}{6 \cdot (1 + 2 \cdot c)}. \quad (2)$$

При угле смачивания $\Theta = 0^\circ$ значение искомого влагосодержания определяется по формуле

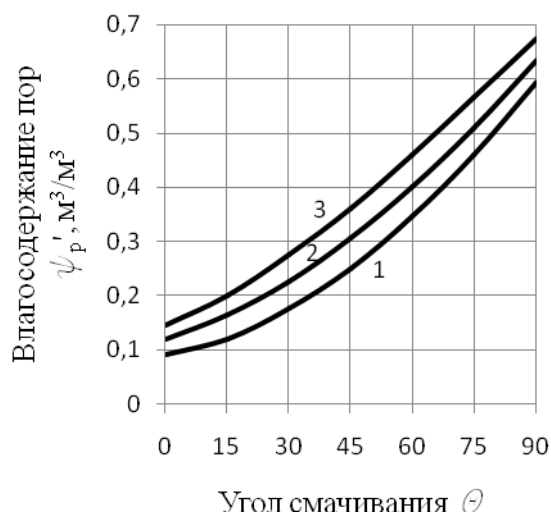
$$\psi_p' = \frac{(4 - \pi) \cdot (1 + 14 \cdot c)}{20 \cdot (1 + 2 \cdot c)}. \quad (3)$$

С помощью формул (1), (2) и (3) можно установить зависимость влагосодержания пор ψ_p' от угла смачивания Θ при различных значениях относительного размера стержней $c = \Delta / L$ элементарной ячейки. Иллюстрация указанной зависимости представлена на рисунке 3.

Относительный размер стержней вычисляется с использованием соотношения [9]:

$$c = 0.5 + \sin \left[\frac{\arcsin(2 \cdot m_i - 1)}{3} \right], \quad (4)$$

где m_i – концентрация i -той компоненты ($i=1..2$), для которой определяется величина c .



Для определения эффективной теплопроводности бинарной структуры с известными концентрациями m_1, m_2 компонентов и их теплопроводностями λ_1, λ_2 воспользуемся зависимостями, установленными с помощью обоснованных методов теории обобщенной проводимости [3].

$$1 - c = 0.1; \quad 2 - c = 0.2; \quad 3 - c = 0.3$$

Рисунок 3 – Расчетная зависимость граничного влагосодержания пор ψ_p' от угла смачивания Θ при различных относительных размерах стержней элементарной ячейки c

Для структуры с взаимопроникающими компонентами использована зависимость, полученная Г.Н. Дульневим в 1965 году

$$\lambda = \lambda_1 \cdot \left[c^2 + \nu \cdot (1 - c)^2 + 2 \cdot \nu \cdot c \cdot (1 - c) \cdot (\nu \cdot c + 1 - c)^{-1} \right] \quad (5)$$

где $\nu = \lambda_2 / \lambda_1$. Компоненты этой структуры являются геометрически равноправными и при расчетах не важно, какая из двух компонент будет принята в качестве первой.

Для структуры с замкнутыми включениями была выбрана следующая зависимость:

$$\lambda = \lambda_1 \cdot \frac{1 + (\nu - 1) \cdot (1 - m_2^{2/3}) \cdot m_2^{1/3}}{\nu - (\nu - 1) \cdot m_2^{1/3}}, \quad (6)$$

где m_2 – объемная концентрация включений, $\nu = \lambda_2 / \lambda_1$.

В данном случае компоненты структуры геометрически неравноправны и непрерывная компонента всегда является первой с концентрацией m_1 .

При расчетах теплопроводности влажных пенопластов в качестве одной из непрерывных компонент будем рассматривать паровоздушную смесь, так как в процессе эксплуатации

теплоизоляционных конструкций происходит диффузионное замещение газа, образовавшегося в порах пенопластов при их изготовлении, воздухом и водяным паром. Согласно работ [1, 2, 3] теплопроводность паровоздушной смеси λ_{va} равна сумме теплопроводности воздуха λ_a и пара λ_v . Теплопроводность пара λ_v , вызванная диффузионным переносом пара в поровом пространстве, может быть определена по формуле [3]

$$\lambda_v = \frac{D}{\mu} \cdot \frac{M}{R \cdot T} \cdot \frac{P_{va}}{P_{va} - P_v} \cdot \frac{dP_v}{dT} \cdot q_t, \quad (7)$$

где D – коэффициент диффузии водяного пара в неподвижном воздухе, м²/с;
 μ – коэффициент сопротивления диффузии пара через поровое пространство;
 M – молекулярная масса пара, кг/моль;
 R – универсальная газовая постоянная, Дж/(моль·К);
 T – температура пара, К;
 P_{va} – суммарное давление пара и воздуха, Па;
 P_v – парциальное давление пара, Па;
 q_t – удельная теплота парообразования при температуре T , Дж/кг.

При определении коэффициента D широко используется зависимость, которую в 1938 году обосновал Схирмер (R. Schirmer) [10]

$$D = \frac{2.305 \cdot 10^{-5} \cdot P_o}{P_{va}} \cdot \left(\frac{T}{273} \right)^{1.81}, \quad P_o = 101323 \text{ Па.} \quad (8)$$

Экспериментальное значение коэффициента μ определяется из отношения

$$\mu = D / \delta_v, \quad (9)$$

где δ_v – коэффициент паропроницаемости пористой среды, м²/с.

Экспериментирование можно избежать, если из большого количества предлагаемых формул выбрать наиболее подходящую для рассматриваемого материала. Предварительный анализ показал, что для влажных пенопластов с открытопористой структурой при концентрации паровоздушной смеси $m - \psi \geq 0.93$ можно предложить простую формулу [4]

$$\mu = \frac{1}{0.57 \cdot (m - \psi)}, \quad \psi \leq \psi_p \cdot m. \quad (10)$$

При значениях $m - \psi < 0.93$ можно использовать зависимость [11]

$$\mu = \tau^2 / (m - \psi), \quad (11)$$

где τ – коэффициент извилистости, который согласно [9] предлагается находить из соотношения:

$$\tau = (m - \psi) / c^2. \quad (12)$$

Здесь параметр c определяется по формуле (4) при $m_1 = m - \psi$. После подстановки соотношения (12) в (11) окончательно получим

$$\mu = (m - \psi) / c^4 \quad (13)$$

Представляется целесообразным расчет диффузионной составляющей теплопроводности λ_v для пенопластов начинать при влагосодержании не менее максимального гигроскопического ψ_h и постоянном при заданной температуре давлении насыщенного пара p_{vh} .

Схема расчета

Рекомендуемую схему расчета проиллюстрируем на примере вычисления эффективной теплопроводности образца пенопласта, имеющего пористость $m=0.93$, плотность $\rho=80$ кг/м³, влагосодержание $\psi=0.06$ м³/м³ близкое наибольшему эксплуатационному значению, среднюю температуру $t=20$ °С и краевой угол смачивания $\Theta=60^\circ$.

Вначале по формуле (7) вычисляем диффузионную составляющую теплопроводности при λ_v при $T=293$ К, $P_{va}=10^5$ Па. По справочным данным находим $M=0.018$ кг/моль, $R=8.3144$ Дж/(моль·К), $P_v=P_{vh}=0.02338 \cdot 10^5$ Па, $\frac{dP_{vh}}{dT}=148$ Па/К (при $dT=1$ К),

$q_r=2.38 \cdot 10^6$ Дж/кг. По формуле (8) определяем коэффициент диффузии пара в воздухе $D=2.65 \cdot 10^{-5}$ м²/с. Для вычисления коэффициента μ используем формулу (13) при объемной концентрации паровоздушной смеси $m = 0.93 - 0.06 = 0.87$ и параметре $c=0.7743$, найденном по формуле (4) при $m_1 = m = 0.87$. Тогда имеем $\mu=2.42$.

В результате получаем $\lambda_v=0.03$ Вт/(м·К) и с учетом теплопроводности сухого воздуха $\lambda_v=0.0257$ Вт/(м·К) теплопроводность паровоздушной смеси равна $\lambda_{va} = \lambda_v + \lambda_a = 0.0557$ Вт/(м·К).

Объемное влагосодержание порового пространства равно $\psi_p = \psi / m = 0.06/0.93 = 0.0645$ м³/м³. При угле смачивания $\Theta=60^\circ$ и параметре $c=0.1614$, вычисленном по формуле (4) при объемной концентрации твердого полимера $m_1=0.07$, с помощью рисунка 3 найдено граничное влагосодержание пор $\psi'_p=0.38$ м³/м³, которое превышает фактическое $\psi_p=0.0645$ м³/м³ почти в 6 раз. В таком случае поровое пространство, содержащие паровоздушную смесь и воду рассматриваем как бинарную систему (структуру) с изолированными включениями. Первой компонентой этой системы является паровоздушная смесь с объемной концентрацией $m_1=0.9355$ и теплопроводностью $\lambda_1 = \lambda_{va} = 0.0557$ Вт/(м·К), а второй – вода с объемной концентрацией $m_2=0.0645$ ($m_1 + m_2 = 1$) и теплопроводностью $\lambda_2 = \lambda_w = 0.596$ Вт/(м·К). Сейчас, с помощью формулы (6) при соотношении $\nu = \lambda_2 / \lambda_1 = 0.596/0.0557=10.7$ вычисляем эффективную теплопроводность внутрипорового вещества $\lambda_{12}=0.0608$ Вт/(м·К).

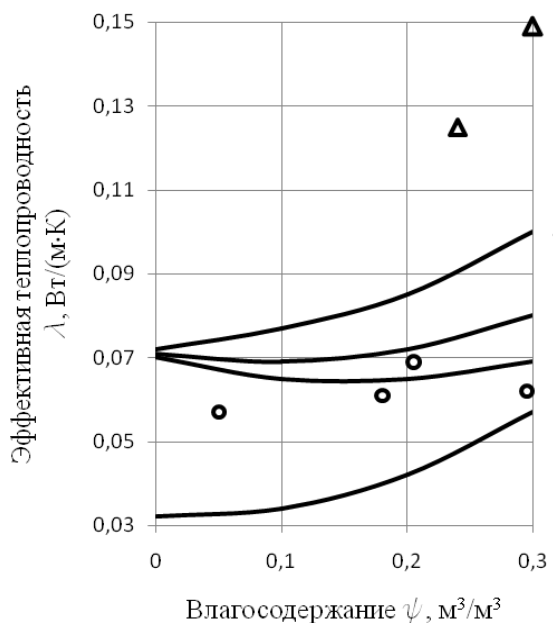
На заключительном этапе расчета, используя формулу (5) для структуры с равноправными взаимопроникающими компонентами, определяем эффективную теплопроводность λ влажного пенопласта. В качестве первой компоненты будем рассматривать внутрипоровое вещество, для которого имеем $m_1 = m = 0.93$, $\lambda_1 = \lambda_{12} = 0.0608$ Вт/(м·К) и параметр $c=0.8386$, найденный по формуле (4). Вторая компонента – полимерный скелет, характеризующийся значениями $m_2=0.07$ и $\lambda_2=0.25$ Вт/(м·К). Тогда имеем соотношение $\nu = \lambda_2 / \lambda_1 = 0.25 / 0.0608 = 4.1118$. При найденных значениях параметров c и ν по формуле (5) вычисляем эффективную теплопроводность влажного пенопласта $\lambda=0.068$ Вт/(м·К).

Для сравнения по рассмотренной схеме был выполнен расчет, в котором при определении теплопроводности внутрипорового вещества λ_{12} не учитывался перенос тепла за счет конденсации диффундирующего пара λ_v . В этом случае значение эффективной теплопроводности влажного пенопласта составило $\lambda' = 0.0354$ Вт/(м·К), что почти в два раза меньше результата предыдущего расчета. Если воспользоваться аддитивной схемой расчета и определить эффективную теплопроводность влажного пенопласта как сумму $\lambda = \lambda' + \lambda_v$, то получим результат $\lambda = 0.0354 + 0.03 = 0.0654$ Вт/(м·К), который лишь на 3.8% оказался меньше результата, вычисленного по неаддитивной схеме. Отметим, что при реализации другой аддитивной схемы расчета по формулам, рекомендованным в работе [4] и содержащим эмпирические коэффициенты, получено значение эффективной теплопроводности равное $\lambda=0.0745$ Вт/(м·К), которое на 9.6% больше значения, вычисленного по предлагаемой неаддитивной схеме расчета. Точно такой же результат дает предлагаемая схема расчета при использовании значения коэффициента сопротивления диффузии пара $\mu=2.016$, найденного по формуле (10).

Вычислительный эксперимент и его результаты

Вычислительный эксперимент был выполнен с целью оценки влияния влагосодержания ψ и средней температуры t рассмотренного пенопласта на его теплопроводность λ . Для этого представленный пример расчета λ , учитывающий различные подходы к оценке λ , был повторен при других значениях влагосодержания ψ из диапазона от 0.01 до 0.3. По результатам повторных вычислений были построены графики, отражающие различные зависимости λ от ψ и приведенные на рисунке 4 совместно с опытными данными, взятыми из работы [4]. Из сравнения зависимости 1 на рисунке 4 с остальными зависимостями следует, что диффузи-

онная составляющая теплопроводности λ_v при различных способах ее учета вносит существенный вклад в эффективную теплопроводность λ влажного пенопласта. Использование формулы (10) для определения коэффициента сопротивления диффузии пара μ вместо формулы (13) привело к заметным различиям (качественным и количественным) при вычислении эффективной теплопроводности λ (зависимости 3 и 4). Сопоставление зависимостей 2 и 3 показывает, что аддитивная и неаддитивная схемы учета диффузионной составляющей λ_v при определении эффективной теплопроводности пенопласта дают близкие результаты в пределах максимального эксплуатационного влагосодержания $\psi \leq 0.07$. В таком случае результаты неаддитивного расчета превышают результаты аддитивного расчета не более чем на 4%. С повышением влагосодержания материала до $\psi=0.3$ указанная разница возрастает до 15%.



○, Δ – опытные данные различных авторов
Рисунок 4 – Зависимость эффективной теплопроводности λ от влагосодержания ψ для пенопласта с пористостью $m=0.93$ при температуре 20°C и угле смачивания $\Theta=60^\circ$ и различных способах учета теплопроводности водяного пара λ_v за счет его диффузии:

1 – без учета; 2 – аддитивный; 3, 4 – неаддитивный при различных формулах расчета коэффициента сопротивления диффузии пара

Из рисунка 4 видно, что для одного и того же материала при влагосодержании $\psi > 0.2$ опытные данные одних авторов (треугольники)

превышают опытные данные других авторов (кружки) примерно в два раза, а расчетная кривая 3, полученная с помощью рекомендованной схемы расчета, неплохо предсказывает опытные данные, обозначенные кружками. Также экспериментально установлено [3], что теплопроводность одного и того же материала с одним и тем же влагосодержанием может отличаться в несколько раз. В первую очередь это можно объяснить тем, что при одинаковом влагосодержании, но разных углах смачивания влага может смачивать поверхность пор полностью или частично.

Для рассматриваемого пенопласта ($m=0.93$ и $\psi=0.3$) имеем влагосодержание пор $\psi_p = \psi / m = 0.323$, которому соответствует граничный угол смачивания $\theta' = 52^\circ$ (рисунок 3). При углах смачивания $\Theta < 52^\circ$ и влагосодержании $\psi=0.3$ поверхность пор смачивается водой полностью и поровое пространство можно представить в виде бинарной системы с взаимопроницаемыми компонентами, теплопроводность которой определяется по формуле (5). В этом случае значение эффективной теплопроводности влажного пенопласта составит $\lambda = 0.136$ Вт/(м·К), что в 1.71 раза больше значения теплопроводности, вычисленной для того же пенопласта при частичном смачивании водой поверхности пор ($\Theta > 52^\circ$), и достаточно точно предсказывает опытное значение $\lambda = 0.15$ Вт/(м·К), представленное на рисунке 4. При другом влагосодержании $\psi=0.25$ ($\psi_p=0.269$) и угле смачивания $\Theta < 45^\circ$ расчетное значение $\lambda = 0.121$ Вт/(м·К) близко еще одному опытному значению $\lambda = 0.13$ Вт/(м·К) (рисунок 4). Таким образом, при правильной количественной оценке характера смачивания поверхности пор жидкостью (частично или полно), определяемой с помощью параметров ψ и Θ , предлагаемый метод расчета теплопроводности пенопластов λ может удовлетворительно прогнозировать опытные данные.

Расчетами подтвержден общеизвестный эффект повышения теплопроводности влажного пенопласта с повышением его средней температуры. При этом в пределах эксплуатационно-

го влагосодержания материала $\psi \leq 0.07$ разница между значениями теплопроводности, вычисленными по аддитивной и неаддитивной схемам расчета, не превышает 4%. С ростом влагосодержания материала до $\psi=0.3$ эта разница увеличивается, что и показывают зависимости 2 и 3 на рисунке 5.

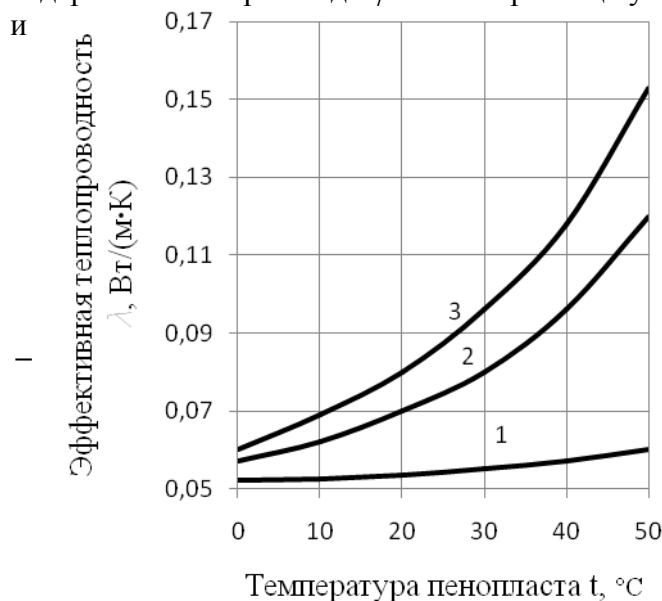


Рисунок 5 – Зависимость эффективной теплопроводности λ от средней температуры пенопласта с пористостью $m=0.93$ при влагосодержании $\psi=0.3$ и угле смачивания $\Theta=60^\circ$ и различных способах учета теплопроводности водяного пара λ_v за счет его диффузии: 1 – без учета; 2 – аддитивный; 3 – неаддитивный

Закключение. Разработана геометрическая модель влажного пенопласта, позволяющая найти способ определения значения граничного влагосодержания пор или краевого угла смачивания, при которых происходит переход от частичного смачивания поверхности пор жидкостью к полному смачиванию и наоборот.

Расчетами показано, что такой переход сопровождается скачкообразным изменением теплопроводности пенопластов. Выполнено математическое описание процесса переноса тепла в модельной структуре влажного пенопласта с учетом диффузии водяного пара в поровом пространстве. Расчетным путем установлено заметное влияние влагосодержания и средней температуры пенопласта на его эффективную теплопроводность при аддитивной и неаддитивной схемам учета диффузионной составляющей теплопроводности. Сравнение результатов расчета с опытными данными выявило их достаточно точное совпадение.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Лыков, А.В. Тепломассообмен / А.В. Лыков. – М. : Энергия, 1971. – 560 с.
2. Missenard, A. Conductivité thermique des solides, liquides, gaz et de leurs mélanges / A. Missenard. – Paris : Éditions Eyrolles, 1985. – 340 p.
3. Дульнев, Г.Н. Процессы переноса в неоднородных средах / Г.Н. Дульнев, В.В. Новиков. – Л. : Энергоатомиздат. Ленинградское отделение, 1991. – 248 с.
4. Гурьев, В.В. Тепловая изоляция в промышленности. Теория и расчет / В.В. Гурьев, В.С. Жолудов, В.Г. Петров-Денисов. – М. : Стройиздат, 2003. – 416 с.
5. Thermal insulation materials made of rigid polyurethane foam (PUR/PIR) : Report № 1 (October) / BING: Federation of European Rigid Polyurethane Foam Associations. – Brussels, 2006. – 33 p.
6. Петров-Денисов, В.Г. Процессы тепло- и влагообмена в промышленной изоляции / В.Г. Петров-Денисов, Л.А. Масленников. – М. : Энергоатомиздат, 1983. – 193 с.
7. Способ определения краевого угла смачивания полимерных композиций : пат. RU 2025710 / В.В. Гурьев, В.И. Никитин, Г.А. Голубова. – Оpubл. 30.12.1994.
8. Collishaw, P.G. An assessment of expressions for the apparent thermal conductivity of cellular materials / P.G. Collishaw, J.R.G. Evans // Journal of Materials Science. – 1994. – V. 29. – P. 486–498.
9. Nikitsin, V.I. Determination of capillary tortuosity coefficient in calculations of moisture transfer in building materials / V.I. Nikitsin, B. Backiel-Brzozowska // International Journal of Heat and Mass Transfer. – 2013. – V. 56. – P. 30–34.
10. Scheffler, G.A. A whole range hygric material model: Modelling liquid and vapour transport properties in porous media / G.A. Scheffler, R. Plagge // International Journal of Heat and Mass Transfer. – 2010. – V. 53. – P. 286–296.
11. Epstein, N. On tortuosity and the tortuosity factor in flow and diffusion through porous media / N. Epstein // Chemical Engineering Science. – 1989. – V. 44, № 3. – P. 777–779.

Павлова И.П., Беломесова К.Ю.

В строительной отрасли одним из перспективных способов нанесения бетонной смеси на криволинейные поверхности, а также поверхности, расположенные в любых плоскостях, является способ торкретирования. Нанесение бетонной смеси осуществляется под большим давлением, за счет чего удается достичь максимально плотного взаимодействия частиц смеси между собой, а также с подготовленной поверхностью, при этом наблюдается эффект заполнения пустот, мелких пор и трещин. Применение торкрет-бетона особенно эффективно при сооружении пространственных конструкций покрытий зданий (куполов, оболочек), резервуаров различного типа и назначения, плавательных бассейнов, элементов наружных трехслойных конструкций жилых и производственных зданий с эффективным утеплителем, в качестве облицовки небольших водопропускных сооружений, поверхностей тоннелей и т.д. Так же стоит отметить, что с каждым годом растет число повреждений железобетонных конструкций от коррозии, вызванных различными причинами — химической агрессией, некачественным выполнением работ, повреждениями от стихийных бедствий и механических воздействий и пр. Применение торкретирования для ремонта и усиления поврежденных конструкций является наиболее эффективным и, нередко, единственно возможным способом.

К компонентам смеси для торкрет-бетона существуют определенные требования, зависящие от желаемых конечных характеристик готового продукта (прочность, водонепроницаемость, морозостойкость и т.д.), а также зависящие от технических параметров установки для нанесения данного бетона (диаметр распылительного сопла и др.).

Основными требованиями к компонентам торкрет-бетонной смеси являются: - крупность заполнителя и непрерывная гранулометрия; - форма зёрен заполнителя (окатанная); - вид цемента (быстротвердеющий). За счет грамотного подбора состава при соблюдении всех вышеперечисленных требований к компонентам смесью можно достичь высоких эксплуатационных показателей данного бетона. В современной технологии все больше внимания уделяется технологии композитов с иерархической структурой, в том числе с дисперсным армированием.

Дисперсное армирование бетонов позволяет улучшить следующие свойства композитных структур бетона типа: прочность на изгиб, растяжение и срез, водонепроницаемость, ударная вязкость, деформативность, трещиностойкость, истираемость, огнеупорность и морозостойкость [1, с. 26]. Дисперсное армирование композитов осуществляется волокнами-фибрами, равномерно распределенными в объеме бетонной матрицы. Для этого используются различные виды металлических и неметаллических волокон минерального и органического происхождения.

Дисперсное армирование базальтовым волокном обладает рядом преимуществ перед другими типами волокон [2, с.35]. По своей природе базальтовое волокно (фибра) является продуктом обработки горной породы типа базальта, который обладает высокими прочностными показателями. Базальтовая фибра как готовый продукт представляет собой отрезки комплексного базальтового волокна заданной длины в виде рассыпчатых монофиламентов. По своей структуре фибра схожа с цементным камнем и обладает природной естественной шероховатостью, благодаря чему достигается высокое сцепление волокон с цементной матрицей. Что же касается способности разделения волокна на отдельные монофиламенты, то благодаря этому достигается равномерное распределение волокон по всему объему смеси (так называемое 3-Дармирование). Эффект 3-Дармирования хорошо виден на микрофотографии опытного образца торкрет-бетона с дисперсным армированием базальтовой фиброй (рисунок 1).

Для определения влияния базальтового волокна, как армирующего компонента, на прочностные характеристики торкрет-бетона был произведен ряд экспериментальных исследований. Были выполнены испытания следующих серий: серия I – НЦ (напрягающий цемент); серия II – НЦ+5%БФ (напрягающий цемент + базальтовая фибра). В состав компонентов всех серий входил пластификатор на поликарбоксилатной основе. Опытные образцы подвергались испытаниям в возрасте 2, 7, 28 суток. Результаты, полученных данных представлены в таблице 1.

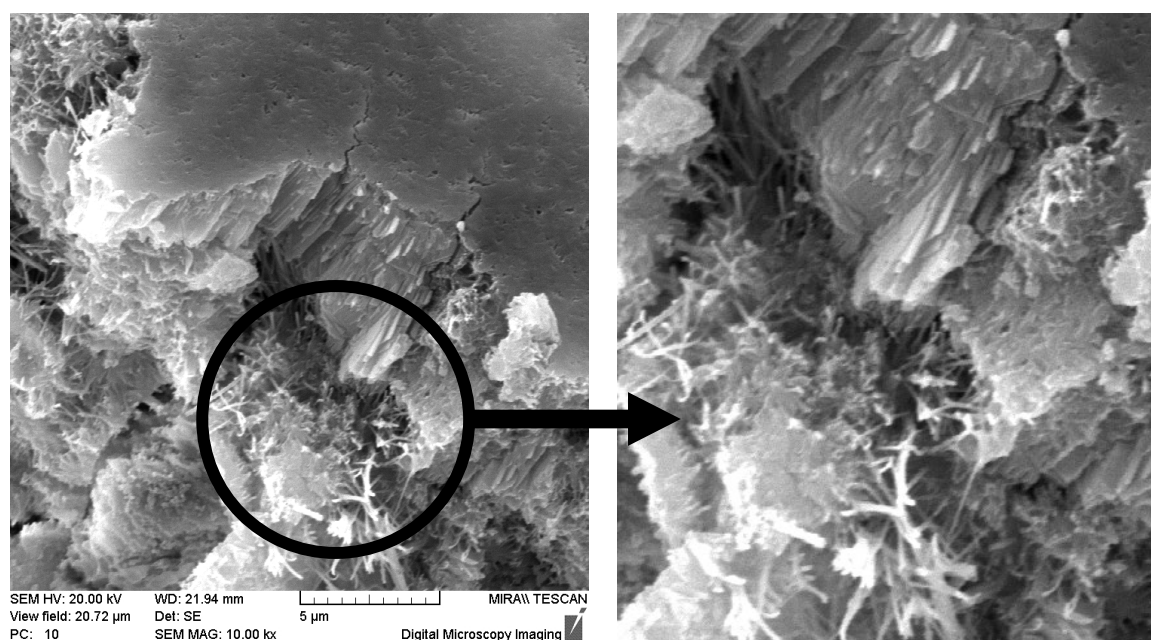


Рисунок 1 – Микрофотография образца торкрет-бетона, армированного базальтовой фиброй

Таблица 1 – Прочностные характеристики опытных образцов

Обозначение	Средняя прочность на сжатие, МПа			Средняя прочность на растяжение при изгибе, МПа		
	Возраст образцов, сут.			Возраст образцов, сут.		
	2	7	28	2	7	28
Серия I	8,18	14,2	30,54	1,9	2,89	5,61
Серия II	10,21	29,24	39,09	2,39	5,11	7,61

Анализируя полученные данные, можно с уверенностью сказать, что применение базальтовой фибры в качестве армирующего компонента торкрет-бетона является целесообразным. По полученным данным, значения прочностей образцов серии II (армированных базальтовой фиброй) в возрасте 28 суток примерно на 20% превышают значения прочностей образцов серии I (без армирования). Увеличение прочностных показателей может быть обусловлено целым рядом причин, одной из таких причин является природа и структура базальтовой фибры. По своей природе базальтовое волокно (фибра) является продуктом обработки горной породы типа базальта, который обладает высокими прочностными показателями, а структура фибры схожа с цементным камнем и обладает природной естественной шероховатостью, благодаря чему достигается высокое сцепление волокон с цементной матрицей. Другой причиной повышения прочности образцов является эффект так называемого «трехмерного армирования», который вызван равномерным распределением волокон по всему объему смеси во всех плоскостях.

Возвращаясь к вопросу выбора вяжущего вещества для торкрет-бетона, необходимо отметить, что применяя для торкретирования бетон на основе традиционного портландцемента, повышается вероятность возникновения усадочных деформаций, которые зачастую приводят к образованию сквозных или поверхностных трещин и как следствие, снижению долговечности и эксплуатационной надежности [3, с.5].

Для частичного снижения или полного исключения усадочных деформаций бетона необходимо применять в качестве вяжущего вещества, расширяющиеся или напрягающие цементы. В процессе твердения таких цементов (РЦ, НЦ) происходит расширение, которое вызвано возникновением в структуре цементного камня новообразований, объем которых суще-

ственно превышает объем вступающих в реакцию исходных веществ. На основании существующих, а также собственных исследований в данной области, наиболее эффективными являются напрягающие цементы, механизм расширения которых происходит за счет образования повышенного количества этtringита - высокоосновной формы гидросульфоалюмината кальция [4, с.102]. Одним из вариантов состава такого напрягающего цемента является смесь портландцемента и расширяющейся добавки, состоящей из высокоактивного метакеолина (ВМК) и природного гипса.

Основными контролируемыми параметрами напрягающего цемента являлись величина самонапряжения и линейного расширения согласно [5]. Для определения основных показателей напрягающего цемента (НЦ) существуют методы и оборудование подробно описанные в СТБ 1335 [5].

В ходе проведения испытаний были оценена степень влияния базальтовой фибры на рост свободных деформаций. Таким образом, испытаниям подвергали две серии образцов: серия I – НЦ (напрягающий цемент); серия II – НЦ + 5% БФ (напрягающий цемент + базальтовая фибра). В состав компонентов всех серий входил пластификатор на поликарбоксилатной основе. Результаты, полученные в ходе экспериментальных исследований, представлены на рисунке 2.

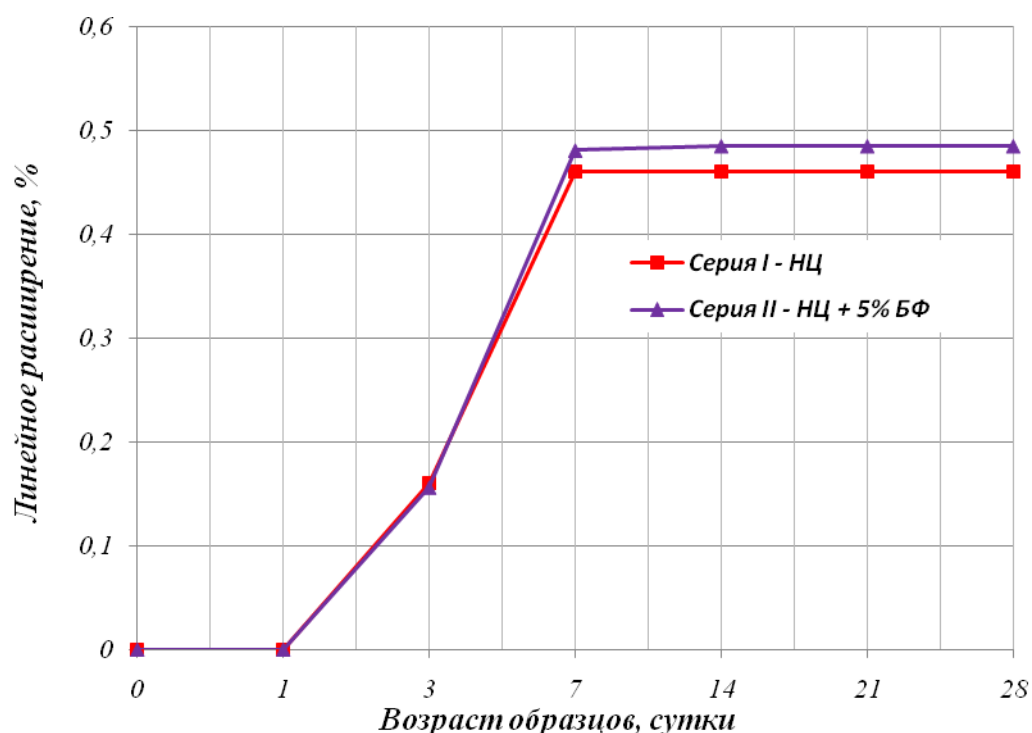


Рисунок 2 – График развития линейного расширения во времени

В результате обработки полученных данных, величина линейного расширения контрольных образцов серии I в возрасте 28 суток составила: - 0,46 %, а образцов серии II – 0,48 %. Полученные значения величины свободного линейного расширения находятся в допустимых пределах, приведенных в СТБ 1335 [5]. Анализируя полученные данные видно, что в данном случае базальтовая фибра не повлияла на рост свободных деформаций бетона на основе напрягающего цемента, но при этом привела к росту прочности.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Анализ выполненных экспериментальных и теоретических исследований позволяет сделать следующие выводы:

1. Одним из универсальных решений по усовершенствованию эксплуатационных характеристик торкрет - бетона является дисперсное армирование волокнами-фибрами, равномерно распределенными в объеме бетонной матрицы. Применение различных видов и размеров фибровых наполнителей способствует значительному изменению макро- и микроструктуры торкрет - бетонов.

2. Введение базальтовой фибры увеличивает вязкость смеси, что является весьма благоприятным фактором для торкрет-бетона. Происходит увеличение вязкости за счет расщепления одного базальтового волокна на множество мельчайших монофиламентов, которые обволакивают все компоненты смеси и образуют единую пластично-вязкую систему.

3. Введение в смесь базальтовых волокон способствует увеличению сцепления с цементно-песчаной матрицей, благодаря чему наблюдается увеличение прочностных характеристик торкрет-бетона на основе напрягающего цемента. Рост прочности составил около 20 %.

4. Применение базальтовой фибры в бетонных смесях позволяет уменьшить трудозатраты по армированию бетонных изделий, добиться повышения производительности работ.

5. Экспериментальным путем получен состав напрягающего цемента с высокими показателями свободных деформаций: портландцемент, а в качестве расширяющейся добавки - смесь высокоактивного метаксаолина и природного гипса.

6. Применение базальтовой фибры (БФ) совместно с напрягающим цементом (НЦ) позволяет компенсировать усадочные деформации с одновременным ростом прочности и непроницаемости.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Войлоков, И. А. Базальтофибробетон. Исторический экскурс / И. А. Войлоков, С. Ф. Канаев // Инженерно-строительный журнал. – 2009. – №4. – С. 26 – 31.

2. Беломесова, К. Ю. Применение базальтовой фибры в качестве армирующего компонента в цементно-песчаных композитах // Традиции, современные проблемы и перспективы развития строительства : сб. науч. ст. / ГрГУ им. Я. Купалы ; редкол.: В. Г. Барсуков (гл. ред.) [и др.]. – Гродно : ГрГУ, 2016. – С. 74 – 77.

3. Титов, М. Ю. Бетоны с компенсированной усадкой на расширяющих добавках: автореф. дис. на соискание ученой степени канд. техн. наук : 05.23.05 / М. Ю. Титов ; НИИЖБ им. А.А. Гвоздева. – М., 2012. – 22 с.

4. Павлова, И. П. Исследование влияния расширяющихся сульфоферритных и сульфоалюминатных добавок на прочностные показатели и собственные деформации цементных систем / И. П. Павлова, Т. В. Каленюк, К. Ю. Беломесова // Весн. БрГТУ., Сер. Строительство и архитектура. – 2016. – №1. – С. 123-127.

5. Цемент напрягающий. Технические условия: СТБ 1335-2002. – Введ. 01.01.2003 – Мн.: Минстройархитектуры, 2002. – 11 с.

Пикула А.И.

В связи с широким применением ячеистых бетонов при строительстве зданий различного назначения в Республике Беларусь большой практический интерес представляет вопрос об изменении их свойств в процессе длительной эксплуатации. В настоящее время ещё не имеется достаточно экспериментальных данных и практических наблюдений об изменчивости свойств ячеистых строительных материалов как имеющих непосредственный контакт с окружающей средой, так и «запертых» внутри конструкции.

В связи с высокой степенью переработки исходного сырья и своеобразной технологической уникальностью каждого производства автоклавных ячеистобетонных изделий (используемые составы, режимы тепловой обработки, оборудование и технология) перенос и интерпретация данных, полученных в одних условиях, на продукции одного производителя вряд ли случаев не может являться репрезентативным для всего класса данных материалов с аналогичными свойствами и отражать их общую тенденцию.

В общем виде имитационная модель целевого показателя качества автоклавных ячеистобетонных изделий может быть представлена в виде:

$$R_{real} = R_{target} \left(\sum_1^i \omega_i f \left(\frac{\alpha_i}{\alpha_{target}} \right) \right) \left(\sum_1^k \omega_k f \left(\frac{\beta_k}{\beta_{target}} \right) \right) \left(\sum_1^l \omega_l f \left(\frac{Y_l}{Y_{target}} \right) \right) \left(\sum_1^m \omega_m f \left(\frac{\delta_m}{\delta_{target}} \right) \right)$$

Где: R_{real} – моделируемый показатель качества;

R_{target} – максимальное практически полученное значение данного показателя качества ячеистобетонных изделий при аналогичных сырьевых, технологических параметрах производства, конструктивных особенностях применения, выполняемых функциях в конструкции и установившихся воздействиях;

α_i – характеристики сырьевых ресурсов;

α_{target} – характеристики сырьевых ресурсов, использованных при получении R_{target} ;

ω_i – весовой коэффициент, характеризующий значимость данной характеристики сырьевых ресурсов для достижения R_{target} ;

β_k – параметры технологии производства;

β_{target} – параметры технологических процессов, использованных при получении R_{target} ;

ω_k – весовой коэффициент, характеризующий значимость данной характеристики технологии производства для достижения R_{target} ;

Y_l – конструктивные особенности применения и выполняемые (назначенные) функции ячеистобетонных изделий в конструкции;

Y_{target} – характеристики конструктивных особенностей применения и выполняемых функций ячеистобетонных изделий, использованных при получении R_{target} ;

ω_l – весовой коэффициент, характеризующий значимость данной характеристики конструктивных особенностей применения и выполняемых функций для достижения R_{target} ;

δ_m – характеристики произошедших воздействий на ячеистобетонные изделия к моменту определения R_{real} ;

δ_{target} – характеристики произошедших воздействий на ячеистобетонные изделия, использованные при определении R_{target} ;

ω_m – весовой коэффициент, характеризующий значимость данной характеристики произошедших воздействий на ячеистобетонные изделия к моменту определения R_{real} при достижении R_{target} . Данная модель требует разносторонней вероятностной оценки каждой из характеристик с назначением весовых коэффициентов ω_i , характеризующих значимость каждого из параметров, таких, чтобы:

$$\sum_1^i \omega_i = 1; \sum_1^k \omega_k = 1; \sum_1^l \omega_l = 1; \sum_1^m \omega_m = 1$$

Из основных характеристик сырьевых ресурсов для производства ячеистобетонных изделий можно выделить:

- сроки схватывания, наличие добавок, активность, удельная поверхность, вид помола, характер поверхности частиц (функция вида помола), водопотребность, химический состав, усадочные деформации используемых вяжущих и их производных;
- активность, удельная поверхность, химический состав, вид помола, характер поверхности кремнеземистого компонента;
- активность, удельная поверхность, химический состав, вид помола, характер поверхности и наличие добавок ПАВ газообразователя;
- химический состав, наличие примесей в воде.

Из основных технологических характеристик можно выделить:

- состав ячеистобетонной смеси (соотношение кремнеземистого компонента и вяжущего вещества),
- В/Т (водотвёрдое соотношение);
- количество обратного шлама в составе смеси с высокой степенью гидратации.
- фазовый состав и основность образуемых гидросиликатов кальция;
- режимы автоклавной обработки;
- температурные перепады;
- наличие динамических воздействий;
- условия складирования готовой продукции и её упаковка.

Из основных конструктивных особенностей применения и выполняемых функций можно выделить:

- использование ячеистобетонных изделий как конструкционный, конструкционно-теплоизоляционный или теплоизоляционный материал;
- наличие пароизоляционных покрытий в конструкции стены;
- симметричность влаго-теплообмена с разных сторон блоков;
- наличие градиентов влагосодержания, температуры, давлений внутри материала при строительстве или эксплуатации;
- кладка на клей или на раствор;
- наличие мостиков холода, возможных плоскостей конденсации и сбора влаги;
- возможность непосредственного попадания атмосферных осадков.

Из основных характеристик произошедших внешних воздействий на ячеистобетонные изделия можно выделить:

- частота и продолжительность воздействий атмосферных осадков содержащих CO_2 , SO_2 ;
- степень развития коррозионных повреждений и усадочных деформаций (фотографии шлифов ячеистого бетона блоков разного возраста и времени воздействий атмосферных осадков приведены на рисунках 1 и 2);
- фазово-химический состав бетона;
- условия при транспортировании, хранении на месте применения (нагрев, высушивание или увлажнение при транспортировании);
- внешние атмосферные воздействия (систематическое увлажнение и высушивание), местные перегревы (продолжительность сохранения высоких градиентов температуры и (или) влажности);
- нагрузки на стены;
- исчерпание ресурса морозостойкости при замерзании и оттаивании в зимнее время (особенно при превышении критической влажности);
- достигнутые коэффициенты самоторможения процессов коррозии во времени.

В настоящее время в связи с определёнными экономическими проблемами в экономике Республики Беларусь в 2011, 2014-2015 гг. появилась возможность исследовать ряд не законченных построек из ячеистобетонных блоков автоклавного твердения, изготовленных по СТБ1117 [1] из конструкционно-теплоизоляционного бетона, соответствующего требованиям СТБ1570 [2], подвергавшихся непосредственному воздействию слабоагрессивных атмосферных осадков, в пределах городской застройки Бреста.

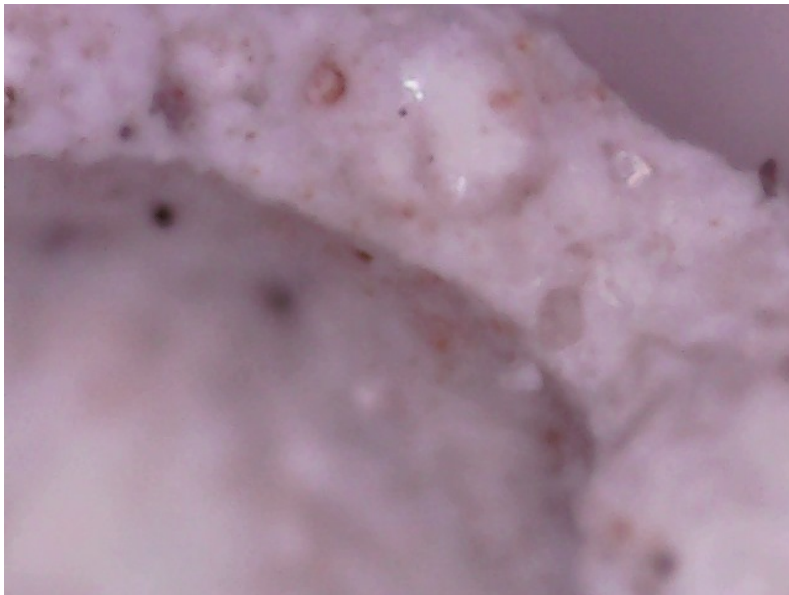
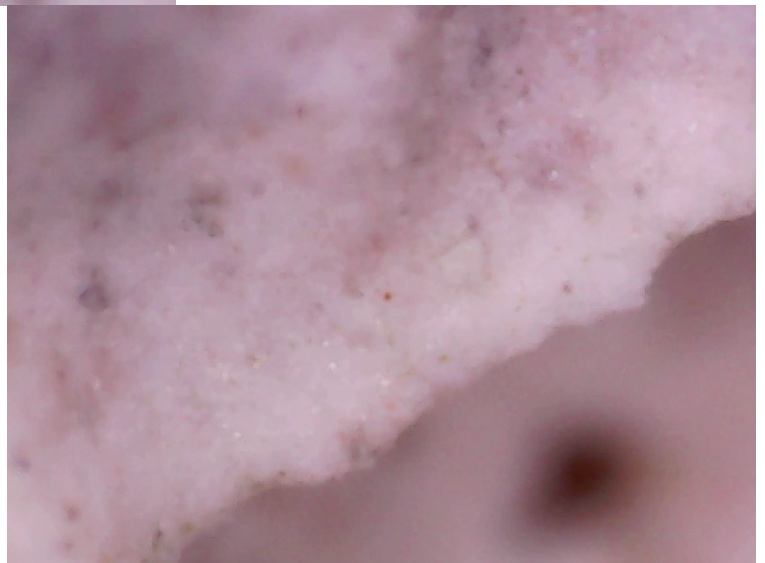


Рисунок 1. Вид поверхностей пор ячеистобетонных изделий одного из производств Брестской области (Возраст 6 месяцев. Четкие контуры пор. М1:1000)

Рисунок 2. Вид поверхностей пор ячеистобетонных изделий одного из производств Брестской области (Возраст 30 месяцев.

Не защищённые конструкции стен. Размытые контуры пор, покрытые вымытыми влагой солями М1:1000)



Все исследованные бетоны по классификации СТБ1570 [2] относились к конструкционно-теплоизоляционным бетонам на смешанном вяжущем и имели согласно маркировки аналогичные характеристики: класс бетона В2.5, плотность D500, морозостойкость F35.

Пример внешнего вида исследованных ячеистобетонных блоков приведён на рисунке 3.



Рисунок 3. Вид наружных поверхностей ячеистобетонных изделий одинаковых декларируемых характеристик различных производителей. (Изделия находились в аналогичных условиях эксплуатации одного населённого пункта)

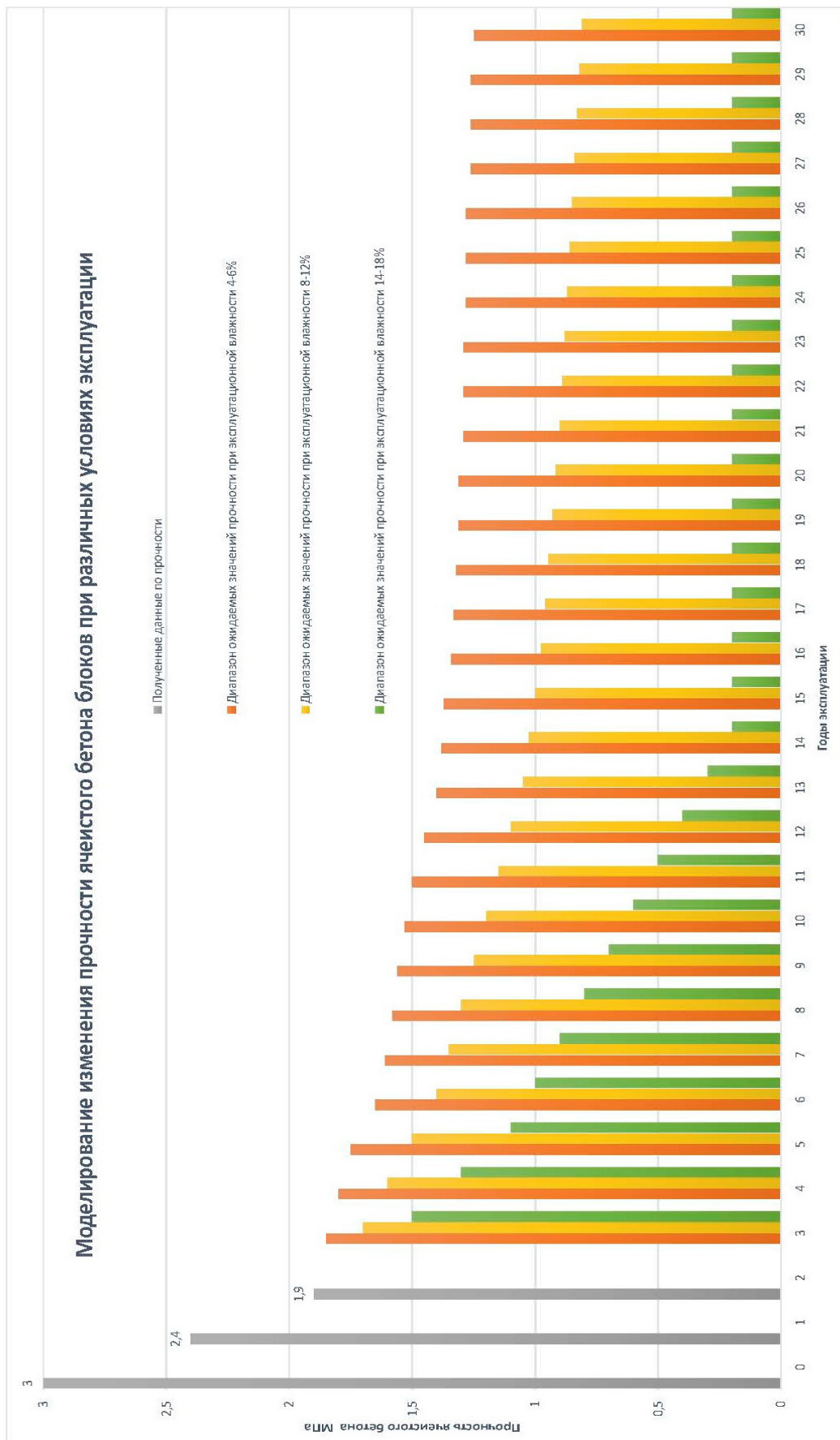


Рисунок 4.

Результаты моделирования изменения прочности при сжатии ячеистого бетона блоков при различных условиях эксплуатации.

Таким образом, после сбора и всестороннего анализа параметров для выше приведённой модели становится возможной приближённая прогностическая оценка ряда показателей качества ячеистобетонных изделий, например, границ прочностных показателей в зависимости от эксплуатационной влажности. Прогнозное моделирование ориентировочной прочности ячеистого бетона с учётом полей градиентов потенциала циклических процессов переноса влаги и тепла с развитием механических напряжений и деформаций в программной среде системно-динамического моделирования «PowerSiim»[12], в соответствии с механизмами и допущениями, приведёнными в [3] -[11], а также с учётом текущего состояния и местонахождения объекта, приведено на рисунке 4. Структура модели сведена к 4 потоковым подмоделям:

- а) характеристики сырьевых ресурсов;
- б) параметры технологии производства;
- в) конструктивные особенности применения и выполняемые (назначенные) функции ячеистобетонных изделий в конструкции;
- г) характеристики произошедших воздействий на ячеистобетонные изделия.

Каждой из подмоделей соответствовало множество отдельных блоков многофакторного анализа (факторы в каждом блоке подбирались с учетом максимальной корреляции) с возможностью неограниченного масштабирования.

Таким образом, даже учитывая минимальные эффекты взаимодействия между подмоделями при известных начальных условиях производства и реальными данными о текущем состоянии материала возможно в первом приближении оценить потенциал материала и перспективы его эффективной дальнейшей эксплуатации.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. СТБ 1117-98 Блоки из ячеистых бетонов стеновые. Технические условия
2. СТБ 1570-2005 «Бетоны ячеистые. Технические условия».
3. В. М. Москвин, Ф. М. Иванов. Коррозия бетона и железобетона, методы их защиты, под общ. Ред. В.М. Москвина. - М.: Стройиздат, 1980. - 536 с.
4. А. И. Артеменко. Органическая химия для строительных вузов. – М.: изд. «Высшая школа», 1987. – 430 с.
5. Ф. Фрессель. Ремонт влажных и поврежденных строительных сооружений. - М.: ООО «Пэйнт-0 Медиа», 2006. – 320 с.
6. Аниканова Т.В., Рахимбаев Ш.М., Кафтаева М.В К вопросу о механизме углекислотной коррозии строительных материалов Фундаментальные исследования. – 2015. – № 5 (часть 1) – С. 19-26
7. Факторы влияющие на долговечность наружных стен из ячеистобетонных блоков автоклавного твердения. Рыхленок Юлия Анатольевна, Крутилин Антон Борисович.
8. Баутина Е.В. Оценка состояния ячеистого силикатного бетона в ограждающих конструкциях жилых зданий с длительным сроком эксплуатации: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.05. – Воронеж, ВГАСУ, 2006. – 26 с.
9. Бутт Ю.М. Долговечность автоклавных силикатных бетонов / Ю.М. Бутт, К.К. Куатбаев. – М.: Стройиздат, 1966. – 216 с.
10. Бутт Ю.М. Карбонизация гидросиликатов кальция / Ю.М. Бутт, А.А. Майер, Л.Н. Рашкович, О.И. Грачева, Д.М. Хейкер // Сборник трудов РосНИИМС.– 1960. –№ 17. –236 с.
11. Рахимбаев Ш.М. Методы оценки коррозионной стойкости цементных композитов / Ш.М Рахимбаев, Н.М. Тольпина // Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В.Г. Шухова. – 2012. –№ 3. – С. 23–24.
12. <http://www.powersim.com/>

ВЛИЯНИЕ УГЛА ЗАОСТРЕНИЯ НАКОНЕЧНИКА НА ЭНЕРГОЕМКОСТЬ ПОГРУЖЕНИЯ ЗАБИВНЫХ СВАЙ

Пойта П.С., Юськович Г.И., Юськович В.И, Семенюк С.М.

Одним из путей снижения общей стоимости фундаментов из забивных свай является уменьшение энергетических и трудовых затрат на их погружение за счет совершенствования технологических приемов установки в грунт и создания новых конструктивных решений [1, 2].

Оценка влияния угла заострения свай на энергоемкость их погружения в грунт в реальных грунтовых условиях оценивали экспериментальным путем. Опыты проводились на сваях-моделях, выполненных из дерева. Длина сваи была принята равной 1000 мм, а размеры поперечного сечения – 50×50 мм. Угол заострения наконечника свай изменился от 10⁰ до 180⁰ и принимался равным 10⁰, 20⁰, 30⁰, 45⁰, 60⁰, 90⁰ и 180⁰. Для забивки свай применялись ударные грузы массой 0,5; 1,0; 2,0; 3,0 и 5,0кг, имеющие цилиндрическую форму и сквозное отверстие для свободного скольжения по направляющему стержню. Соотношение масс ударных грузов и моделей свай было принято 0,5/1; 1/1; 2/1; 3/1 и 5/1.

Сущность методики проводимых опытов заключалась в замере числа ударов и определении энергии погружения моделей в грунт до требуемых отметок. Число ударов груза подсчитывалось на каждые 100 мм погружения сваи в грунт, а к концу забивки – на каждые 10 мм.

Модели свай забивались в полевых условиях в грунт естественной влажности и плотности. Было проведено три серии опытов на экспериментальных площадках №1, №2 и №3, которые характеризовались различными грунтовыми условиями (табл. 1.).

Такие грунтовые условия экспериментальных площадок выбраны в связи с наибольшей распространенностью этих грунтов на территории Республики Беларусь.

Таблица 1 – Физико-технические характеристики грунтовых условий

Номер площадки	Вид грунта	Характеристика грунта:		
		наименование	един. изм.	кол-во
1	2	3	4	5
№1	Песок мелкозернистый	Плотность	т/м ³	1,65
		Угол внутреннего трения	град.	32
		Коэффициент сцепления	МПа	0,002
№2	Глина мягкопластичная	Степень влажности	дол. ед.	0,44
		Число пластичности	дол. ед.	0,19
№3	Торфяной грунт	Показатель констистенции	дол. ед.	0,62
		Степень заторфованности	дол. ед.	0,62

В каждой серии опытов проводились испытания всех моделей свай при различном соотношении масс ударного груза и сваи, а также различной высоте падения ударного груза. Таким образом, все опыты в каждой серии делились на две группы. Первая группа опытов проводилась при одинаковой высоте падения грузов и различной их массе. Высота падения ударного груза во всех опытах была принята равной 1м. Во второй группе опытов каждая модель сваи забивалась при одинаковой энергии удара, то есть с изменением массы груза менялась и высота его падения. При такой методике проведения опытов предотвращалось влияние высоты падения груза и его массы на энергоемкость забивки.

Для исключения влияния случайных факторов на результаты опытов каждая модель сваи при различных условиях забивки погружалась в грунт не менее шести раз. Погружение моделей свай выполнялось на глубину до 0,75м. Фактическое расстояние между погружаемыми моделями принималось равным 500мм.

Результаты испытаний приведены в таблице 2. Зависимости энергозатрат на погружение свай от угла заострения наконечника и массы ударного груза представлены на рисунке 1.

Таблица 2 – Результаты испытаний моделей свай с различными углами сбега граней наконечника

Соотношение масс моделей свай и груза	Вид грунта	Затраты энергии в кДж на погружение моделей свай с углами сбега граней наконечника, град.						
		10	20	30	45	60	90	180
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1/0,5	песок	31,9	28,0	25,8	25,5	27,5	28,0	28,3
	мелкозернистый	27,6	24,5	22,5	22,3	23,9	24,2	24,5
	глина	3,1	2,7	2,5	2,5	2,52	2,55	2,7
1/1	торфяной грунт	27,0	24,1	22,3	22,0	23,8	24,1	24,4
	песок	24,2	21,6	20,4	20,1	21,9	22,0	22,3
	мелкозернистый	2,54	2,3	2,1	2,1	2,1	2,2	2,25
1/2	глина	23,6	21,0	19,8	19,56	20,9	21,1	21,7
	песок	20,6	18,9	17,8	17,5	19,1	17,2	19,2
	мелкозернистый	2,3	2,2	2,1	2,0	2,0	2,2	2,14
1/3	торфяной грунт	22,7	20,5	19,5	19,0	20,2	20,5	20,9
	песок	20	18,1	17,4	17,0	18,1	18,2	18,5
	мелкозернистый	2,25	2,0	1,95	1,92	1,98	2,0	2,07
1/5	глина	20,5	19,0	17,5	17,4	18,4	18,6	19,0
	песок	18,0	16,7	15,7	15,6	16,2	16,3	16,6
	мелкозернистый	1,8	1,6	1,5	1,5	1,55	1,55	1,6

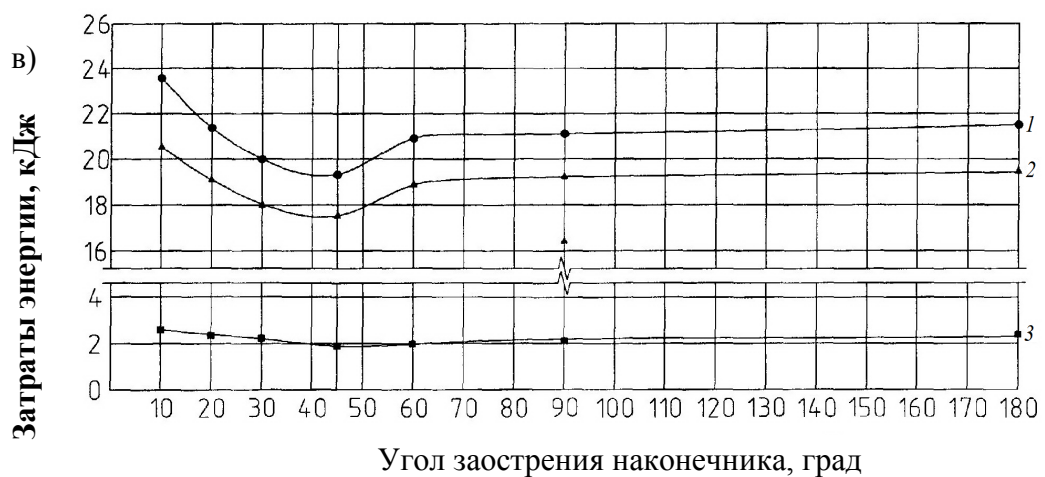
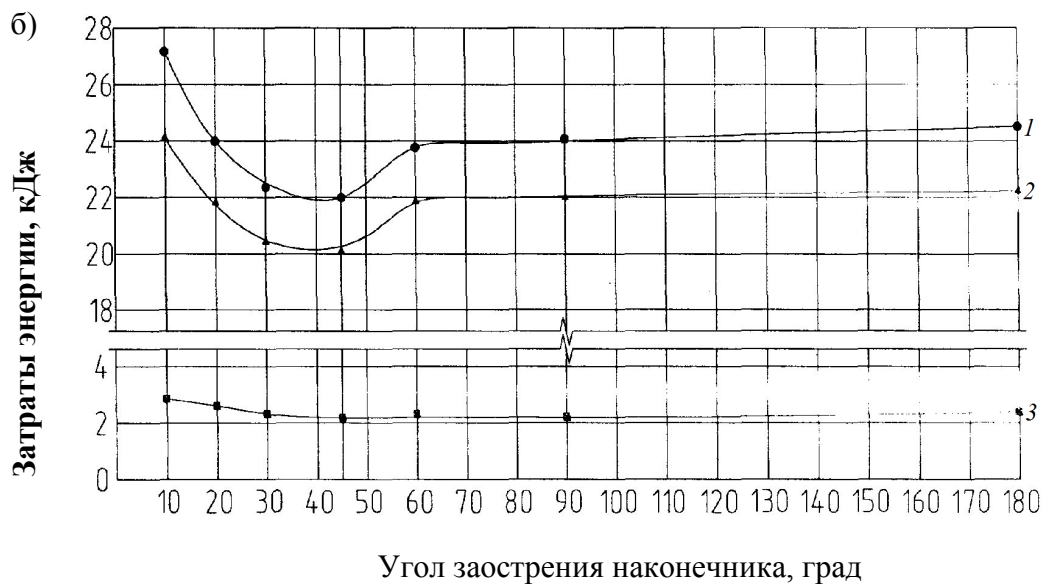
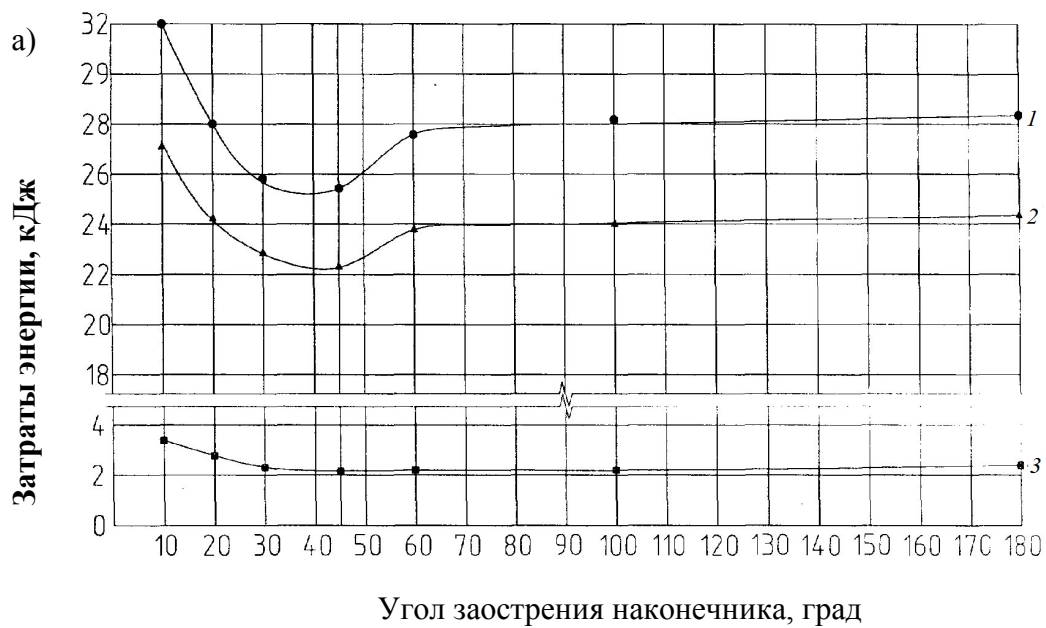
Примечание: в таблице приведены средние значения энергозатрат из шести определений.

Анализ результатов опытов показывает, что максимальные затраты энергии необходимы на погружение моделей свай с углами заострения наконечника менее 30° . Энергоемкость забивки свай с углом заострения наконечника 10° на $15...20\%$ выше в песчаных грунтах, на $13...19\%$ – глинистых грунтах и $15...19\%$ – торфяном грунте энергоемкости погружения моделей свай с углом заострения наконечника 30° и 45° .

С увеличением угла сбега граней наконечника от 50° до 60° затраты энергии на забивку моделей резко возрастают. Однако, абсолютные значения энергозатрат при углах заострения наконечника 60° ниже, чем при 10° . Дальнейший рост энергоемкости погружения моделей свай наблюдается с увеличением угла заострения наконечника до 180° . Разница в энергозатратах на погружение свай с углами заострения наконечника 45° и 60° составляет $5...8\%$, $4...7\%$, $0...0,8\%$, а при углах заострения наконечника 45° и 180° – $8...10\%$, $5,5...10\%$, $6...7\%$, соответственно, в песчаных, глинистых и торфяном грунтах. Увеличение энергоемкости забивки моделей свай при углах сбега граней наконечника от 60° до 180° незначительно и составляет $2,5...6\%$. Энергозатраты на погружение свай с углом заострения наконечника $30...45\%$ отличаются не более чем на $1,2\%$. Следует также отметить, что при погружении свай грузами разной массы, но одинаковой энергоемкости удара, конечные затраты энергии были примерно такими же, как и при постоянной высоте падения груза.

Рациональными величинами углов сбега граней наконечника призматических свай, с точки зрения обеспечения минимальной энергоемкости их погружения, являются $30...45\%$, что согласуется с результатами теоретических представлений [2].

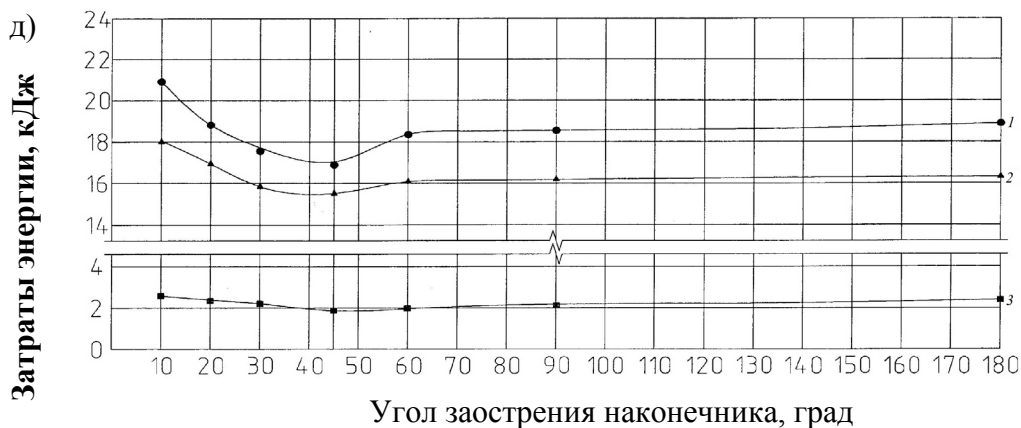
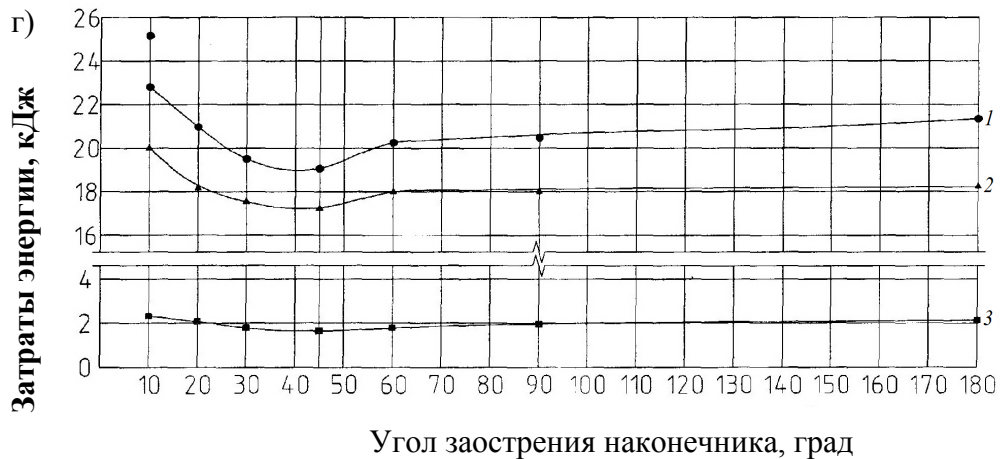
Существенное влияние на величину энергозатрат при погружении моделей свай оказывает величина соотношения между массой груза и массой модели сваи. При уменьшении отношения масс груза и модели сваи μ , энергоемкость забивки во всех видах грунтов увеличивается (рис. 2).



а) – при соотношении масс модели сваи и груза 1:0,5; б) – при соотношении масс модели сваи и груза 1:1; в) – при соотношении масс модели сваи и груза 2:1.

1 – на площадке №1; 2 – на площадке №2; 3 – на площадке №3.

Рисунок 1 – Зависимость энергозатрат на погружение моделей свай от угла заострения наконечника (начало):



г) – при соотношении масс модели сваи и груза 3:1

д) – при соотношении масс модели сваи и груза 5:1.

1 – на площадке №1; 2 – на площадке №2; 3 – на площадке №3.

Рисунок 1 – Зависимость энергозатрат на погружение моделей свай от угла заострения наконечника (окончание):

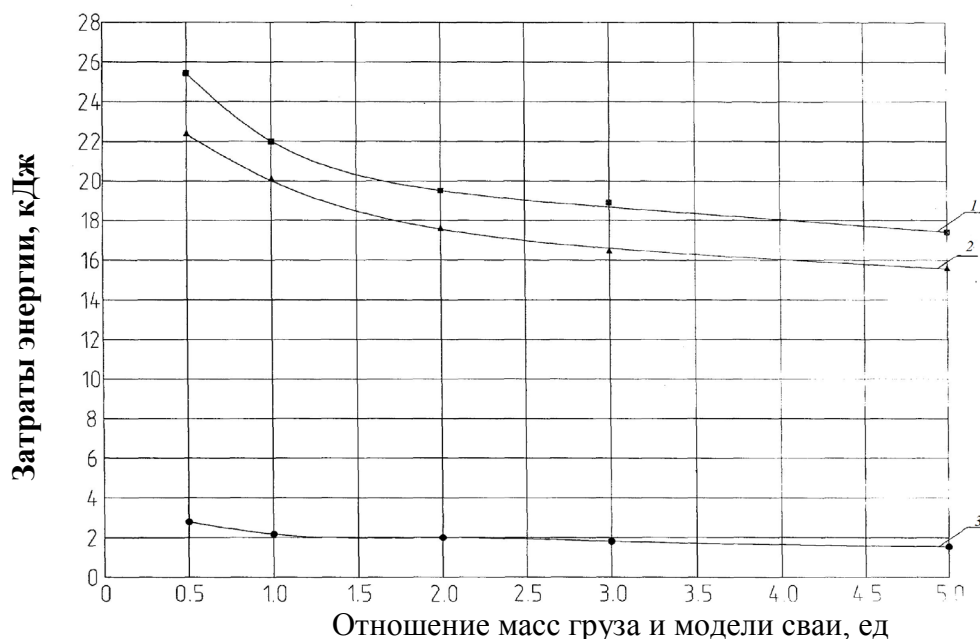
Наиболее интенсивен рост энергозатрат при уменьшении μ от 2 до 0,5. Разница в энергозатратах при этом составляет около 22% в зависимости от вида грунта. Причем, в слабых грунтах эта разница менее заметна. Увеличение массы груза приводит к уменьшению затрат энергии.

С увеличением μ более 2 снижение энергозатрат незначительно. Энергоемкости погружения свай при соотношении масс груза и моделей 2 и 5 отличаются на 11%, 12% и 25%, соответственно, в песчаных, глинистых и торфяных грунтах. Наиболее существенная разница наблюдается в слабых грунтах.

Несмотря на эффективность применения ударных грузов большей массы, для практического применения могут быть рекомендованы сваебойные молоты с массой ударной части превышающей массу погружаемой сваи не более чем в 1,5...2 раза. При большем соотношении масс сваи и ударной части молота и незначительной экономии энергозатрат, существенно увеличивается стоимость сваебойной установки и затраты на ее эксплуатацию. Значительное увеличение массы ударной части молота может также привести к недопустимым деформациям в области оголовка свай, особенно, железобетонных, и к разрушению ствола сваи. При применении для погружения свай дизель-молотов с большой ударной части по отношению к массе сваи, будет наблюдаться нестабильность работы молота, особенно в начальной стадии забивки, из-за недостаточной высоты отскока ударной части.

Сравнивая затраты энергии на погружение моделей свай с углами сбега наконечника 45° и 180° следует отметить, что в случае залегания на строительных площадках слабых грунтов возможно применение «тупых» свай. Незначительное увеличение энергозатрат на забивку

таких свай (до 6...7%) компенсируется снижением затрат при их изготовлении. В песчаных грунтах разница в энергозатратах может быть весьма существенной, особенно при забивке коротких свай, и достигать 10...20%. На рисунках 6 и 7, в качестве примера, представлены ходограммы погружения моделей свай с углом заострения наконечника 45° и «тупых» свай в песчаный, глинистый и торфяной грунты при отношении масс груза и модели сваи 2:1. Конечные результаты энергозатрат при погружении свай отличаются на 10% в песчаных, на 9% – в глинистых и 7% – в торфяном грунтах. Более заметна разница в энергозатратах при погружении в песчаный грунт.



1 – на площадке №1; 2 – на площадке №2; 3 – на площадке №3.

Рисунок 2 – Зависимость затрат энергии на погружении модельной сваи от отношении масс груза и модели сваи при угле заострения наконечника 45°

Таким образом, величина угла заострения сваи оказывает существенное влияние на энергозатраты при ее погружении. Рациональная величина угла колеблется в пределах от 30° до 45° . При выборе сваебойных молотов следует учитывать, что наиболее целесообразно превышение массы ударной части молота над массой сваи в 1,5...2 раза.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Конструкции свай с усовершенствованными формами выполнения наконечника и стволов /В.П. Чернюк, П.С. Пойта. Расчет, проектирование и устройство свайных фундаментов. – Брест, облтипография, 1998. – С. 138...140.
2. Коваль В.Е. Лапкин В.Б. Рациональные конструкции свайных фундаментов и свай/ Специальные строительные работы. – М.:ЦБНТИ Минмонтажспецстроя СССР, 1986. – Вып. 1. – С.1-6.

THE ASSESSMENT OF NANOSILICA INFLUENCE ON SELECTED CEMENT COMPOSITES PROPERTIES WITH DIFFERENT PLASTICIZERS

Poplawski Jakub

At world-wide production over 30 billion of tones, concrete is one of the most popular construction materials, at the same time the amount of carbon dioxide derived from cement industry is estimated to 5-7% of world annual CO₂ emissions. By enhancing concrete's properties, the application of nanoparticles to cement composites production could diminish the carbon footprint of the industry. Nanosilica is researched with an aim to enhance mechanical properties and durability of concrete. The aim of this study is to assess the influence of nano-silica on compressive strength, density and water absorption of cement paste with an addition of two plasticizers with different chemical base. The consistency of fresh cement paste with plasticizers was measured. The dosage of nanosilica was 1%, 2% or 3% of binder mass. The addition of nano-silica severely reduced the consistency of cement paste. The enhancement of early compressive strength was observable.

Studies have been carried out in the framework of work no. MB/WBiIŚ/8/2016

INTRODUCTION

United States Geological Survey estimated the worldwide production of cement in 2014 to 4,2 billion tones [1]. At this levels of production the global cement industry is responsible for 5-7% of CO₂ emissions [2]. Half of that amount derives directly from carbonates thermal breakdown that are inseparable stage of clinker production. This part of emission can only be reduced through enhancing the properties of concrete and therefore reducing designed cross-sections [3].

Nanotechnology is an emerging field of science, that studies and modifies the materials at nanometric dimensions. In concrete technology the dimensions of less than 500 nm are considered nanometric. Nanoparticles are the most promising application of nanotechnology in concrete industry. Cement matrix by itself is a material that can be considered a nanostructured material. The quality of concrete's nanostructure and microstructure influence the properties of the material in macroscale. There is a growing interest in modifying the nano-sized and micro-sized structure of cement composites through utilizing nanoadditions. Nanosilica, nano-titanium dioxide, carbon nanotubes and nano-alumina are the most popular in research [4]. Due to small dimensions, nanoadditions tend to have high values of their specific surface, which influence the reactivity through the process of cement binding, thus the cement matrix can be denser. Aside from enhancing mechanical properties and durability nanoparticles can give new properties to the material. Nano-TiO₂ particles have photocatalytic properties. Photocatalysis can chemically decompose organic substances in presence of UV light. Concrete with this addition can exhibit self-cleaning and air-cleaning properties. Nano-Fe₂O₃ and carbon nanotubes can relate the stress-levels in the materials to electric resistivity, providing a material that has self-sensing properties [4, 5].

Nanosilica is a material used widely in other industries, for example to create hydrophobic surfaces. It is a synthesized form of silica with small particle diameter (5-150 nm) and with significant chemical purity (95-99%) [6]. Nanosilica is produced through eg. Strober method (in koloid form) or pyrolysis (in powder form). Modification of production parameters result in different properties of final product. The particles' ability to agglomerate, their diameter and chemical purity can be affected by production method. All of those properties have an impact on the properties of cement composite properties with added nanosilica [7, 8].

Nanosilica similarly to other nanoadditions enhances the properties of concrete through modification of its nano- and microstructure. High specific surface of the additive provides an effective nucleation site for the cement hydration. Nanosilica changes the proportion of silicon in the cement matrix which reduces its chemical permeability. Thus modified material can exhibit higher mechanical properties and durability [6, 9].

A problematic issue concerning the application of nanoadditives is their dispersion. Agglomerated particles can become local weak spots in cement matrix and influence the compressive and flexural strength of the material. Fine dispersed sol of nanosilica may not provide sufficient dispersion in fresh mixture due to different chemical nature of both liquids [8, 10].

The aim of this paper was to assess the influence of nanosilica on selected properties of cement composites with different plasticizers. The experiment program consisted of compressive strength, density and water absorption tests.

MATERIALS, PREPARATIONS AND TEST METHODS

As a binder material a commercial CEM I 42,5R cement was used. The material conformed to the requirements of the PN-EN 197-1 standard. Nanosilica was added in form of white powder, its properties are provided in table 1. Distilled water was used. Two different superplasticizers were used – first superplasticizer (spA) had a polycarboxylate ethers base, and the second (spB) a naphthalene sulfonates base.

6 series of cement pastes were prepared with constant value of water/binder ratio (w/b) equal 0,35. The differed in dosage of nanosilica (nk) and superplasticizer (spA or spB). The dosage of nanosilica was either 1%, 2% or 3% mass of binder (% m.b.). The amount of superplasticizer was determined by consistency tests. Each series characterized similar consistency of fresh mixture equal to 200 mm \pm 10 mm. The compositions of cement pastes are presented in table 2.

Table 1 – Properties of nanosilica

	Values declared by the producer
SiO ₂ content (%)	99,85%
pH (-)	3,6-4,3
Specific surface (m ² /g)	300
Bulk density (g/dm ³)	50

Table 2 – Composition of cement pastes

Series number	Series with superplasticizer A			Series with superplasticizer B		
	S1	S2	S3	S4	S5	S6
Series description	nk=1%, spA	nk=2%, spA	nk=3%, spA	nk=1%, spB	nk=2%, spB	nk=3%, spB
Cement (g)	495	490	485	495	490	485
Nanosilica (g)	5	10	15	5	10	15
Binder (g)	500	500	500	500	500	500
Water (g)	174,5	172	168,5	170	163	152
Super-plasticizer (g)	0,5	3	6,5	5	12	23

Cement binder was prepared in high-speed mixer. The preparation started from spoon mixing cement with nanosilica for 90 s. Homogenization proceeded in the mixer, the binder was mixed with 167 Hz for 180 s. Finally, binder was spoon mixed for additional 90 s. Cement paste preparation started with adding cement to water with addition of superplasticizer. In less than 10 s the mixture was transferred to the mixer and was mixed with 1,7 Hz for 90 s. The mixing was stopped for 30 s of spoon mixing and homogenization of paste left on the side of the bowl. Additional 90 s of mixing was performed with frequency of 1,7 Hz.

The samples of cement paste were prepared in form of cubes with dimensions: 20x20x20 mm or cylinders with diameter and height of 420 mm. Each 6 cube samples were dedicated to different compressive strength or density and water absorption test. The compressive strength tests were performed after 7, 28 and 56 days from mixing. The density and water absorption tests were performed after 28 days on cylinder samples.

The consistency test were performed with a flat cone form of 345 cm³ volume. The measurement was the mean value of two perpendicular diameters. The compressive strength test were performed by flipping the cubes on the back and measuring the force by which they were destroyed. By divid-

ing it through the surface of the cube's back the value of compressive strength was calculated. The water absorption was calculated by measuring the maximum mass of absorbed water and dividing it through the dry mass of the cube.

RESULTS AND DISCUSSION CONSISTENCY TESTS RESULTS

With growing nanosilica dosage the amount of superplasticizer needed to maintain equal consistency results was also growing. Different dosages of both superplasticizers were needed at the same dosage of nanosilica. The change in dosage of admixture was bigger in the group of series with superplasticizer spB. With addition of 3% of nanosilica the dosage of superplasticizer spA was equal 1,3% m.b. (series S3). Mixture of the series S6, with the same dosage of nanosilica, needed 4,6% m.b. of superplasticizer spB (table 3).

Table 3 – The results of consistency tests

Series number	Series description	Superplasticizer dosage (% of binders mass)	Consistency (mm)
S1	nk=1%, spA	0,1	205
S2	nk=2%, spA	0,6	195
S3	nk=3%, spA	1,3	200
S2	nk=1%, spB	1	198
S5	nk=2%, spB	2,4	205
S6	nk=3%, spB	4,6	203

Similar influence of nanosilica dosage on the consistency and the amount of superplasticizer was observed in other research [10, 11]. With growing dosage of nanosilica the consistency of cement composite mixture is reduced and additional amount of plasticizer is needed. The different dosage of both plasticizers shows that the plasticizer base might have an influence on the ability to disperse nanosilica particles. Chemical nature of this phenomena was suggested [10].

COMPRESSIVE STRENGTH TESTS RESULTS

The results of compressive strength tests enabled to show the development of compressive strength up to 56 day from mixing. The development of compressive strength of series with admixture spA was similar (Figure 1). The results of series with 3% addition of nanosilica (S3) had up to 6% higher compressive strength results on 28 day compared to 1% and 2% dosage of nanosilica (S1 and S2).

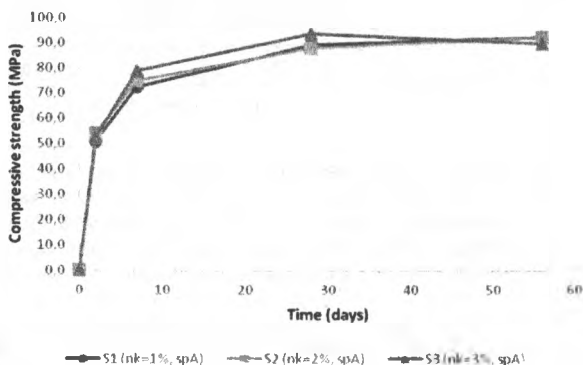


Figure 1 – The influence of nanosilica on compressive strength of cement paste with addition of superplasticizer spA

In the results of series with admixture spB the differences between series with different nanosilica dosage was observable (Figure 2). The highest results of compressive strength tests were measured on the samples of the series with 3% addition of nanosilica (S6). The most prominent en-

hancement was noted after 2 days and 7 days from mixing. The results were higher up to 16% comparing to series with 1% and 2% addition (S4 and S5). The lowest results were noted in the series with 2% addition of nanosilica. Different dynamics of compressive strength development was observed between 7 days and 28 days results with spB admixture. The results of tests performed after 7 days was similar to 28 days and 7% smaller than 56 days.

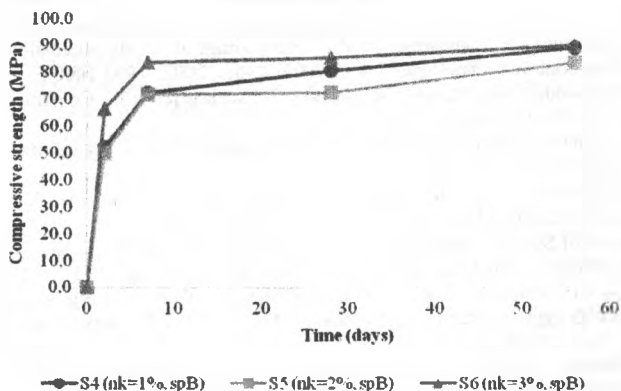


Figure 2 – The influence of nanosilica on compressive strength of cement paste with addition of superplasticizer spB

Considering the trend-less influence of nanosilica addition on the results, the admixture spB could work less effectively in dispersing the addition. The results of the group of series with admixture spA suggest that widening the dosages of nanosilica might result in more visible influence of the addition. The differences in the development of compressive strength in both groups could suggest different influence of plasticizer's base on the dispersion of nanosilica.

WATER ABSORPTION AND DENSITY TESTS RESULTS

The results of water absorption and density tests present small changes of values between series (Table 4). Probably neither plasticizer or nanosilica had influence on both properties. The water absorption of all series was about 20%. The mean density of cement pastes was about 1,70 g/cm³.

Table 4 – The results of water absorption and density tests

Series number	Series description	Water absorption (%)	Density (g/cm ³)
S1	S1 (nk=1%, spA)	20,68	1,73
S2	S2 (nk=2%, spA)	22,47	1,70
S3	S3 (nk=3%, spA)	21,46	1,67
S4	S1 (nk=1%, spB)	19,55	1,69
S5	S2 (nk=2%, spB)	19,68	1,69
S6	S3 (nk=3%, spB)	18,93	1,70

CONCLUSIONS

The addition of nanosilica as a cement replacement in cement paste has some influence on characteristics of the material. The consistency of fresh cement paste was reduced with growing dosage of nanosilica addition. The differences in compressive strength tests results was observable, but plasticizer might have been more influential. Some influence on early compressive strength was observed in case of series with the admixture spB. The compressive strength after 7 days was similar to 28 days results. No influences of superplasticizer or nanosilica were noted in the results of water absorption and density test.

Additional research is needed in the dispersion of nanosilica and rheology of cement paste with this addition.

REFERENCES

1. Mineral commodity summaries 2015: U.S. Geological Survey, U.S. Geological Survey, 2015. – 38-39 p.
2. Environmental impact of cement production: detail of the different processes and cement plant variability evaluation / C. Chen [et al.] – Journal of Cleaner Production, 2010. – №18 – 478-485 p.
3. The Cement Industry and Global Climate Change: Current and Potential Future Cement Industry CO₂ Emissions / N. Mahasenan [et al.] – Proceedings of the 6th International Conference on Greenhouse Gas Control Technologies 1-4.10.2002, Kyoto, 2002. – 995-1000 p.
4. Nanotechnology in concrete – A review / F. Sanchez [et al.] – Construction and Building Materials, 2010. – №24 – 2060-2071 p.
5. Nanotechnology in Concrete Materials / B. Birgisson [et al.] – Transportation Research Circular, 2010. – №E-C170 – 1-44 p.
6. Beneficial role of nanosilica in cement based materials – A review / L.P. Singh [et al.] – Construction and Building Materials, 2013. – №47 – 1069-1077 p.
7. Influence of Sol-Gel Nanosilica on Hardening Processes and Physically-Mechanical Properties of Cement Paste / G. Shakhmenko [et al.] – Procedia Engineering, 2013 – №57 – 1013-1021 p.
8. Influence of colloidal silica sol on fresh properties of cement paste as compared to nanosilica powder with agglomerates in micron-scale / D. Kong [et al.] – Cement and Concrete Composites, 2015. – №63 – 30-41 p.
9. Modification effects of colloidal nanoSiO₂ on cement hydration and its gel property / P. Hou [et al.] – Composites: Part B, 2013. – №45 – 440-448 p.
10. The pozzolanic reactivity of monodispersed nanosilica hydrosols and their influence on the hydration characteristics of Portland cement / H. Madani [et al.] – Cement and Concrete Research, 2012. – №42 – 1563-1570 p.
11. Effects of nanosilica addition on workability and compressive strength of Portland cement pastes / M. Berra [et al.] – Construction and Building Materials – №35 – 666-675 p.

ВЛИЯНИЕ УГЛЕРОДНЫХ НАНОМАТЕРИАЛОВ НА ФИЗИКО-ТЕХНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ЦЕМЕНТА И ЦЕМЕНТНОГО КАМНЯ

Рябчиков П.В.

ВВЕДЕНИЕ

Постоянное совершенствование технологии цементного бетона не могло обойти уникальное открытие современной физики – технологии получения наноструктурированных материалов, характеризующихся особыми свойствами по причине своеобразия их структурного строения и соотношения размеров: сечение (которое может быть менее 1 нм) и длины (до 1 мкм и более). Вследствие этого нитеобразные (трубчатые) углеродные наноматериалы (УНМ), с одной стороны, характеризуются огромным сосредоточенным у окончаний (вершин, изломов трубок) энергетическим потенциалом, а с другой – высокой прочностью на растяжение. В этой связи появилась идея улучшения физико-механических свойств цементного бетона за счет введения в его состав УНМ. Можно предполагать, что введение их в бетон будет эффективно по причине высокого энергетического потенциала частиц УНМ и близости их типоразмеров, по отношению к размерам, начально формирующихся в процессе взаимодействия клинкерных минералов цемента с водой затвердения кристаллогидратов (~ 8,0...25,0 нм). В результате возможны изменения в развитии процесса гидратации цемента, а также в становлении спонтанно формирующейся структуры кристаллогидратных новообразований в цементном камне (бетоне). Реализация и развитие этой идеи проходило в БНТУ на базе кафедры «Технология бетона и строительные материалы» и ее научно-исследовательской лаборатории (НИИЛ БнСМ). Она базируется на изобретенных белорусскими учеными-физиками (академик С.А. Жданок, А.В. Крауклис, П.П. Самцов и др.) и реализованных в нашей стране способах и оборудовании для получения разных видов углеродных наноматериалов.

В институте «Институт тепло- и массообмена имени А.В. Лыкова» НАН Беларуси, был разработан уникальный способ их получения в плазме высоковольтного разряда и создание соответствующего оборудования для реализации технологии производства УНМ [1, 2]. Дальнейшее ее совершенствование позволило запатентовать способ получения углеродного наноматериала [3] в плазме высоковольтного разряда атмосферного давления (ВВРАД) при оптимальном составе газовой смеси – CH_4 : воздух = 1:(2,4...2,5), с последующей химической обработкой, что обеспечило существенное повышение выхода УНМ и снижение содержания аморфного углерода в итоговом материале.

В литературных источниках, отражающих проблематику получения, изучения и возможного применения углеродных наноматериалов, приводятся данные о широкой гамме уникальных свойств этих материалов. С позиций применения УНМ в цементном бетоне безусловный интерес представляет их возможное влияние на взаимодействие цемента с водой и формирование структуры и свойств бетона.

СВОЙСТВА ЦЕМЕНТА С ДОБАВКОЙ УНМ

В исследованиях использовался портландцемент белорусских цементных заводов: ОАО «Красносельскстройматериалы», ОАО «Кричевцементошифер» и ОАО «БЦЗ».

Использовались разновидности УНМ, полученные институтом «ИТМО» им. А.В. Лыкова НАН Беларуси по разным технологиям и из различающегося исходного сырья под кодовыми наименованиями в виде порядкового номера вещества.

Нормальная густота (водопотребность) цемента. Экспериментально определяли коэффициент нормальной густоты – $K_{нр}$ (водоцементного отношения цементного теста нормальной густоты) по ГОСТ 310.3-76 [4], по прибору Вика.

Из экспериментальных данных следует, что введение в цемент вещества УНМ как в сухом, так и в суспензионном виде практически не изменяет величин коэффициента нормальной густоты вяжущего. Колебания значений в тысячных долях (достигают 1 % от исходных значений водопотребности) связаны с возможными незначительными отклонениями в условиях выполнения конкретных экспериментов.

Сроки схватывания цемента. Изменение сроков схватывания под влиянием УНМ определяли по стандартной методике ГОСТ 310.3-76 с помощью прибора Вика на тесте нормальной густоты. Результаты экспериментов свидетельствуют о наличии тенденции к сокращению (до (10...12) %) сроков схватывания цементного теста с твердофазным и суспензионным УНМ-1. Несмотря на относительно небольшое сокращение сроков схватывания, эта тенденция благоприятна с позиций возможного ускорения гидролизно-гидратационного процесса и связанного с ним коагуляционного структурообразования, т. к. на этой основе затем развивается процесс формирования кристаллогидратов, определяющий темп роста (кинетику) и уровень прочности цементного камня.

Введение УНМ, полученного из органических веществ и, особенно, содержащего ПАВ, существенно увеличило сроки схватывания цемента с добавкой (до 40 %), в сравнении с чистым вяжущим. Это свидетельствует о «торможении» процессов взаимодействия цемента с водой (очевидно, за счет наличия остаточных продуктов органических веществ в УНМ-торф и эффекта от пластифицирующего компонента в УНМ-ПАВ) и может сопровождаться замедлением темпа роста прочности цементного камня.

Равномерность изменения объема цемента. Проверка данного показателя по методике ГОСТ 310.3-76, т. е. с пропариванием образцов-«лепешек» из теста нормальной густоты, показала, что введение в цемент всех исследуемых разновидностей УНМ до 0,1 % от его массы не вызывает неравномерности изменений объема. В отдельных случаях по центральной части образцов-«лепешек» цементного камня ПЦ М400-Д20 проявились усадочные трещины, что не является признаком дефектности по равномерности изменения объема (допускается по стандарту) и связано с наличием в этом вяжущем до 20 % минеральной добавки, вызывающей рост усадочных деформаций.

Активность цемента. Активность цемента (на примере ПЦ400-Д20 ОАО «Кричевцементношифер») определяли по стандартной методике ГОСТ 310.4-81 [4].

Результаты испытаний, приведенные в таблице 1, показывают, что как при твердении образцов в воде, так и при определении прочности после их пропаривания наиболее эффективной оказалась разновидность добавки углеродного материала УНМ-1.

Таблица 1 – Результаты испытаний при различных условиях твердения образцов

Разновидность вещества УНМ	Дозировка, % от МЦ	Прочность раствора, МПа:	
		При изгибе:	На сжатие:
А. Водное твердение			
Контр.	-	7,63	40,4
УНМ-1	0,025	7,75	41,8
УНМ-1	0,05	7,88	46,7
УНМ-1	0,10	7,91	46,2
УНМ-1 (сусп.)	0,05	7,77	44,2
УНМ-ПАВ	0,05	5,82	30,0
УНМ-торф	0,05	6,50	36,8
Б. После пропаривания			
Контр.	-	3,51	25,9
УНМ-1	0,025	3,70	26,3
УНМ-1	0,05	3,92	33,7
УНМ-1	0,10	3,71	33,8
УНМ-ПАВ	0,05	3,69	25,8
УНМ-торф	0,05	3,83	22,6

Её рациональная дозировка составила ~ 0,05 % от массы цемента, при которой «активность цемента» (прочность на сжатие) при твердении в воде возросла на ~ 15,6 %. После пропаривания образцов эффект оказался выше и достиг ~ 30 %.

В целом, результаты экспериментов свидетельствуют о неоднозначном влиянии вещества УНМ, полученного разными способами, на прочностные характеристики цемента. Вместе с

тем можно констатировать: введение в цемент некоторых разновидностей УНМ позволяет повысить его активность, что подтверждает выявленный рост прочности образцов цементно-песчаного раствора стандартизированного состава. Уровень роста прочности явно зависит от вещественного состава добавки, что требует выполнения исследований с целью выявления причин и закономерностей данной взаимозависимости.

ВЛИЯНИЕ УГЛЕРОДНЫХ НАНОМАТЕРИАЛОВ НА КИНЕТИКУ ТВЕРДЕНИЯ И ПРОЧНОСТЬ ЦЕМЕНТНОГО КАМНЯ

Влияние твердофазных, суспензионных и полученных из органических исходных углеродных наноматериалов. В качестве вяжущего для данных экспериментов использовали цемент марки ПЦ 500-Д0 ОАО «Красносельскстройматериалы». Исследования выполнены с оценкой прочности цементного камня на сжатие образцов-кубов 20x20x20 мм, изготовленных из теста нормальной густоты, твердевших в стандартных (нормально-влажностных: температура 20±3 °С; влажность ≥ 90 %) условиях, а также после пропаривания (по режиму: выдержка после изготовления 2,0 ч в нормально-влажностных условиях, подъем температуры и выдержка 4,0 ч в бачке над кипящей водой и охлаждение при комнатной температуре в течение 1,0 ч) в соответствии с основными положениями методики «ЦНИИПС-2».

Результаты экспериментов, частично представленные на рисунках 1–4, свидетельствуют о неоднозначном влиянии разновидностей УНМ на прочность цементного камня. Для наглядности прочность цементного камня приведена в относительной величине. За 100 % приняты значения прочности контрольных образцов «чистого» цементного камня при соблюдении правила «прочих равных условий».

Из результатов испытаний твердофазных и суспензионных УНМ, представленных на рисунках 1, 2, следует, что устойчивый положительный эффект, выраженный ростом прочности цементного камня во все сроки твердения в нормально-влажностных условиях, проявила добавка, получившая маркировку УНМ-1 (вводимая в цементное тесто как в твердофазном состоянии, так и в виде суспензии на ее основе). Суспензионные добавки № 3, № 4 и № 5 проявили либо неоднозначный, либо отрицательный эффект.

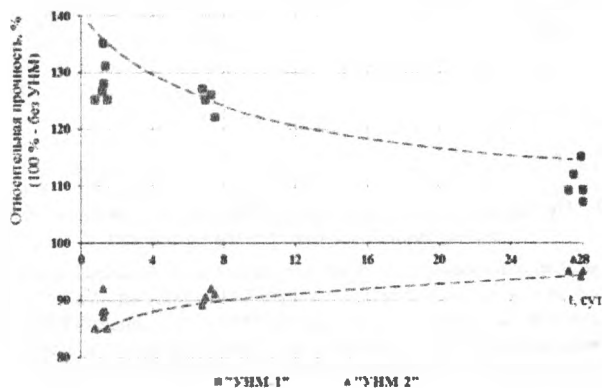


Рисунок 1 — Прочность цементного камня с «УНМ-1» и «УНМ-2» (дозировка — 0,05 % от МЦ) при нормально-влажностном твердении

Из данных рисунков 1, 2 также следует, что прирост прочности в первые 24 ч более значителен, достигая (35...45) %, а затем закономерно снижается, составляя к 28-м суткам твердения в наибольших результатах (15...20) %, относительно образцов без УНМ. Эти данные свидетельствуют об интенсификации процессов взаимодействия цемента с водой в их присутствии, проявляющихся в большей мере в ранние сроки твердения цемента.

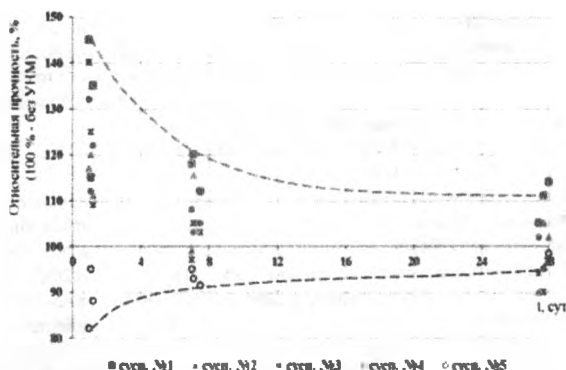


Рисунок 2 – Прочность цементного камня с суспензионными УНМ (дозировка 0,05 % от МЦ по сухому веществу) при нормально-влажностном твердении

Данные рисунка 3 указывают на наличие оптимума в дозировке разновидности углеродного наноматериала УНМ-1. Очевидно, что оптимум дозировки приходится на ее содержание в количестве 0,05 % от массы цемента.

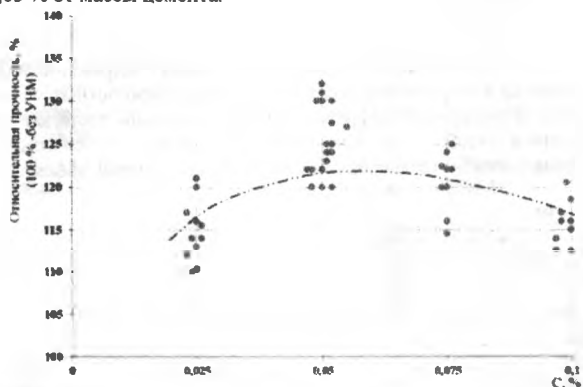


Рисунок 3 – Прочность цементного камня с УНМ-1 при различной дозировке для нормально-влажностного твердения

Влияние добавок, полученных из органических материалов. Исследовали изменения прочности цементного камня на сжатие под влиянием УНМ, полученных из органических веществ – древесных опилок хвойных пород дерева (УНМ-оп) и торфа (УНМ-торф). В основном методика исследований соответствовала методикам проведения предыдущих испытаний. Некоторые результаты экспериментов приведены на рисунке 4.

Анализ приведенных данных показывает, что во всех случаях использования испытанных разновидностей УНМ, полученных из отходов деревообработки (в дозировке (0,05...0,5) % от МЦ), прочность цементного камня, твердевшего в нормально-влажностных условиях, снижается во все сроки твердения относительно прочности контрольных (без нановеществ) образцов. Очевидно, это вызвано тем, что в материале испытанных разновидностей нановеществ присутствуют органико-минеральные компоненты, сдерживающие реакции гидратации цемента с водой и, как следствие, «тормозящие» развитие процессов гидратации и образования кристаллогидратов клинкерных минералов вяжущего. В результате замедляются темп твердения и связанный с ним рост прочности цементного камня.

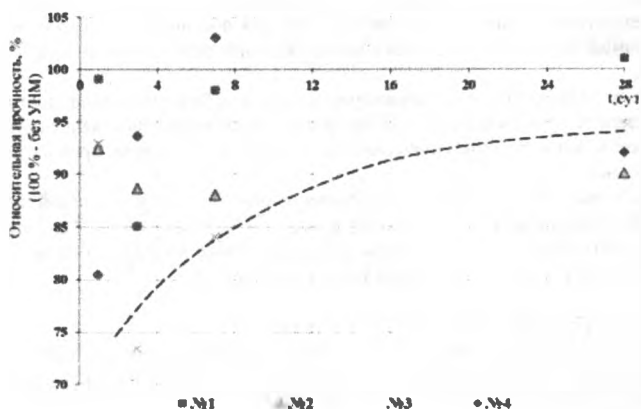


Рисунок 4 – Прочность цементного камня с «УНМ-оп» (дозировка – 0,05 % от МЦ) при нормально-влажностном твердении

Результаты экспериментов с углеродным наноматериалом, полученным на основе торфа, не однозначны. Экспериментально установлено, что разновидность «УНМ-торф 1» оказывает положительное влияние на процессы, сопровождающие твердение цемента, и отражается в росте прочности цементного камня (в нормально-влажностных условиях и после пропаривания); разновидность «УНМ- торф 2» привносит обратный эффект.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Экспериментальная оценка влияния УНМ на физико-технические свойства цемента показала, что исследованные разновидности УНМ (в дозировке от 0,001 % до 0,1 %, а некоторые виды до 0,5 % от массы цемента) не оказывают практического воздействия на нормальную плотность (водопотребность) цемента и равномерность изменения его объема. При этом сокращаются сроки схватывания (на 5... 10 %) для УНМ-1 (твердофазного и суспензионного) и увеличиваются (на 10... 15 %) для УНМ-торф и УНМ-оп, полученных из органического сырья по оригинальной технологии (отличающейся от технологии получения УНМ-1). Кроме этого, введение УНМ-1 способствует росту активности цемента (прочность на сжатие твердевших в воде стандартизированных образцов цементно-песчаного раствора) до ~ 15,6 %, а УНМ-торф и УНМ-ПАВ снижают ее на ~ 9,0 % и ~ 25,0 %, соответственно.

Анализ результатов экспериментальных исследований влияния различных УНМ на прочность цементного камня позволяет сделать следующие выводы.

Несмотря на существенный (а в отдельных случаях и взаимоисключающий) разброс величин прочности (на сжатие) образцов цементного камня можно проследить и определенные закономерности влияния УНМ на его прочность.

Среди порошкообразных веществ однозначно проявила эффективность добавка УНМ-1 в нормальных условиях твердения цементного камня и при дозревании после пропаривания; прирост прочности к 28 сут. составил ~ 10... 15 %.

Среди суспензионных УНМ более эффективной (несмотря на ряд отрицательных результатов) оказалась добавка, полученная на основе УНМ-1.

Добавки УНМ-оп, полученные на основе древесных опилок, оказались неэффективными.

Добавки УНМ-торф, полученные на основе торфа, оказали неоднозначное воздействие на прочность образцов: твердевшие в нормальных условиях снизили прочность; пропаренные – показали ее рост. При этом существенное влияние оказала дозировка вещества: оптимум соответствует ~ 0,05 % от МЦ, что подтверждается и для остальных УНМ по результатам испытаний в целом.

Анализируя полученные данные, а также теоретические аспекты твердения и роста прочности цементного камня, можно сказать, что для обеспечения эффекта в твердеющем цементном камне (а, значит, в бетоне) целесообразны две разновидности УНМ (или их комбинация).

Во-первых, в виде наночастиц концентрированного, с большой поверхностной энергией, «точечного» заряда, что обеспечило бы ускорение образования кристаллогидратов клинкерных минералов и, как следствие, повысило бы темп роста и уровень прочности (плотности) цементного камня.

Во-вторых, в виде отдельных волокнообразных «нитей», волокон длиной, превышающей размеры образующихся кристаллогидратов (размером $\sim (8 \dots 25) \times 10^{-9}$ м), что обеспечило бы «армирующий» эффект наноструктуры новообразований в твердеющем цементном камне с соответствующим ростом прочностных характеристик бетона.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Жданок, С.А. Синтез углеродных нанотрубок в неравновесных условиях / С.А. Жданок [и др.] // Фуллерены и фуллереноподобные структуры: сборник научных трудов – Минск: Национальная академия наук Беларуси; Институт тепло- и массообмена им. А.В. Лыкова, 2005. – С. 32–40.

2. Плазмохимический реактор конверсии углеводородов в электрическом разряде: пат. 3125 Респ. Беларусь, В 01J 19/00 / С.А. Жданок, А.В. Крауклис, А.В. Суворов, П.П. Самцов, К.О. Борисевич; заявитель ГНУ «Институт тепло-и массообмена имени А.В. Лыкова Национальной академии наук Беларуси». – № u 20060206; заявл. 04.04.2006; зарег. 01.08.2006; опубл. 30.10.2006 // Нац. Цэнтр інтэлектуал. уласнасці: афіцыйны бюл. – 2006. – № 5. – С. 146.

3. Способ получения углеродного наноматериала: пат. 10010 Респ. Беларусь, МПК (2006) C01 B 31/00, D 01 F9/12, B 82B 3/00 / С.А. Жданок, А.П. Солнцев, А.В. Крауклис, И.Ф. Буйков; заявитель ГНУ «Институт тепло-и массообмена имени А.В. Лыкова Национальной академии наук Беларуси». – № а 20050321; заявл. 31.03.2005; зарег. 27.08.2007; опубл. 30.12.2007 // Нац. Цэнтр інтэлектуал. уласнасці: афіцыйны бюл. – 2007. – № 6. – С. 117.

4. Цементы. Методы испытаний: ГОСТ 310.1-76–ГОСТ 310.3-76, ГОСТ 310.4-81, ГОСТ 310.5-88, ГОСТ 310.6-85. – Введ. 01.01.76 – Москва: Министерство промышленности строительных материалов СССР, 1976. – 42 с.

ОЦЕНКА ОСНОВНЫХ ФОРМОВОЧНЫХ СВОЙСТВ БЕТОННОЙ СМЕСИ ДЛЯ 3D-БЕТОНИРОВАНИЯ

Самуйлов Ю.Д., Батяновский Э.И.

ВВЕДЕНИЕ

Быстрое развитие и внедрение аддитивной технологии в строительный сектор экономики обусловлено тем, что данная технология имеет ряд существенных преимуществ, по сравнению с другими методами ведения бетонных работ. Главными ожидаемыми преимуществами являются: значительная экономия материальных затрат и весьма существенная экономия временных ресурсов, так как реализуется «безопалубочный» метод бетонирования, включая возможность быстрого и точного создания сложных архитектурных форм строящегося здания.

В связи с широким интересом к аддитивной технологии в строительстве, в Республике Беларусь также начата ее разработка. В настоящее время в БНТУ ведутся работы по созданию вариативной имитационной модели аддитивного процесса производства изделий из бетонокомпозитных материалов с использованием разомкнутых кинематических механизмов методом натурального прототипирования. Конечная цель данного проекта – это разработка оборудования и технологии устройства стен, перегородок и других конструктивных элементов зданий при помощи строительной 3D-печати. На основании анализа имеющейся информации были сформулированы задачи исследований, которые включали: разработку технических требований к бетонным смесям, методики оценки их свойств и соответствия этих свойств заданным требованиям, а также разработку составов смесей, обеспечивающих реализацию этой специфичной технологии бетонирования.

В материале настоящей статьи представлены основные положения разработанных и представленных методик для оценки формовочных свойств бетонных смесей, предназначенных для 3D-бетонирования.

ОБЩАЯ МЕТОДОЛОГИЯ ИССЛЕДОВАНИЙ

Примененная методология исследований связана с решением комплексной задачи по созданию бетонокомпозита с требуемыми прочностными характеристиками, исходная смесь которого должна обеспечивать возможность экструзионного формирования деформирующимся пластичным объемом, приобретающим в процессе подачи через насадку (сопло) требуемую (эллипсоидную) форму, способную сохранять ее в заданных геометрических размерах, а также воспринимать нагрузки от массы и динамических воздействий при укладке последующих ее слоев с некоторой заданной скоростью (~ 19 слоев/час).

Для решения такой комплексной задачи было необходимо в поисковом порядке (т. к. имеющиеся на рынке материалы и научно-техническая информация о составах смесей для 3D-бетонирования являются «ноу-хау» фирм-производителей), определить:

- требуемую исходную пластичность смеси, т. е. ее консистенцию, способную держать заданную форму сразу после «выдавливания», и динамику роста несущей способности слоя смеси во времени;

- экспериментальным путем выявить соответствие динамики изменений реологических свойств (пластической прочности) смеси различных составов на соответствие заданным требованиям;

- подобрать стандартизированные и разработать собственные (вариативные) методики как для оценки свойств бетонной смеси, так и для оценки их соответствия условиям бетонирования методом «3D-печати».

В итоге, в исследованиях оценки свойств бетонных смесей были использованы как стандартизированные методики и оснащение (в частности по оценке свойств цемента), так и вариационные методики, приспособленные к решению конкретных задач, описание и особенности которых отражены в тексте, в его соответствующих разделах.

Условия проведения испытаний соответствовали требованиям к лабораторным испытаниям бетонных смесей и бетона (СТБ 1545-2005; ГОСТ 10180-2012), в частности, температура воздуха - $(20 \pm 2)^\circ\text{C}$, при относительной влажности $(65 \pm 5)\%$.

ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЕ ТРЕБОВАНИЯ К СМЕСЯМ

Технологические требования к смесям для 3D-бетонирования представлены в таблице 1. Они отражают экспериментально выявленные требования к бетонным смесям, которые обеспечивают необходимые условия для послойного, последовательного формирования путем наращивания слоев смеси.

Таблица 1 – Технологические требования к смесям для 3D-бетонирования

Характеристика	Наименование методики	Требование
Пластичность смеси по деформации конуса (ДК), мм	МЕТОДИКА 1	1...5
Способность смеси держать форму	МЕТОДИКА 1	Конус должен лежать монолитно, не должен давать трещин, рассыпаться и терять фрагменты
Динамика роста несущей способности смеси во времени	МЕТОДИКА 2	Рост несущей способности смеси должен превышать рост давления на уложенный слой
Консистенция смеси	МЕТОДИКА 3	«Мягкий» пластилин

Оценка технологических свойств бетонной смеси по указанным характеристикам осуществляется последовательно по приведенным далее методикам.

Методика 1: определение пластичности смеси и ее способности держать форму сразу после выдавливания заключается в определении величины усадки отформованной смеси после снятия кольца к прибору Вика (по ГОСТ 310.3-76) и визуальной фиксации способности смеси к сохранению конической формы.

Аппаратура и вспомогательные материалы: термометр ртутный ТМ-6-1 ($-30 \pm 50^\circ\text{C}$ $\pm 0,2^\circ\text{C}$); психрометр аспирационный МВ-4М ($10-100\% \pm 6\% \pm 2\%$); кольцо к прибору Вика; две стальные пластины ($100 \times 100 \times 2\text{мм}$); линейка металлическая ($0 \div 150\text{мм}$); штангенциркуль $0 \div 300\text{мм}$.

Подготовка к проведению испытаний: для проведения испытания предварительно готовят бетонокомпозитную смесь, кольцо к прибору Вика смазывают антиадгезионным составом.

Проведение испытаний: приготовленную смесь укладывают в кольцо к прибору Вика, установленное на стальную пластину. Постукиванием о стол смесь в кольцо выравнивают заподлицо с верхней гранью кольца. Через 5...10 с после укладки смеси кольцо снимают и ставят рядом с отформованной смесью на вторую стальную пластину. На кольцо ребром укладывают штангенциркуль и линейкой измеряют вертикальную деформацию конуса (ДК) (рис. 1). Оценивают способность смеси держать форму по состоянию конуса после снятия кольца.

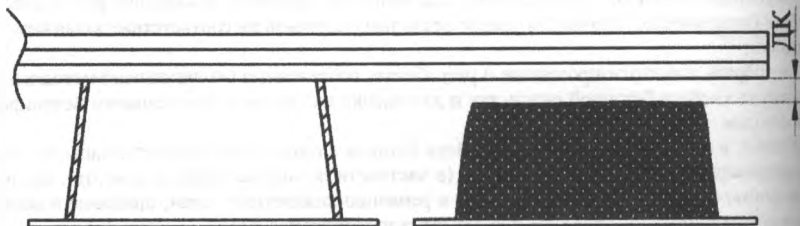


Рисунок 1 – Определение «ДК»

Оценка результатов: пластичность смеси ДК фиксируют в мм (с точностью – 1 мм). Для возможности применения смеси в аддитивной технологии ДК должна быть в диапазоне 1... 5 мм. Оценка формы конуса: смесь должна лежать монолитно, конус не должен давать трещин, рассыпаться и терять фрагменты.

Методика 2: определение динамики роста несущей способности смеси во времени заключается в определении роста со временем сопротивления смеси усилию вдавливания индентора в ее массив.

Аппаратура и вспомогательные материалы: термометр ртутный ТМ-6-1 (-30...+50 °С ±0,2°С); психрометр аспирационный МВ-4М (10-100% ±6%÷2%); кольцо к прибору Вика; стальная пластина (100×100×2 мм); разрывная машина Z100; индентор (рис. 2).

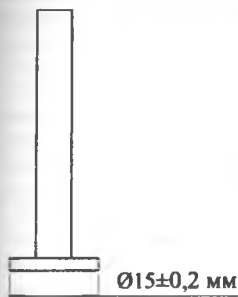


Рисунок 2 – Индентор для оценки несущей способности смеси

Подготовка к проведению испытаний: для проведения испытания предварительно готовят бетонокомпозитную смесь.

Проведение испытаний: приготовленную смесь укладывают в кольцо к прибору Вика, установленное на стальную пластину. Постукиванием о стол смесь в кольце выравнивают заподлицо с верхней гранью кольца. Далее кольцо на пластине со смесью устанавливают в разрывную машину и укладывают на верхнюю грань смеси индентор. Индентор вдавливают в массив смеси (скорость погружения – 5 мм/мин, глубина погружения – 3 мм). Значением несущей способности смеси принимается ее сопротивление вдавливающему индентору на глубину 1 мм. Операцию повторяют с определенным временным шагом (но не более 15 мин), каждый раз устанавливая индентор на незатронутую ранее часть верхней грани смеси.

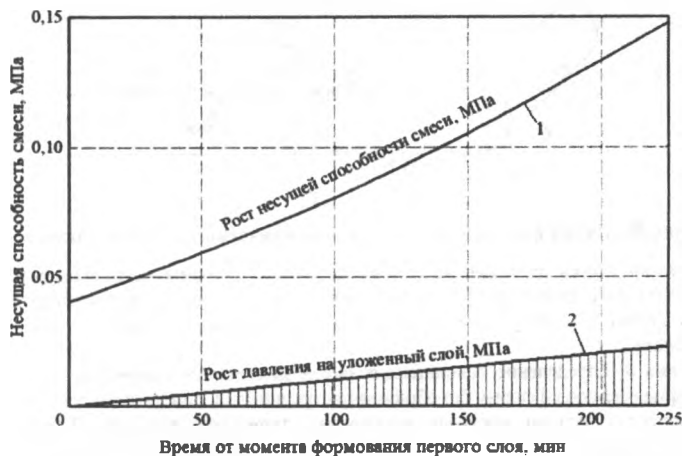


Рисунок 3

Оценка результатов: фиксируют время, прошедшее с момента укладки смеси в кольцо, и график «нагрузка-деформация» при каждом вдавливании. Смесь проходит испытание, если

график динамики роста несущей способности смеси будет лежать выше графика динамики роста давления на уложенный в основание формуемого массива слой (рис. 3).

При этом величину давления (P , МПа) укладываемого расчетного числа слоев рассчитывают двумя способами:

1 способ (эмпирический) (рис. 4): $P = n \cdot m \cdot g / (L \cdot b)$, МПа (где n [шт.] – число слоев, уложенных на основной слой; m [кг] – масса 1-го слоя длиной L [мм], g – ускорение свободного падения $[9,81 \text{ м/с}^2]$; b [мм] – ширина основания слоя). Масса слоя определяется путем взвешивания свежееотформованного фрагмента слоя длиной 1 м. Ширина основания слоя замеряется штангенциркулем с точностью до 0,1 мм в 3 различных точках уже схватившегося фрагмента слоя, и высчитывается среднее арифметическое из трех результатов измерений. Длина фрагмента слоя контролируется измерительным инструментом, с точностью до 1 мм.



Рисунок 4 – Схема фрагмента слоя

2 способ (аналитический): для реализации данного метода задаются параметры: B (ширина слоя, м) и h (высота слоя, м), плотность бетонокомпозитной смеси принимается равной 2400 кг/м^3 . Далее вычисляется масса (m , кг) погонного метра слоя по схеме рис. 5.

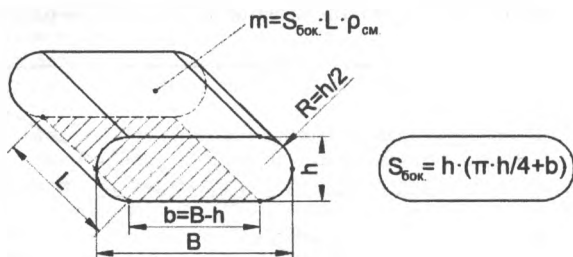


Рисунок 5 – Схема фрагмента слоя для аналитического способа расчета давления

Затем вычисляется давление на основной слой со стороны вышележащих по формуле: $P = n \cdot m \cdot g / (L \cdot b)$, МПа (где n [шт.] – число слоев, уложенных на основной слой; m [кг] – масса 1-го слоя длиной L [мм], g – ускорение свободного падения $[9,81 \text{ м/с}^2]$; b [мм] – ширина основания слоя).

Методика 3: определение консистенции смеси заключается в определении ее способности держать придаваемую ей форму без образования трещин, т. е. пластически деформироваться.

Аппаратура и вспомогательные материалы: термометр ртутный ТМ-6-1 ($-30 \div +50 \text{ }^\circ\text{C} \pm 0,2^\circ\text{C}$); психрометр аспирационный МВ-4М ($10-100\% \pm 6\% \div 2\%$); штангенциркуль $0 \div 150 \text{ мм}$; две стальные пластины ($100 \times 100 \times 2 \text{ мм}$); два стержня длиной 100 мм и диаметром 10 мм.

Подготовка к проведению испытаний: для проведения испытания предварительно готовят бетонокомпозитную смесь.

Проведение испытаний: приготовленную смесь укладывают в кольцо к прибору Вика, установленное на стальную пластину. Берут в руку пробу смеси, достаточную для формирования шарика диаметром 20...25 мм, руками скатывают из нее шарик. Кладут шарик на первую стальную пластину. Укладывают на первую стальную пластину стержни диаметром 10 мм, по разные стороны от шарика из испытываемой смеси, накрывают шарик из смеси второй стальной пластиной и прижимают ею шарик до соприкосновения пластины со стержнями.

Оценка результатов: консистенция смеси соответствует консистенции «мягкого» пластилина, если: при формировании шарика смесь не растрескивается, после сжатия шарика в лещуку толщиной 10 мм смесь сохраняет форму без образования трещин и не распадается на фрагменты.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Определены основные технологические (пластические) свойства бетонокомпозитных смесей для технологии 3D-бетонирования и сформулированы предъявляемые к ним требования. Они отражают необходимость обеспечения нормального перемещения смеси по подвижным шлангам, качественной укладки слоев и сохранения ими формы, как в процессе укладки слоя, так и при последующем многослойном формировании конструкции.

2. Разработаны и прошли экспериментальную апробацию методики оценки: консистенции (пластичности) смеси; способности смеси удерживать приданную форму укладываемого слоя и при послойном формировании; кинетики роста пластической прочности (или несущей способности), обеспечивающей возможность многослойного формирования с использованием технологии 3D-бетонирования.

3. Обоснованы важнейшие требования к технологическим свойствам бетонных смесей, совокупность которых обеспечивает возможность их применения для технологии 3D-бетонирования.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Цементы. Методы определения нормальной густоты, сроков схватывания и равномерности изменения объема [Текст]: ГОСТ 310.3-76. – Введ. 1984-08-01. – Москва: Издательство стандартов, 2013. – 11 с.

2. Смеси бетонные. Методы испытаний [Текст]: СТБ 1545-2005. – Введ. 2005-07-01. – Минск: Минстройархитектуры, 2005. – 24 с.

3. Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам [Текст]: ГОСТ 10180-2012. – Введ. 2016-02-01. – Москва: Стандартинформ, 2013. – 36 с.

РОЛЬ ДОГОВОРНОЙ ЦЕНЫ НА ВЫПОЛНЕНИЕ ПРОЕКТНЫХ РАБОТ В ЖИЗНЕННОМ ЦИКЛЕ ИНВЕСТИЦИОННОГО ПРОЕКТА

Срывкина Л.Г., Воробей А.П.

Проектирование является важнейшим этапом в осуществлении строительства любого объекта. Ему принадлежит ведущая роль в повышении эффективности инвестиций. Качество проектных решений определяет как технико-экономические показатели строительства, так и эксплуатационные характеристики построенного объекта, параметры его воздействия на окружающую среду, показатели энергетической эффективности и эстетические достоинства.

Структура жизненного цикла инвестиционного проекта в Республике Беларусь определяется Законом «Об архитектурной, градостроительной и строительной деятельности в Республике Беларусь» [1], ТКП 45-1.03-298-2014 «Строительство. Предпроектная (предынвестиционная) документация. Состав, порядок разработки и утверждения» [2] и другими нормативными актами.

Полный жизненный цикл инвестиционного проекта включает предынвестиционную, инвестиционную, эксплуатационную и ликвидационную стадии.

Результатом деятельности на предынвестиционной стадии является выбор одного из решений: переход к непосредственной реализации проекта; корректировка исходного инвестиционного замысла; отказ от реализации проекта.

Инвестиционная стадия включает разработку проектной документации, возведение объекта, ввод его в эксплуатацию, государственную регистрацию создания объекта недвижимости и возникновения прав на него [2, с. 3].

Разработчиком проектной документации может выступать заказчик, застройщик, проектная организация или индивидуальный предприниматель, обладающие аттестатом соответствия, который выдается в порядке, установленном Советом Министров Республики Беларусь [1, гл. 9, ст. 51].

Законодательство о закупках при строительстве в некоторых случаях требует проведения подрядных торгов по выбору проектной организации. Если подрядные торги обязательны для заключения договора о строительстве объекта, то также обязательными являются подрядные торги при размещении заказа на выполнение проектных работ по данному объекту независимо от их стоимости [3, п. 1.5].

Порядок организации и проведения процедур закупок товаров (работ, услуг) при строительстве, в том числе подрядных торгов на выполнение проектных работ, регламентируется постановлением Совета Министров Республики Беларусь от 31 января 2014 г. № 88. В центре внимания на подрядных торгах находятся цены предложений участников с соответствующими обоснованиями, расчетами и описаниями методов определения [4, гл. 7, п. 46]. Договорная цена и способ ее определения относятся к существенным условиям договора подряда на выполнение проектных работ независимо от источника финансирования строительства объекта [5, п. 10].

Цена представляет собой важную экономическую категорию, участвуя в решении как экономических, так и социально-политических задач посредством реализации измерительной, учетной, регулирующей, стимулирующей и других функций.

Договорная цена на разработку проектной документации в полной мере выполняет перечисленные выше функции:

1. Выполняя измерительную функцию, договорная цена обслуживает оборот по реализации результатов проектных работ и, соответственно, обслуживает экономические интересы проектировщика и заказчика (инвестора). Она отражает количество денег, уплачиваемое и получаемое за разработку проектной документации.

2. Выполняя учетную функцию, договорная цена показывает, во что обходится выполнение проектных работ, сколько живого и овеществленного труда затрачивается на разработку проектной документации и выполнение сопутствующих работ. Чтобы поддерживать конкурентоспособность, проектная организация должна осуществлять постоянный мониторинг уровня и динамики своих затрат, сопоставлять их с затратами конкурентов, находить пути для их сокращения или стабилизации. С помощью договорной цены натурально-

вещественным результатам работы проектировщика дается денежная оценка. Таким образом, договорная цена представляет собой денежное выражение общественно признанных затрат труда проектировщика и общественной полезности этого труда.

3. Выполняя регулирующую функцию, договорная цена на выполнение проектных работ позволяет осуществлять связь между производством и потреблением (предложением и спросом в терминологии рынка). Она уравнивает спрос и предложение и связывает их с денежно-платежной способностью проектировщика и заказчика (инвестора).

4. Стимулирующая функция договорной цены для проектировщика проявляется в том, что ее уровень является стимулом, с одной стороны, для наиболее полного использования и экономии ресурсов, с другой стороны, - для повышения качества разработки проектной документации, уровня квалификации персонала, освоения новых технологий проектирования, выхода на новые рынки. Для заказчика (инвестора) стимулируется возможность выбора при размещении заказа в зависимости от предлагаемого уровня цены, качества разработки документации, опыта проектировщика и т. д.

В случае размещения заказа на выполнение проектных работ за основу при определении цены предложения принимается методика расчета суммы средств на проектные работы, отражаемых в сводном сметном расчете стоимости строительства. Актуальным нормативным источником определения размера указанных средств являются «Методические рекомендации о порядке определения стоимости разработки документации проектного обеспечения строительной деятельности ресурсным методом» [6], введенные с 1 июля 2014 года, и сборники норм затрат трудовых ресурсов (СНЗТ-2014) по видам объектов проектирования. Нормы затрат трудовых ресурсов - это затраты времени специалистов проектных организаций, непосредственно занятых разработкой проектной документации, соответствующие современному уровню развития проектного дела и определяемые следующими методами:

1) непосредственно по сборникам норм затрат трудовых ресурсов СНЗТ-2014 в зависимости от натуральных показателей объектов проектирования (общей площади, строительного объема и т. д.);

2) в зависимости от сметной стоимости строительства по итогу глав 1-7 сводного сметного расчета по нормам, представленным в методических рекомендациях [6, прил. 1]. Данный метод применяется, если объект отсутствует в таблицах СНЗТ-2014 либо значение натурального показателя объекта проектирования меньше половины минимального или больше удвоенного максимального показателя, приведенного в СНЗТ;

3) по индивидуально разработанным в проектной организации нормам затрат трудовых ресурсов в случае дополнительных проектных работ, нормы на которые отсутствуют в СНЗТ-2014 и не регламентируются действующими отраслевыми, межотраслевыми и местными нормами, или в случае выполнения проектной организацией сопутствующих работ (услуг), затраты на которые также не определены в действующих нормах.

Методика предусматривает учет затратах трудовых ресурсов на разработку проектной документации влияния усложняющих и упрощающих факторов и условий проектирования, объема работ по стадиям проектирования и разрабатываемым разделам, необходимости выполнения дополнительных проектных и сопутствующих работ, не предусмотренных в базовой норме. Рассчитанные таким образом затраты труда умножаются на показатель стоимости работ, приходящейся на один человеко-день работы специалиста соответствующего разряда. Дополнительно учитываются аналоги, исчисляемые от выручки от реализации продукции (работ, услуг); стоимость BIM-моделей, разработанных по поручению заказчика; прочие ненормируемые расходы организации – разработчика документации (командировочные расходы и т. п.).

Описанная выше методика полностью соответствует концепции ресурсного метода определения стоимости строительства, активно внедряемого с 2012 года в соответствии с Указом Президента Республики Беларусь № 361 [7]. В отношении проектных работ она является принципиально новой для Беларуси. Ранее действовала нормативная база расчета по сборникам цен (СЦ-2012), где нормы также были установлены в зависимости от натуральных показателей объектов проектирования. Сборники ежегодно перерабатывались с целью приведения их к уровню цен текущего года, что, с одной стороны, представляло собой достаточно трудоемкий процесс, а с другой - усложняло работу проектных организаций.

В настоящее время сборники СНЗТ-2014 не перерабатываются и не переиздаются каждый год (за исключением случаев внесения изменений и дополнений в отдельные нормативы). Показатель, который пересматривается ежегодно и доводится Министерством архитектуры и строительства до заинтересованных сторон, – стоимость проектных работ, приходящаяся на один человеко-день работы специалиста 14 разряда по состоянию на 1 января текущего года. Указанный показатель является обязательным к применению при строительстве объектов, финансируемых с привлечением бюджетных и приравненных к ним средств, а также при строительстве жилых домов (за исключением финансируемых за счет средств иностранных инвесторов). При строительстве иных объектов он может рассчитываться самой проектной организацией на основании учетных данных о результатах финансово-хозяйственной деятельности в предыдущем году, а также прогнозных данных на планируемый период [6, гл. 4, п. 31].

Следует отметить, что нормативная база в отношении стоимости разработки проектной документации систематически пересматривается. Поэтому определенный интерес представляет сопоставление результатов расчета разными методами.

В ходе настоящей работы выполнено сравнение расчетов с использованием Сборников цен СЦ 20-2012, СЦ 2-2012 и соответствующих методических рекомендаций по их применению [8] с расчетами по Сборникам норм затрат трудовых ресурсов СНЗТ 20-2014 и СНЗТ 2-2014 и методическим указаниям [6]. Для приведения показателей в сопоставимый вид использованы статистические индексы цен по данным Национального статистического комитета и прогнозные индексы цен в строительстве на 2017 год, утвержденные Министерством экономики Республики Беларусь. Дата начала проектирования – январь 2017 года, принятая продолжительность проектирования – три месяца. Рассмотренные объекты – жилые кирпичные и крупнопанельные дома, а также промышленные здания основного назначения одноэтажные и многоэтажные. Результаты представлены на рисунках 1 – 3 и в таблице 1.

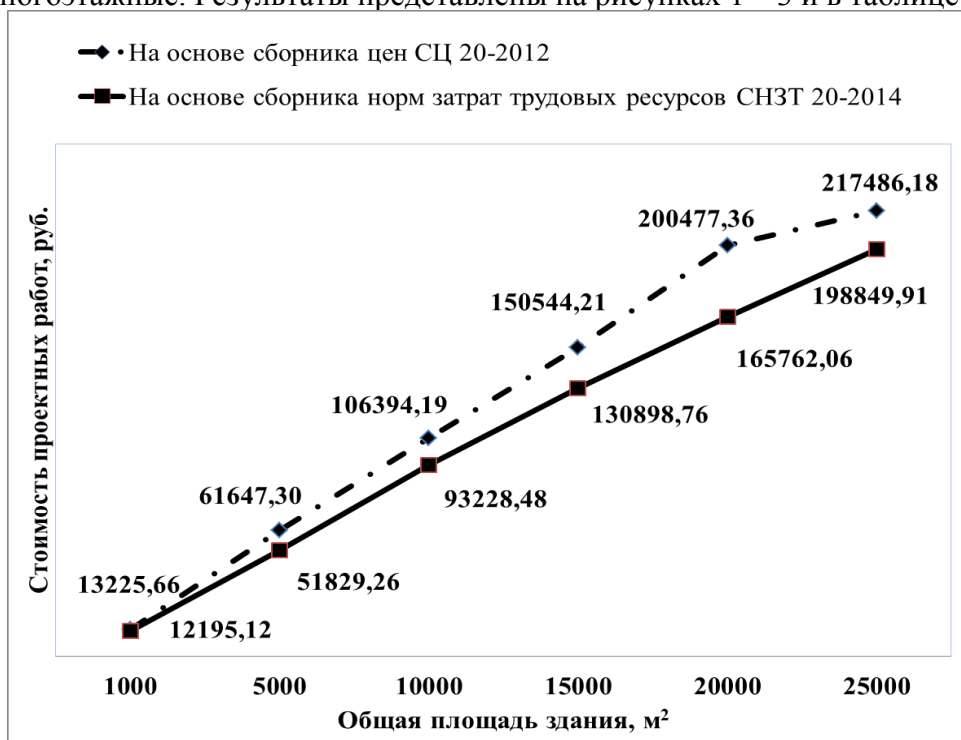


Рисунок 1 – Результаты расчета стоимости основных проектных работ для крупнопанельных жилых домов

По жилым домам выявлено снижение нормативной стоимости проектных работ: до 17,32 % по крупнопанельным, до 19,92 % по кирпичным. Такая тенденция является положительной. Проектные решения, реализуемые при строительстве жилья, достаточно хорошо отработаны, в этой области накоплен значительный опыт, что содействует объективному сокращению затрат труда разработчиков проектной документации, а снижение стоимости проектных работ способствует снижению стоимости жилья.

Результаты расчета для промышленных зданий общепромышленного назначения, наоборот, показали значительный рост стоимости основных проектных работ: до 152,74 % по одноэтажным, до 179,10 % по многоэтажным.

При расчете не учитывались коэффициенты технической сложности проектирования по видам экономической деятельности. Их применение несколько нивелирует рост стоимости проектных работ для промышленных зданий, так как в СНЗТ-2014 для некоторых объектов произошло снижение соответствующих коэффициентов (например, для химического производства и производства нефтепродуктов с 1,67 до 1,60), но тенденция роста сохраняется.

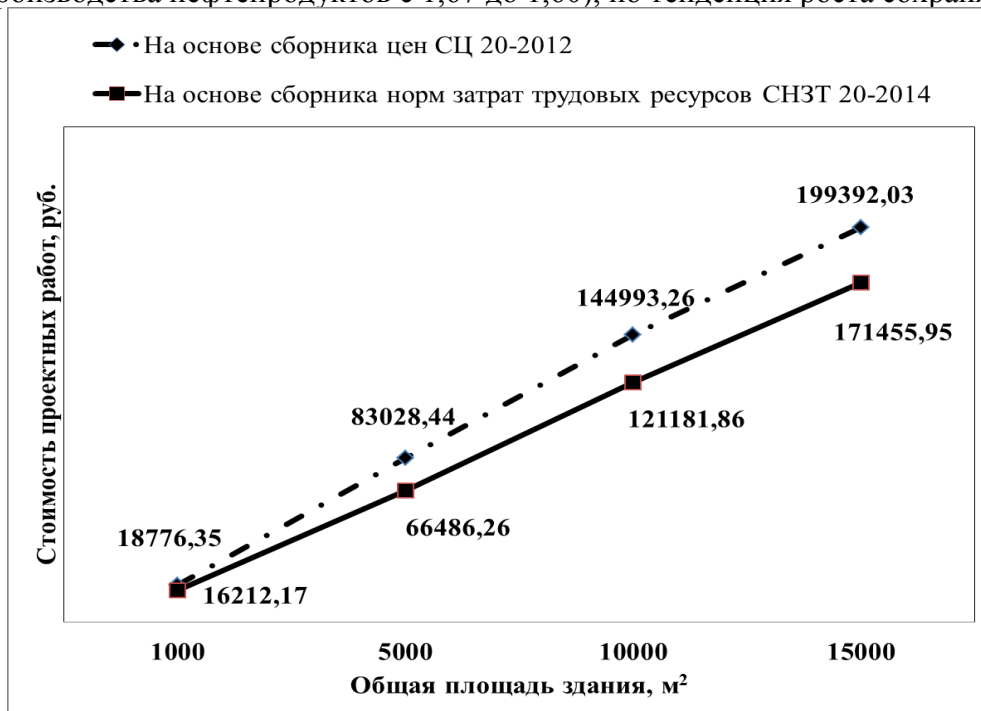


Рисунок 2 – Результаты расчета стоимости основных проектных работ для кирпичных жилых домов

В условиях сокращения объемов промышленного строительства и снижения кадрового потенциала в данной области увеличение стоимости разработки документации по объектам промышленного назначения должно стимулировать разработчиков проектной документации, при прочих равных условиях, повышать квалификацию, осваивать новые технологии проектирования, повышать качество работ. Конечно, это только потенциальная возможность, поскольку речь идет о росте нормативной стоимости проектных работ, а договорная цена в конечном итоге определяется по результатам проведения подрядных торгов или переговоров с несколькими претендентами на заключение договора, а в условиях сокращения количества заказов и наблюдается тенденция снижения цен предложений.

Таблица 1 – Сравнение результатов расчета стоимости основных проектных работ

Характеристика объекта	Снижение (-) / увеличение (+) стоимости при переходе от СЦ-2012 к СНЗТ-2014, %
Жилые дома крупнопанельные, общей площадью 1 000 – 25 000 м ²	- (7,79...17,32)
Жилые дома кирпичные, общей площадью 1 000 – 15 000 м ²	- (13,66...19,92)
Промышленные здания основного назначения, без мостовых кранов, одноэтажные, строительным объемом 500 – 500 000 м ³	+ (92,39...152,74)
Промышленные здания основного назначения, без мостовых кранов, многоэтажные, строительным объемом 2 500 – 500 000 м ³	+ (24,98...179,10)

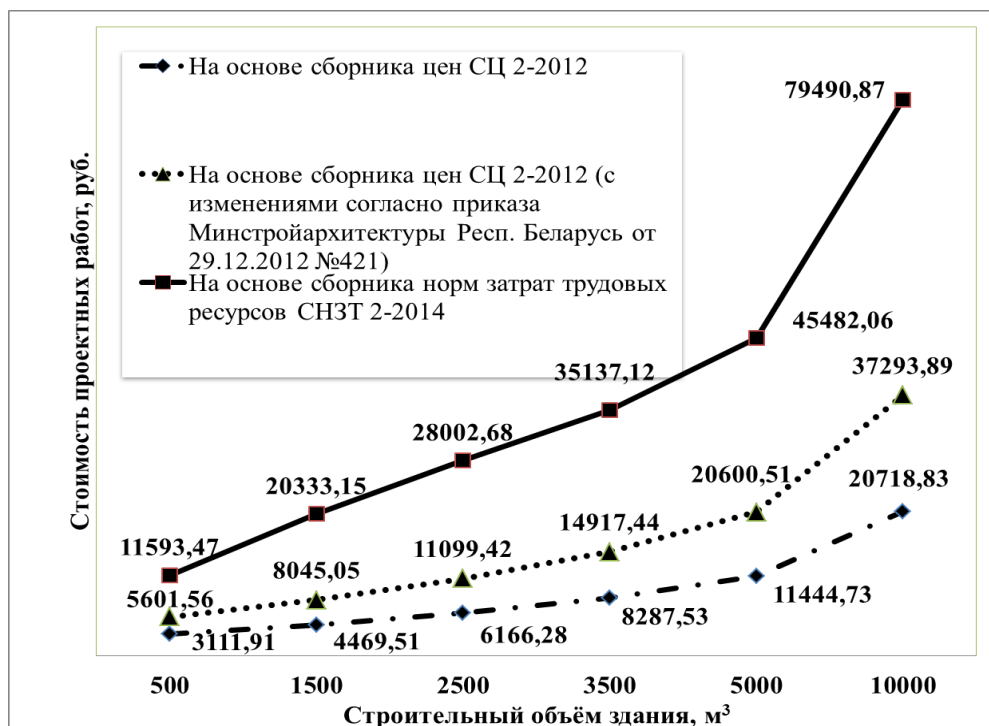


Рисунок 3 – Результаты расчета стоимости основных проектных работ для промышленных зданий основного назначения без мостовых кранов

Заключение. Договорная цена относится к существенным условиям договора подряда на выполнение проектных работ и является важным инструментом в регулировании взаимоотношений заказчика и разработчика проектной документации. Нормативная база определения стоимости проектных работ в Республике Беларусь постоянно развивается и в настоящее время основывается на применении ресурсного метода, исходным пунктом в котором являются нормы затрат трудовых ресурсов на разработку проектной документации. Анализ последних изменений в нормативной базе выявил снижение нормативной стоимости проектных работ по жилым домам до 19,92 % и значительный рост по зданиям промышленного назначения – до 179,10 %. Эти тенденции обоснованы. В отношении проектирования жилых домов накоплен значительный опыт и объективным является снижение затрат труда проектировщиков. Объем проектирования промышленных объектов в последние годы снижается, соответственно, утрачивается опыт и кадровый потенциал. Поэтому рост нормативной стоимости проектных работ потенциально должен способствовать заинтересованности проектировщиков в повышении квалификации, освоении новых технологий, что, в свою очередь, должно положительно сказаться на качестве разработки проектной документации. Но увеличение стоимости проектных работ не гарантирует однозначный рост их качества. Необходимо совершенствовать подходы к организации проектирования в Беларуси и пересматривать роль проектировщика в жизненном цикле инвестиционного проекта с учетом мирового опыта.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Об архитектурной, градостроительной и строительной деятельности в Республике Беларусь : Закон Респ. Беларусь, 5 июля 2004 г., № 300-З : в ред. Закона Респ. Беларусь от 18.07.2016 г. // Консультант Плюс: Беларусь. Технология 3000 [Электронный ресурс] / ООО «Юр-Спектр», Нац. центр правовой информ. Респ. Беларусь. – Минск, 2017.
2. Строительство. Предпроектная (предынвестиционная) документация. Состав, порядок разработки и утверждения: ТКП 45-1.03-298-2014*(02250). – Введ. 20.07.2014. – Минск : Минстройархитектуры, 2015. – 52 с.

3. О закупках товаров (работ, услуг) при строительстве : Указ Президента Респ. Беларусь, 20 окт. 2016 г., № 380 // Консультант Плюс: Беларусь. Технология 3000 [Электронный ресурс] / ООО «ЮрСпектр», Нац. центр правовой информ. Респ. Беларусь. – Минск, 2017.
4. Об организации и проведении процедур закупок товаров (работ, услуг) и расчетах между заказчиком и подрядчиком при строительстве объектов : постановление Совета Министров Респ. Беларусь, 31 янв. 2014 г., № 88 : в ред. постановления от 29.12.2016 г. // Консультант Плюс: Беларусь. Технология 3000 [Электронный ресурс] / ООО «ЮрСпектр», Нац. центр правовой информ. Респ. Беларусь. – Минск, 2017.
5. Правила заключения и исполнения договоров подряда на выполнение проектных и изыскательских работ и (или) ведение авторского надзора за строительством : постановление Совета Министров Респ. Беларусь, 1 апр. 2014 г., № 297 // Консультант Плюс: Беларусь. Технология 3000 [Электронный ресурс] / ООО «ЮрСпектр», Нац. центр правовой информ. Респ. Беларусь. – Минск, 2017.
6. Методические рекомендации о порядке определения стоимости разработки документации проектного обеспечения строительной деятельности ресурсным методом : НЗТ 8.01.00-2014. – Введ. 01.07.2014. – Минск : Минстройархитектуры, 2014. – 42 с.
7. О совершенствовании порядка определения стоимости строительства объектов и внесении изменений в некоторые указы Президента Республики Беларусь : Указ Президента Респ. Беларусь, 11 авг. 2011 г., № 361 // Консультант Плюс: Беларусь. Технология 3000 [Электронный ресурс] / ООО «ЮрСпектр», Нац. центр правовой информ. Респ. Беларусь. – Минск, 2017.
8. Методические рекомендации о порядке определения стоимости разработки документации проектного обеспечения архитектурной, градостроительной и строительной деятельности : постановление Минстройархитектуры Респ. Беларусь, 21 марта 2012 г., № 11 : // Консультант Плюс: Беларусь. Технология 3000 [Электронный ресурс] / ООО «ЮрСпектр», Нац. центр правовой информ. Респ. Беларусь. – Минск, 2017.

STEEL AND CONCRETE COMPOSITE CABLE SPACE FRAMES

Leonid Storozhenko, Grygorii Gasii

The paper shows creation of contemporary constructive solution for construction of buildings. It are steel and concrete composite cable space frames. The techniques of eliminating the weakness of the current structural solution of the long span roof structures of buildings and structures by adjustment and enhancement are presented. The concept of the steel and concrete composite cable space frames and all constructive solution were patented internationally.

Keywords: slab, node, bolt, grid, belt, rigid rod.

Introduction. The steel-concrete composite cable space frames are a novel kind of space bearing systems that have the pioneer concept. The steel-concrete composite cable space frames are used for covering different buildings and structures, including large-scale hangars of airports, machine galleries and depots, docks, structures of the mining and metallurgical industry, sports arenas, stadiums and others.

Analysis of recent sources of research and publications analysis has shown encompassed by efficient structures generally are emphasized composite roof structures, the uniqueness of which is a combined together concrete plates and steel bars. In consideration of the above, the intention to combine the plates and bars to collaboration in a novel structure by the unusual technique is unusual. The notion of the suggested solution lies in a combination both a practice and modern developments.

The task of paper is to think up an unusual conception of the pioneer and efficient space structures and their bearing elements and solve the issue of their production.

The main material and results. In the first place, it was getting review data about the specifics, both wealth, and weakness of actual structures. Structures that have attracted attention were the steel-concrete composite structures and space systems. In consideration of the requirements for modern structures, the up-and-coming solution are the steel-concrete composite plates, and cable systems, and grid structures (Fig. 1). Next analyzing the practice of application, and the results of both experimental and theoretical investigations, and behavior under a load of these kinds of structures. It was assumed that it is effective to develop them to invent advanced efficient compound of structural elements [1–5].

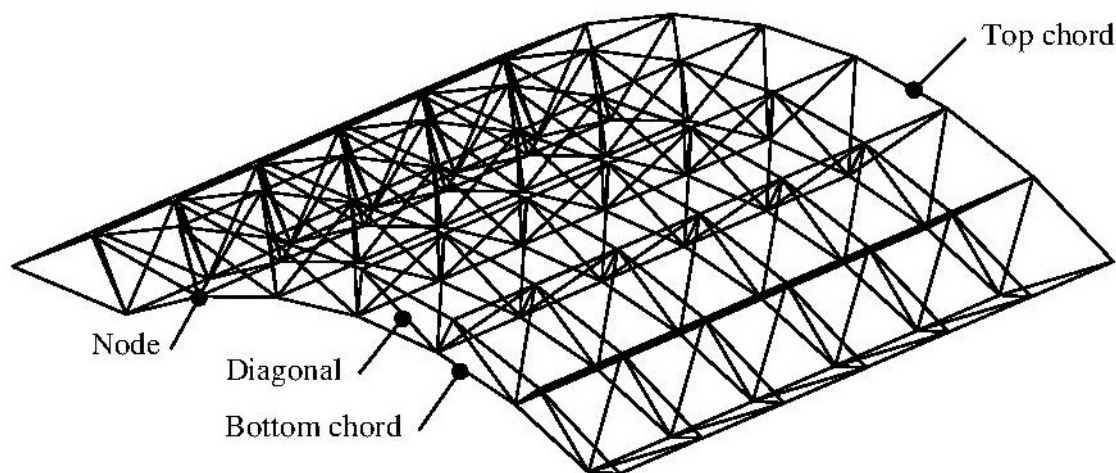


Figure 1. Ordinary double-layer grid structures

The procedure of finding novel techniques of connecting bearing elements and bettering current structural solution has formed the second step of the development of the steel-concrete composite cable space frames. On this step, besides straight endeavor to produce a novel technique of connecting structural elements and their position in the structure, furthermore, the attention was paid to the analysis the weakness of the considered structures and the means of their solving.

The main purpose of creating a novel design by bettering current ones was solution the issue that consists of the enormous involvement of nodal joins. The necessity of the solution of this issue certain by the fact that the bearing capacity and reliability of the nodes determine the bearing capacity and reliability of the structure as a whole. For the steel-concrete composite structures, this issue lies in the need to use diversity anchors in the cross sections to contribute joint the steel-concrete parts. This is in

general aggravates and complicates a structure. Sometimes, to the joint operation of the steel-concrete elements in combined the steel-concrete composite structures, there is a necessity to use steel profiles, in particular, double-T profile, to which are welded anchors. This is, contributes to weight gain too. In structures of this type, «compatible» concreting can also provide the joint operation between the steel-concrete elements. In the result of «compatible» concreting the «integrated» systems are created. This technique of providing the joint operation between the steel-concrete elements, in particular, the steel bar and the reinforced concrete slab is a promising direction for developing the novel structures. In flat grid structures, the issue of a complexity of nodal connections is an extremely acute, since it determines the overall complexity, weight, cost and construction complexity. Based on the results of the research of nodal connections of flat grid structures, it has been established that the most efficient solution for the nodal connections is the connections, which have connectors made of the steel plates. Nonetheless, there is a need to find the optimal configuration, which will allow minimizing the total length of the weld or number of bolts. The main drawback of the cable structures is their deformability and the ability to sag due to own weight at a sloping position and a long length, so the promising direction of modification of the cable structures is to find the optimal length of the elements and efficient position in a body of a structure. This can be reached by connecting cable elements and rigid elements in a single structure. An effective data for solution of this issue may also be a worldwide experience of designing architectural forms and structures that are functionally related. The best-known representative of these structures is tensegrity system. In such systems, realized ideal usage of the properties of structural elements. The systems consist flexible and rigid bars, respectively flexible bars in stretching and rigid are in compression. Obviously, the idea of tensegrity systems may be useful to design novel building structures. In general, structures that lack these deficiencies through improvement were considered as novel structural solution. Summing up all the received data of the both previous steps, the concept of the future design was clearly formed. First of all, this is a structure that consists of parts one of which should be manufactured as bars, which will in only axial forces. Depending what efforts will be in bars: compression or tension, the bars may be rigid or flexible.

The kind of the novel structure due to the location of the bars in the body structure was a double-layer tubular lattice. Nonetheless, the structure that was designed resembled current grid structures, so appeared to need a modification or an improvement, which would allow asserting about that the novel structure was developed. The first was the idea to create the grid the steel-concrete composite structure that is manufactured as a flat double-layer grid structure with a monolithic reinforced concrete slab. After analyzing the possibility of the improvement, it was concluded that such an approach allows reducing steel by replacing steel bars of the top belt on a concrete slab. The efficiency of this solution is confirmed by the fact that a two-layer grid structure has elements of the top belt that are in compressed, as it is known, the concrete resists well this kind of effort, so it is rational to use exactly concrete in that case.

Consequently, the first improvement of the kind of the novel the steel-concrete composite cable space frames was the replacement of the tubular bars of the top belt on the concrete slab (Fig. 2).

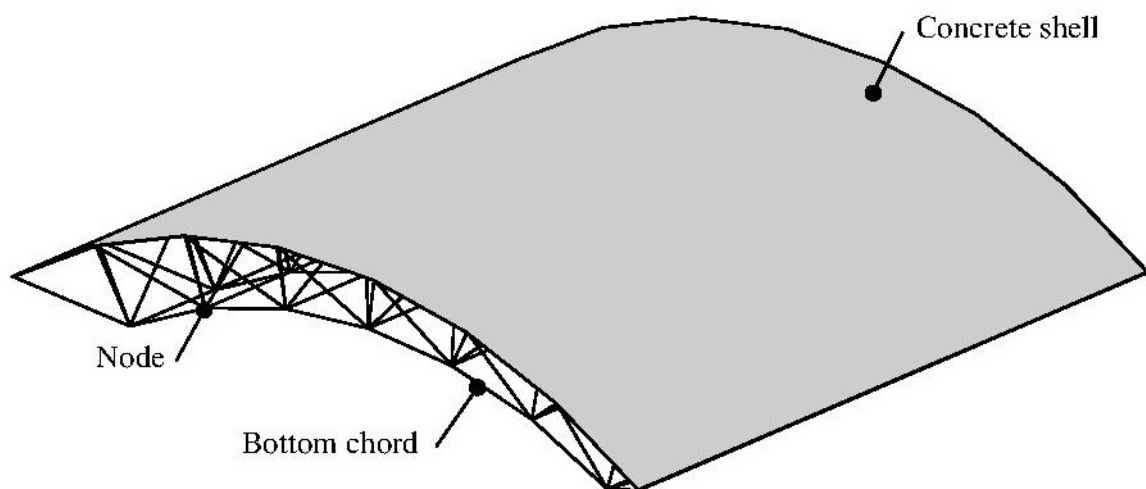


Figure 2. The steel-concrete composite space double-layer frames

Based on the idea of replacing elements, depending on the kind of internal efforts, it was decided to modify the bottom belt by replacing the rigid tubular bars by flexible ones, since the elements of the bottom belt are in tension, so it would be rational to apply flexible elements. Consequently, the plate-rod system that consists of flexible and rigid elements was developed, which fully complies the concept of the novel design. Nonetheless, this system was not flexible to shaping curve surfaces and had a complicated construction technology, therefore the next step in the development of the steel-concrete composite cable space frames was the division of the steel-concrete composite space frames into modular elements (Fig. 3) [6].

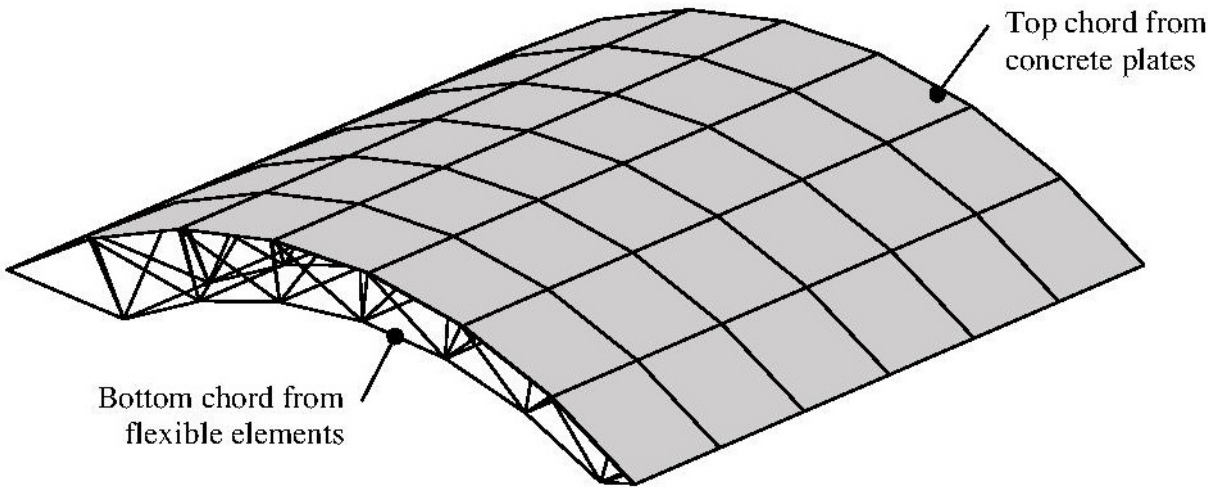


Figure 3. The novel the steel-concrete composite cable space frames

Consequently, a novel kind of structure was developed, it is the steel-concrete composite cable space frames. The final step of creating the structure was the development of joints.

Consequently, the structure that was created is a prefabricated double-layer system, which consists of space the steel-concrete composite modules and flexible elements of a bottom belt. The top belt is made of plates, which, depending on the reinforcement, can be reinforced concrete, ferrocement or the steel-concrete composite [7]. The bottom belt is made in the form of a flexible bar designed to only tensile forces.

The peculiarity of the steel-concrete composite cable space frames is connecting the advantages of the steel-concrete composite structures, space grid structures and cable structures. As well as, there is no need to arrange the roof during construction of the steel-concrete composite cable space frames because the top belt simultaneously performs two functions: bearing and protection against atmospheric influences internal space of buildings, so there is no need to apply costly roofing materials.

The space the steel-concrete composite modules may have different both forms (fig. 4).

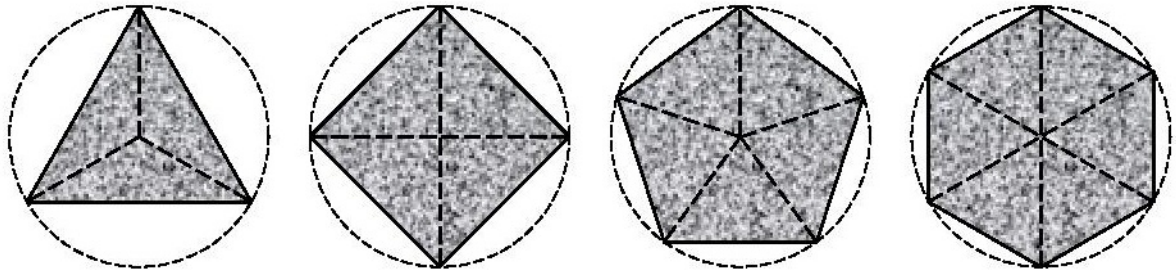


Figure 4. The shape kind of the space the steel-concrete composite modules

From the space the steel-concrete composite modules may construction different systems [8]. The novel the steel-concrete composite cable space frames are efficient for covering hangars, exhibition halls, stadiums, etc [9].

The main idea of the steel-concrete composite cable space frames is to obtain high strength characteristics and technical and economic benefits due to the combination of efficient structural solution, which elements in compression or only in stretching [10]. Also, in the basis of the steel-concrete composite cable space frames lies usage the principle of modularity of elements, i.e. the use of repeatedly repeated constructive elements of complete factory-made. The development purpose of the steel-concrete composite cable space frames was to obtain a novel competitive structure in the field of coating of buildings and structures, including different shells and other space forms, due to the combination of advantages and getting rid of shortcomings of the nearest analogs.

The essence of the steel-concrete composite cable space frames is the novel method of connecting the structural elements, which results in the combination of bearing and protecting functions, reduction of construction time, rational space work and rigidity, the ability to disassemble and re-assemble without destroying elements or nodes of the design. It should also be noted that the steel-concrete composite cable space frame has an easier technique providing joint work of the elements than in conventional the steel-concrete composite structures; less complex in manufacturing and arrangement of nodes connections than traditional space grid structures; less deformation than cable structures. In addition, the steel-concrete composite cable space frames are architecturally expressive, of low weight, are more resource-efficient [11] than other kinds of structures with related dimensions and bearing capacity.

Conclusions. On the basis of common information obtained from the analysis of theoretical and experimental investigation of the modern design solution, their design and construction specifics, wealth and weakness, the concept of novel efficient bearing systems was suggested in accordance with which a novel kind of structure was created. It is the steel-concrete composite cable space frames. The structural specifics of the steel-concrete composite cable space frame is that it is the modular system, which implements the principle of rational use of materials due to the pioneer combination of bearing bars and slab elements and the useful of their physical and mechanical properties. The wealth of the technological character of the steel-concrete composite cable space frames includes simple structure, construction technology, and installation of nodes connection, and simple technology of manufacture of modular elements. It is significant that the manufacture of novel structures except the steel-concrete can be used completely different kinds of materials.

REFERENCES

1. Гасий Г.М. Эффективные конструктивные решения для пространственных сталежелезобетонных несущих элементов / Г.М. Гасий, О.С. Заболотский. – ҚазБСҚА ХАБАРШЫСЫ. – Алматы, 2016. – №3. – 94-103 с.
2. Стороженко Л.І. Визначення переміщень вузлів просторової структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції експериментальним шляхом / Л.І. Стороженко, Г.М. Гасій. – Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту, 2017. – №169. – 118-128 с.
3. Гасий Г.М. К выбору формы пространственных сталежелезобетонных структурно-вантовых конструкций / Г.М. Гасий. – Вестник Национальной инженерной академии Республики Казахстан, 2017. – №2. – 152-156 с.
4. Gasii G.M. Connections systems of the composite cable space frame / G.M. Gasii. – Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві, 2017. – Т. 22. – №1. – 5-10 с.
5. Gasii G.M. Study of behavior of flexible bars as a part of the steel-concrete composite cable space frame / G.M. Gasii. – Construction, materials science, mechanical engineering. Series: Innovative lifecycle technology of housing and civil, industrial and transportation purposes. – Dnipro, 2017. – №100. – 64-69 p.
6. Gasii G.M. Kinds of the steel-concrete composite cable space frames / G.M. Gasii. – Science and Transport Progress. Bulletin of Dnipropetrovsk National University of Railtechnique Transport, 2016. – №6. – 158-165 p. doi: 10.15802/stp2016/90514.
7. Storozhenko L.I. Analysis of stress-strain state of the steel-concrete composite ribbed slab as a part of the space grid-cable suspended structure / L.I. Storozhenko, G.M. Gasii. – Academic journal. Industrial Machine Building, Civil Engineering, 2016. – №2. – 81-86 p.
8. Стороженко Л.І. Особенности конструкции и технологи монтажа новых пространственных сталежелезобетонных структурно-вантовых покрытий / Л.І. Стороженко, Г.М. Гасий, С.А. Гапченко. – Восточно-европейский журнал передовых технологий, 2014. – №1. – Т.4. – 67-72 с. doi: 10.15587/1729-4061.2014.26041.
9. Стороженко Л.І. Особливості будови та базові положення щодо проектування й виробництва просторової структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції // Л.І. Стороженко, Г.М. Гасій. – Промислове будівництво та інженерні споруди, 2017. – №2. – 29-33 с.
10. Gasii G. Estimate of technical and economic benefits of a novel space composite structure / G. Gasii, O. Hasii, O. Zabolotskyi. – MATEC Web of Conferences, 2017. – №116. doi: 10.1051/mateconf/201711602014.
11. Gasii G.M. Comparative characteristics of the space grid-cable the steel-concrete composite slab / G.M. Gasii. – Вісник Національного університету «Львівська політехніка». Теорія і практика будівництва, 2016. – №844. – 260-265 с.

АНАЛИЗ ИНВЕСТИЦИОННОЙ ДЕЯТЕЛЬНОСТИ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ

Тимошук Н.А., Чех Е.В., Федосюк Н.А.

Развитие инвестиционной сферы зависит от состояния экономики в целом. Результаты работы строительной отрасли за 2016 г. оказали отрицательное влияние на темп ВВП и вызвали его снижение на 1,2 п.п. [1]. Доля строительной отрасли в структуре ВВП снизилась по сравнению с 2015 г. на 2,0 п.п. и составила 6,3%. Ключевыми факторами данного показателя являются: снижение объемов строительно-монтажных работ на фоне сокращений инвестиций в основной капитал и снижение темпов роста объемов подрядных работ и объемов жилья в эксплуатацию.

Замедление темпов выполнения объемов подрядных работ вызвано:

- значительным снижением внутреннего и внешнего спроса на строительно-монтажные и ремонтные работы в связи с дефицитом собственных финансовых ресурсов у заказчиков и недоступностью заемных средств;
- сокращением объемов финансирования различных государственных программ из республиканского и местного бюджетов;
- низкой инвестиционной активностью, которая обусловлена ухудшением общего инвестиционного климата;
- импортом строительных услуг на территории республики вследствие получения связанных кредитов на реализацию крупнейших инвестиционных проектов.

В 2016 г. наблюдалось замедление темпов развития экономики страны, в том числе инвестиций в основной капитал, объем которых составил 18074,3 млн. руб., или 82,1% в сопоставимых ценах к уровню 2015 г. [1]. Доля инвестиций в основной капитал в ВВП уменьшилась до 19,2%, что ниже уровня экономической безопасности. Это соответствует самому низкому показателю, характеризующему инвестиционную сферу, за последние годы.

В структуре подрядных работ по видам экономической деятельности наибольший удельный вес по-прежнему занимает общее строительство зданий – 46,15%.

Рынок недвижимости отличается быстротечностью, а предложения настолько разнообразны, что неподготовленному человеку всегда очень сложно сориентироваться. В большей степени это касается тех жителей, которые хотят не только совершить покупку, но и перепланировать ее. Чтобы помочь покупателям, существуют девелоперские компании. Их деятельность заключается в том, чтобы изменить здание, увеличить его площадь или провести реконструктивные работы. Вследствие подобных мер будет изменен не только вид здания, но и земельного участка. Осуществление девелоперских проектов под силу специалисту компетентному в своей сфере. Он должен знать особенности рынка недвижимости и хорошо разбираться в тонкостях. Главной задачей девелопера можно считать удачное соотношение затрат, качества выполненной работы и соотношение сроков строительства.

В истекшем году были приняты всесторонние меры по расширению рынков сбыта строительных услуг, что помогло несколько сгладить напряженную ситуацию в отрасли.

На жилищное строительство использовано 19,8% к общему объему инвестиций в основной капитал. Основным источником финансирования строительства жилья в 2016 году стали собственные средства населения, их доля – 61% от общего объема.

В настоящее время по всей республике проходят семинары-совещания, посвященные повышению эффективности работы отечественного строительного комплекса. Первым эстафету таких семинаров принял Брест. Представители проектных организаций, генподрядчики и ответственные работники властных структур Брестского региона обсудили ключевые моменты развития строительной отрасли, обозначенные в Указе Президента Республики Беларусь «О мерах по совершенствованию строительной деятельности». Рассмотрев основные статьи

Указа, участники семинара сконцентрировали внимание на наиболее острых вопросах: проведении аттестации строительных организаций, проектной деятельности, модернизации производства, экспорте строительных услуг. Важный акцент был поставлен на проблеме максимального использования на строительных площадках республики отечественных материалов и конструкций, изделий и оборудования. Сегодня важно создать конкуренцию импортным стройматериалам, сделав ставку на качество и стоимость товаров. Еще один немаловажный вопрос – ввод в эксплуатацию жилых домов, возведение которых осуществляется с превышением нормативных сроков строительства. Правда, в Брестской области на сегодня подобных объектов нет. Тем не менее, чтобы избежать такого негативного явления, как долгострой, участники семинара внесли ряд предложений. В частности, предлагается организовать своевременное и ритмичное финансирование жилищного строительства заказчиком и строго отслеживать соблюдение графика работы строительными организациями. Были проанализированы и другие актуальные вопросы совершенствования строительной отрасли: удовлетворение потребностей строительных организаций в определенного вида отечественных стройматериалах, снижение себестоимости строительства, эффективное использование нормативной базы контрактной цены.

За последнее время в законодательство, регулирующее деятельность строительного комплекса Беларуси, внесены существенные изменения. Приняты нормативные правовые акты, которые, по сути, ввели новые правила работы отрасли. Значительно изменились условия долевого строительства, введена аттестация специалистов и организаций, предусмотрены дополнительные меры ответственности застройщиков. Эти меры должны обеспечить дополнительную защиту граждан, решающих свой жилищный вопрос.

Необходимо, чтобы строительство в стране осуществлялось равномерно и в нормативные сроки. Все должно быть организовано четко и слажено, начиная с инженерной проработки проекта и подготовки строительной площадки и заканчивая своевременным вводом объектов в эксплуатацию.

Госзаказ позволяет решать проблемные вопросы строительства жилых домов, которые возводятся с превышением нормативных сроков. Их появление в основном связано с неритмичным финансированием. При госзаказе в финансировании участвует только государственный заказчик – УКС, который составляет график строительства дома и непосредственно направляет кредитные средства банков на его возведение.

Подписан указ, согласно которому стоимость 1 кв. м в домах, построенных по госзаказу, будет равна средней заработной плате в стране с коэффициентом 1,2. Теперь человек сможет знать, когда конкретно он получит готовую квартиру, и понимать, что цена 1 кв. м не станет выше средней заработной платы и не поменяется до конца строительства, так как это будет предусмотрено договором с застройщиком.

Хотелось бы сказать о строительстве городов-спутников согласно указу «О развитии городов-спутников». Так как площадки под застройку в г. Минске и г. Бресте относятся к пахотным землям, то после выхода указа № 214 в городах-спутниках Дзержинске, Заславле, Логойске, Руденске, Фаниполе, Скиделе и Жабинке – начнется активное строительство. Из Минска и Бреста в города-спутники будет уходить промышленность, и проживание там приближит людей к месту работы. В этих городах будет подготовлена необходимая инженерно-транспортная инфраструктура, скоростное железнодорожное сообщение и т.д.

Индивидуальное жилье индустриальным способом

Государство понимает желание граждан иметь собственный дом и стремится этому содействовать. Концепцией государственной жилищной политики была определена стратегия развития в Беларуси индивидуального жилищного строительства. Ее основная цель – увеличить долю загородных домов в общем объеме жилья до 40%. В перспективе стоит задача довести этот показатель до среднеевропейской величины – 50% и выше, чтобы максимально удовлетворить потребности желающих.

Для реализации намеченного был продуман целый комплекс мероприятий. Среди них разработка и утверждение проекта районов под индивидуальную жилую застройку, бесплатное

предоставление гражданам типовых проектов домов различных потребительских качеств и конструктивных систем, развитие системы оказания услуг для застройщиков. Была утверждена программа индивидуального жилищного строительства и разработаны аналогичные региональные программы, которые учитывают демографические, экономические, социальные, ресурсные и другие особенности регионов. Развитие малоэтажной жилой застройки требует широкого внедрения прогрессивных технологий строительства.

Для увеличения объемов индивидуального жилищного строительства необходимо повысить индустриализацию возведения домов. Нужно превратить строительное производство в механизированный поточный процесс: изготавливать в заводских условиях конструкции и блоки дома, а затем собирать их непосредственно на стройплощадке. За счет максимальной заводской готовности конструкций и минимального механизированного монтажа на стройплощадке можно снизить затраты труда и расход материалов, сократить сроки строительства, а значит, и стоимость дома.

Индивидуальное домостроение индустриальным методом предполагает выпуск комплектов изделий и иных элементов для строительства как отдельностоящих, так и блокированных индивидуальных жилых домов. Примером может служить индивидуальная застройка в Стимово. Услуги по монтажу могут быть как предусмотрены, так и не предусмотрены. Таким образом, можно выбрать проект под размер своего кошелька и регулировать затраты на строительство.

Согласно планам доля индивидуального жилья, построенного индустриальным методом, в общем объеме ввода загородных домов составила в 2014 году – 31,2%, в 2015-м – 39,5%, в 2016-м – 48,5%. Объем строительства домов в крупнопанельном исполнении к 2016 году увеличится до 300 тыс. кв. м. Достичь такого роста предполагается силами трех отечественных организаций: ОАО «Полесьежилстрой» (Брест), ОАО «Лавсанстрой» (Могилев) и ОАО «Стройтрест № 13» (Бобруйск). Одним из центров производства для деревянного домостроения станет ОАО «Барановичидрев», где для начала можно будет выпускать около 500-800 домов в год.

Участки под индивидуальную застройку должны примыкать к населенным пунктам, чтобы минимизировать расходы на создание инженерной и транспортной инфраструктуры. Каждый район и квартал индивидуальной жилой застройки будет обеспечен минимально необходимой инженерной и транспортной инфраструктурой до ввода домов в эксплуатацию. К ней относятся сооружения и инженерные сети электроснабжения, сети водоснабжения, улично-дорожная сеть.

Всего по Бресту на сегодняшний день требуется 4 тыс. земельных участков под индивидуальное строительство. Частично решить проблему позволит перспективная усадебная застройка в районе деревень Волки и Гули. Там предполагается создать 1,1-1,3 тыс. участков. Снять напряженность по вопросу обеспечения земельными участками нуждающихся в улучшении жилищных условий брестчан возможно с помощью города-спутника Жабинки. Было поручено руководителям областного и районного центров совместно заняться разработкой территорий под индивидуальное строительство. По словам председателя комитета по архитектуре и строительству, проблема с подбором и выделением земельных участков существует не только в Бресте, но и в самой Жабинке, а также в Барановичах, Пинске, Березе, Белоозерске, отдельных населенных пунктах Брестского и Кобринского районов. Последние годы местными исполкомами велась работа по подбору массивов несельскохозяйственных земель, примыкающих к населенным пунктам, для строительства индивидуальных жилых домов. Если по Барановичам, в ближайшей перспективе просматривается практически полное решение вопроса, то в Пинске ситуация сложнее. Существующий квартал застройки южнее деревни Черневичи позволяет создать 250 участков, в то время как около тысячи пинчан желают получить землю под застройку. Подбор территорий для усадебного строительства сегодня возможен за счет уплотнения существующей застройки, освоения всех земель, предоставляемых для этих целей, сноса ветхих и пустующих домов. Непростая ситуация с подбором земель порой толкает местные власти на проекты сомнительной целесообразности.

Так, в Ивацевичах нашли единый массив для 200 индивидуальных застройщиков. Однако только на вертикальную планировку, то есть подсыпку этого квартала необходимо около 300 тыс. куб. м грунта. Толщина насыпи здесь должна достигать 1,5-1,7 м. На каждый индивидуальный участок под застройку требуется до 1 тыс. куб. м грунта. В текущем году Брестской области необходимо обеспечить ввод 400 тыс. кв. м индивидуального жилья, что составляет почти 52% от годового задания.

Ввод в эксплуатацию индивидуальных жилых домов по областям и г. Минску [5]

Регионы РБ	тысяч квадратных метров общей площади по годам							
	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016
республика в целом	1 920,6	1 869,1	1 690,3	1 414,8	1 905,1	1 890,2	2 356,2	1 847,1
Брестская	414,7	452,0	408,8	298,5	385,8	502,0	628,1	395,0
Витебская	157,6	138,8	122,2	141,5	147,6	148,3	128,3	110,9
Гомельская	256,4	263,5	220,6	210,1	217,0	204,1	177,7	171,1
Гродненская	236,7	182,8	177,7	161,9	254,4	241,7	242,3	228,2
г. Минск	66,4	61,6	32,6	29,4	34,0	22,0	41,4	29,4
Минская	636,5	635,2	598,9	465,1	732,5	635,3	1 010,5	802,5
Могилевская	152,3	135,2	129,5	108,4	133,7	136,8	127,9	110,1

Таким образом, функционирование инвестиционно-строительного сектора с точки зрения внешних для него факторов постоянно подвержено опасности срыва или ухудшения из-за возможного нарушения необходимых для его деятельности региональных, внутриотраслевых и межсекторных потоков.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Строительство и обеспечение населения жильем / Ефимова, О.В., Жучко, А.В., Гончар, Е.А. // Экономический бюллетень. Итоги социально-экономического развития Республики Беларусь за 2016 год. – 2017. – № 2(236). – С. 31-35.
2. Ширшиков, Б.Ф. «Организация, планирование и управление строительством». – Москва: Издательство АВС, 2012. – 528с.
3. Маркович, Е.И. Строительство по новым правилам. Экономика Беларуси. – № 2 (39).– 2015.– С. 34-41.
4. Маркович, Е.И. Дом за городом: мечта или реальность? Экономика Беларуси. – № 3 (40).– 2015. – С. 52-57.
5. Строительство и инвестиции. Годовые данные. Ввод в эксплуатацию индивидуальных жилых домов по областям и г. Минску. [Электронный ресурс]– Режим доступа: <http://www.belstat.gov.by/ofitsialnaya-statistika/realny-sector-ekonomiki/investitsii-i-stroitelstvo/osnovnye-pokazатели-za-period-s- -po- gody 8/vvod-v-ekspluatatsiyu-individualnyh-zhilyh-domov-po-oblastyam-i-g-minsku/>– Дата доступа: 06.09.2017.

THE IMPACT OF THE METHOD OF ANCHORING THE FAÇADE TEXTURE LAYER ON THE DURABILITY OF IS FIXING

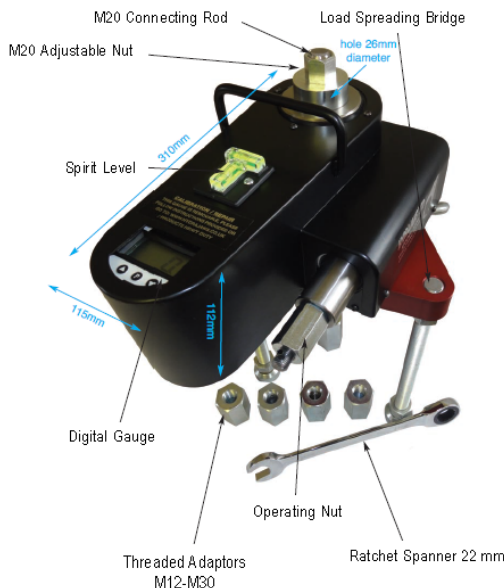
Dariusz Tomaszewicz

1. Introduction

Problems of large-plate construction are covered in many publications, articles and conference materials [1,2,3,3,4,5,6]. Starting from the location and impact of this fact (e. g. shocks in mines), ending with random events (vehicle collision, gas explosion or terrorist attack). The subject matter was reduced to 6 samples, which were reproduced as sections of three-layer slabs with existing reinforcement and new bonded anchors. The load-bearing capacity of anchoring both perpendiculars to the concrete surface and angle.

Additional anchors are naturally glued together to extend the lifespan of the individual layers. This is an elongation associated with the operation of additional anchors made of stainless steel and epoxy resin with specific strength parameters. After these reinforcements have been made, thermomodernisation works are being carried out, which will give new colors to façades in large-panel buildings and eliminate the destructive influence of weather conditions on the façade texture layer [7].

2. Description of the device used and the course of the research



The research was carried out using the Hydrajaws 2008 Pull-out Tester (fig. 1). The tester is designed to linearly check the load capacity of the anchor. This applies both to bonded anchors (resin) and mechanical anchors.

Figure 1. Hydrajaws 2008 Pull-out Tester for checking anchor load capacity on pull-out

The device consists of a bridge with two mounting positions for the tester. They give two different edge test distances in relation to the set test. When starting the test, 3 M20 feet should be attached to the sternum and the nut should be adjusted according to the required test. The tester is mounted in the required position and has been secured with fastening screws underneath the bridge, thus achieving a connection to the threaded holes in the tester. The tester was positioned in such a way that the threaded rod M20 passed through it and was connected to the threaded adapter M12. The M20 adjusting nut was then mounted on the threaded spindle and the tester was adjusted on the tripod rotor with rotating feet in such a way

that the test runs smoothly between the crankshaft nut and the upper edge of the tester. In this case, the electronic indicator could be activated and the load applied to the hexagon nut by turning clockwise until the required test load was achieved. Once it is reached, the increase of force increases decreases [8].

2.1. Research samples

The research was carried out on six samples whose cross-sections are shown in Figure 2.

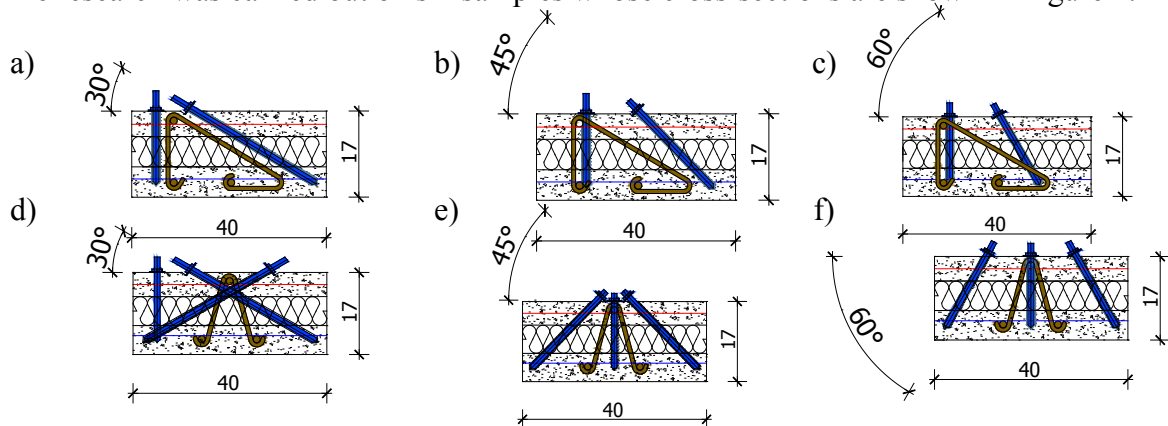


Figure 2. Diagrams of sample cross-sections with a stabilizing hanger with a diameter of 6 mm and anchors with a diameter of Ø 12 mm

The specimens, the cross-sections of which are shown in Figure 2, are made of C 12/15 concrete. The reinforcement was used for hangers in the form of ordinary rods \varnothing 6 mm and for the construction of reinforcement grid steel wire \varnothing 3 mm with mesh size 3 x 3 cm. Inside there is a 5 cm thick foamed polystyrene insulation layer. The new anchorages were made of M12 rods and bonded with epoxy resin.

3. Summary of research results

The research was conducted courtesy of KOELNER S.A and included in Table 1.

Table 1. Results of research load capacity of anchors for pull-out in three-layer samples

Sample number	Anchor pull-out force [kN]		Notes	
	point anchor	diagonal anchor		
two anchor system COPY-ECO				
1	5,7	8,0	sample broke	
2	6,2	10,7	sample broke	
3	6,8	4,0	sample broke	
three anchor system				
		diagonal anchor 1	diagonal anchor 2	
4	5,5	4,0	8,0	sample broke
5	9,0	7,0	4,0	sample broke
6	11,2	8,0	9,5	sample broke

The diagonal anchors, modelled on the COPY-ECO[9] system, were examined to prove their validity. The research did not achieve the desired effect due to the brittle cracking of concrete, caused by pulling out a single anchor and at the same time weakening the concrete surface around another anchor.

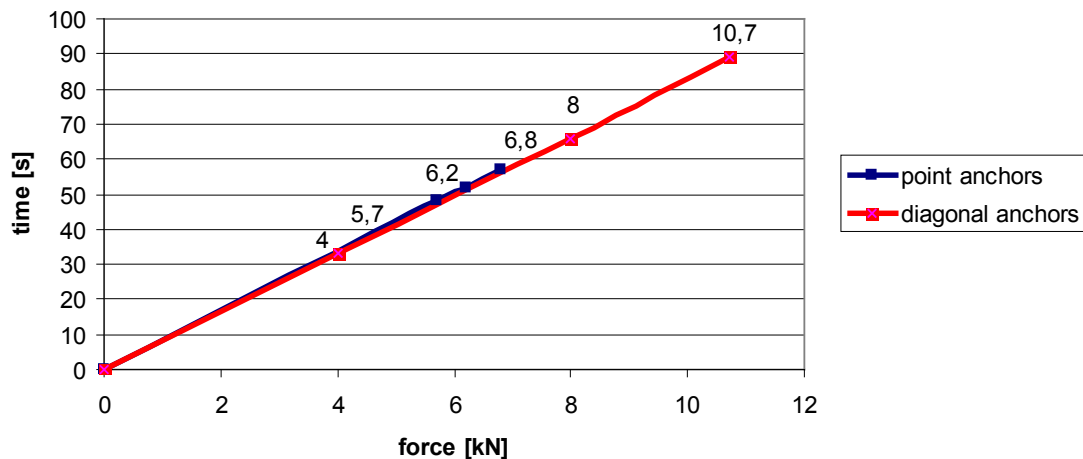


Figure 3. Determine the increment of the anchoring pull-out force of the anchor over time for two-anchors samples

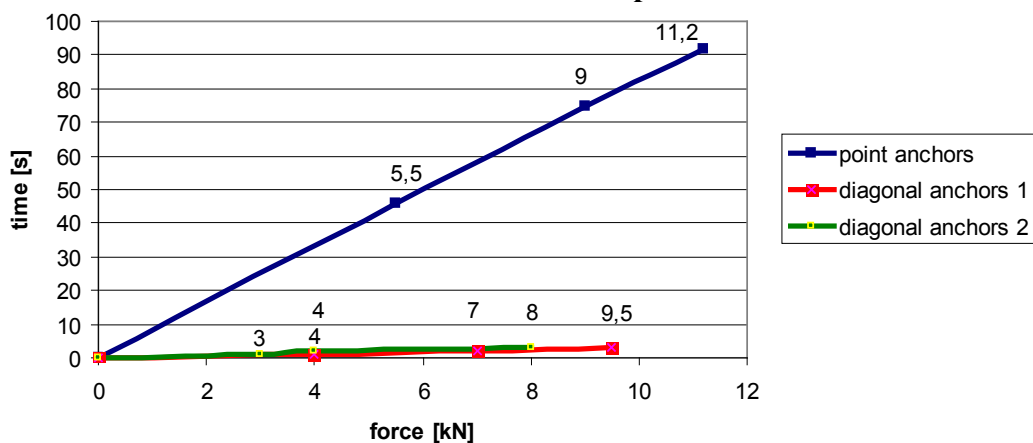


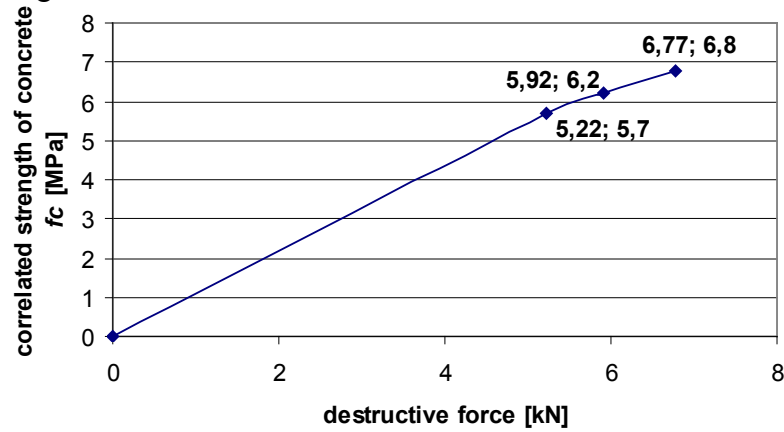
Figure 4. Determine the increment of the anchoring pull-out force of the anchor over time for three-anchors samples

According to the obtained value of the pull-out force of the anchor P, determined is correlated with it the compressive strength of concrete [9]:

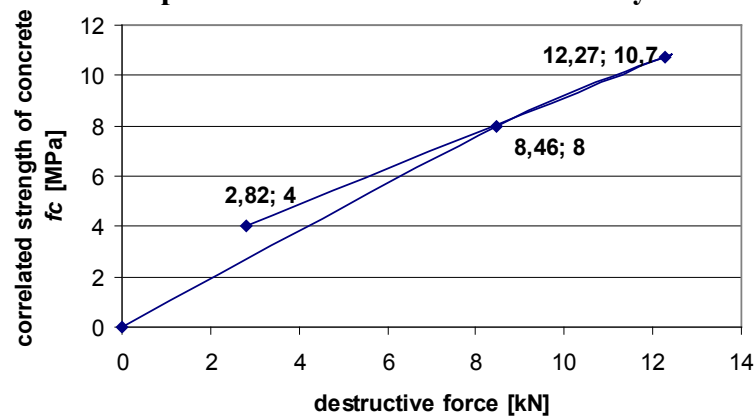
$$f_{c,cube} = 1,41 \cdot P - 2,82 \text{ [MPa]} \quad (1)$$

where: $f_{c,cube}$ – compressive strength of concrete, [MPa]; P – pull-out force, [kN]

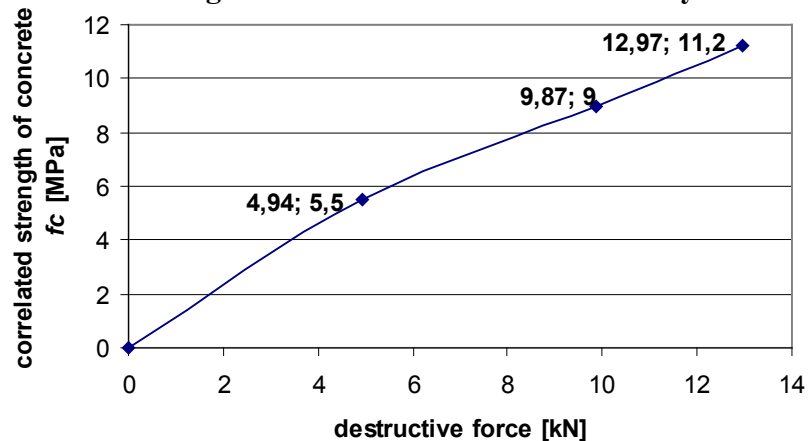
The correlation between the compressive strength of concrete and the values obtained from the tests is presented in Figures 5÷8.



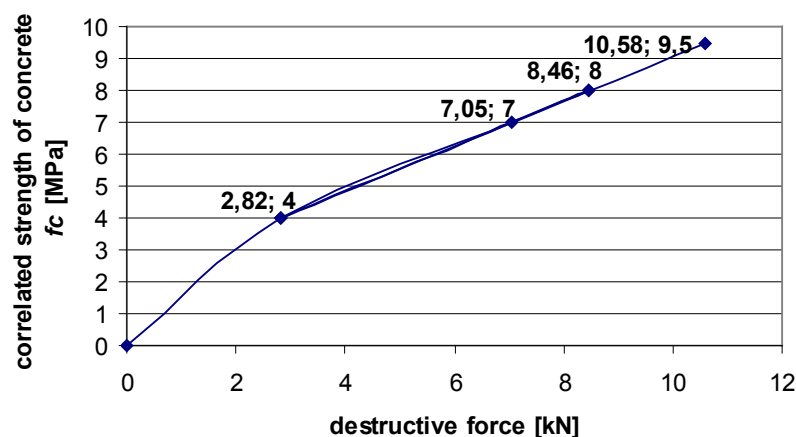
Rys. 5. Values of correlated concrete strength for compression with respect to the pull-out force of point anchors in the COPY-ECO system



Rys. 6. Values of correlated concrete strength for compression with respect to the pull-out force of diagonal anchors in the COPY-ECO system



Rys. 7. Values of correlated concrete strength for compression with respect to the pull-out force of point anchors in a three-anchor system



Rys. 8. Values of correlated concrete strength for compression with respect to the pull-out force of diagonal anchors in a three-anchor system

The necessity of reacting to the current condition of large slab buildings has been presented in the papers. [11, 12].

4. Conclusions

The method of anchoring and the number of anchorages used are determined for each plate in a calculation method. The use of new bonded anchors undoubtedly extends the fastening life of the façade texture layer due to, for example, steel grade (stainless steel) and resin strength parameters. It should also be remembered that too many anchors may have the opposite effect, as too many holes in a single plate may significantly weaken its cross-section. An interesting reinforcement factor is the use of diagonal anchors according to COPY-ECO system. It should be remembered that depending on the thickness of the concrete partition, the length of the anchor should be chosen in the first place. In the case of diagonal anchorages, it is possible to maneuver the angle of its installation (knowing the wall thickness of a given building). Tests of load-bearing capacity give an answer to the circumstances and forces that must be applied in order to permanently destroy the anchorage.

REFERENCES

1. Zabezpieczenia faktur zewnętrznych w budynkach z „wielkiej płyty”/ R. Ignatowicz et J. Gierczak – Materiały Budowlane 2/2006 – p. 34-36
2. Long – Term Behaviour of Reinforced Concrete Panel Walls, Saving Buildings in Central and Eastern Europe/ Cz. Miedzialowski et M. Malesza – IABSE Colloquium Berlin 4-5 June, 1998.
3. Zagadnienia remontowe warstwy fakturowej ścian trójwarstwowych / A Zybura et T. Jasniok – XXI Ogólnopolska Konferencja Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji, Szczyrk, 8÷11 marca 2006 r., p. 287-352
4. Cała prawda o budynkach wielkopłytowych / J. Dębowski – Przegląd Budowlany 9/2012 – p. 28-35
5. Identyfikacja uszkodzeń elementów wielkopłytowych w aspekcie oceny bezpieczeństwa eksploatacyjnego budynku / W. Ligęza et J. Dębowski – XIII Konferencja Naukowo-Techniczna „Awaryjne budowlane” Szczecin – Międzyzdroje, 2007 – p. 741-748
6. Stan zagrożenia i jego likwidacja w konstrukcji budynku wielkopłytowego / W. Ligęza et M. Płachecki – Inżynieria i Budownictwo 5/2001
7. Oddziaływanie obciążeń stałych i zmiennych w czasie na elewacyjną warstwę fakturową w systemie OWT-67/N /D. Tomaszewicz – Materiały Budowlane 1/2015, p.48-50
8. Hydrajaws 2008 Pull-Out Tester – 2008 Model Tester Operating Instructions
9. Katalog Techniczny KOELNER-RAWPLUG, Edycja 10
10. PN-EN 12504-3:2006 Badania betonu w konstrukcjach –Część 3: Oznaczenie siły wyrrywającej
11. Usuwanie stanów zagrożenia zewnętrznych ścian warstwowych budynków mieszkalnych / J. Krentowski et R. Tribińo – Przegląd Budowlany 2/2008 – p. 34-39
12. Metody usuwania wad technologicznych warstwowych ścian zewnętrznych podczas termomodernizacji budynków wielkopłytowych / A. Krysiak et K. Regulska – Zeszyty Naukowe Politechniki Częstochowskiej, Częstochowa 2012 – p.116-127

HYPERLOOP ONE, ASPEKTY TECHNICZNE I SPOŁECZNE

Trzoński Karol, Ostenda Aleksander, Mikulski Jerzy

WSTĘP. Zdefiniowanie czasu nie jest łatwe. Każdą wielkość fizyczną można wielokrotnie zmierzyć, ale nie da się zmierzyć dwukrotnie tej samej chwili lub tego samego przedziału czasu. Można stwierdzić, że czas określa kolejność zdarzeń, odstępy między kolejnymi zdarzeniami oraz informuje jak długo coś się dzieje².

Czas odgrywa w życiu człowieka coraz większą rolę. Z roku na rok żyje się coraz szybciej. Presja otoczenia zwiększa tempo życia codziennego. Problem ten dotyczy przede wszystkim mieszkańców dużych aglomeracji miejskich. Nieustannie przybiera terminów, egzaminów, zadań, prac, obowiązków związanych z wykonywaniem zawodu lub studiami. Pogodzenie życia zawodowego oraz rodzinnego staje się coraz trudniejsze. Kluczowym zatem staje się odpowiedź na pytanie: co zrobić, aby zaoszczędzić czas? Albo chociaż uświadomić sobie jak go marnujemy.

Jednym z podstawowych elementów życia pozwalającego na funkcjonowanie we współczesnej rzeczywistości to potrzeba przemieszczania się. Potrzeba ta generuje stale narastające problemy komunikacji publicznej. Nieprzystosowana lub przestarzała infrastruktura komunikacyjna nie nadąża za potrzebami społeczeństwa. Niewielka prędkość środków masowego transportu, ogromne natężenie ruchu prowadzące do korków komunikacyjnych, przestarzałe technologie to tylko niektóre przyczyny uniemożliwiające szybką mobilność, co jest jednoznaczne ze stratą czasu.

Jedną z form rozwiązania wyżej opisanych problemów komunikacyjnych jest funkcjonująca już w niektórych krajach kolej dużej prędkości. Rewolucją może stać się projekt Hyperloop One, który obecnie jest w fazie przygotowawczej.

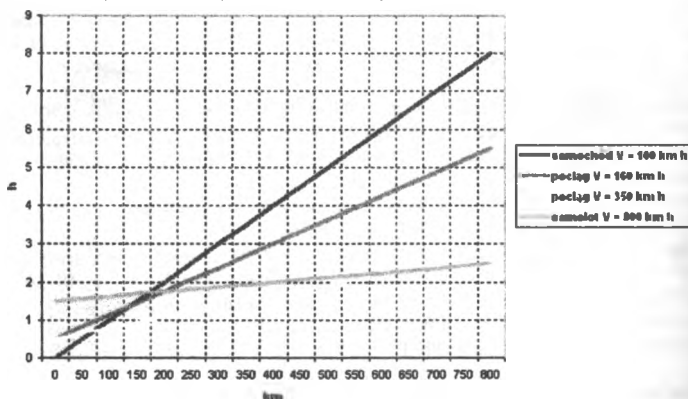
Artykuł przygotowano na podstawie analizy literatury fachowej i publikacji prasowych oraz socjologicznych metod badawczych, takich jak: ankieta i wywiad pogłębiony. Badania przeprowadzono wśród studentów i pracowników Wydziału Architektury, Budownictwa i Sztuki Stosowanych Wyższej Szkoły Technicznej w Katowicach, studiujących na kierunku budownictwo.

HYPERLOOP ONE – REWOLUCYJNE ROZWIĄZANIE

W celu przemieszczania się wybieramy różne środki transportu. W zależności od jego rodzaju i pokonywanego dystansu nasz czas podróży będzie różny. Krótkie odcinki lepiej pokonywać samochodem lub pociągiem tradycyjnym, proporcjonalnie do zwiększania się dystansu bardziej rentowna staje się szybka kolej i samolot. Ten ostatni porusza się wprawdzie najszybciej, ale za to tracimy sporo czasu na dojazd na lotnisko i odprawę.

Wykres 1.

Porównanie czasu podróży różnych środków transportu



Kolej ma tę przewagę, że dworce z reguły mieszczą się w centrach miast. Wadą natomiast jest to, iż nawet tzw. szybkie koleje poruszają się ze stosunkowo niewielką prędkością. Wprawdzie

² <https://prezi.com/-fftrh3lwlmq/czy-naprawde-zyjemy-coraz-szybciej/>

rekordy prędkości pociągów mogą wzbudzać wyobraźnię, jednak ich rzeczywista prędkość jest od tych rekordów znacznie niższa. Zakres pojęcia „kolej dużych prędkości” jest bardzo szeroki. Z technicznego punktu widzenia „szybka kolej” zaczyna się w miejscu, gdzie kończy się kolej „klasyczna”, a więc w sytuacji, gdy mamy do czynienia z prędkością 200-250 km/h. Jednak dla większości systemów narodowych, kolej konwencjonalnej prędkości kończy się na prędkości 160 km/h. Odnosząc się do pojęcia „kolei dużych prędkości” w najbardziej sformalizowany sposób, należy stwierdzić, iż wiąże się ono z prędkością 250 km/h lub większą³.

Hyperloop One to innowacyjny środek transportu pasażerskiego, który jest swoistą hybrydą samolotu i szybkiego pociągu. Hyperloop łączy zalety samolotu i pociągu, a jednocześnie pozwala uniknąć ich wad. System transportowy Hyperloop ma zostać w całości umieszczony na słupach. W długiej rurze będą się poruszały pojedyncze kapsuły z prędkością ponaddźwiękową około 1200 km/h.

Technologia zapowiada się bardzo interesująco. Daje nie tylko dużą prędkość, ale także bezpieczeństwo. Pod względem bezpieczeństwa system wydaje się być niemal niezawodny.

Kapsuły, zgodnie z projektem, mają się znajdować na magnetycznych płozach ze stopu wykorzystywanego przez Space X (odpornego na wysokie temperatury). Dzięki umieszczonym w kapsułach pompach oraz otworach w płozach pod kabinami będą tworzyły rodzaj poduszki powietrznej, dzięki której pojazdy będą lewitowały. Również w przypadku awarii zasilania pojazd nadal będzie lewitował, a dopiero po osiągnięciu prędkości minimalnej urządzenie dotknie ziemi⁴.

Całość polega na tym, że każda kapsuła ma kompresor, który zasysa powietrze z przodu pojazdu i podpompowuje je do tyłu i w mniejszym stopniu na boki. To napędza kapsułę i tworzy rodzaj poduszki powietrznej, w której się ta unosi.

Hyperloop nie będzie wymagał dodatkowej energii, gdyż na szczycie tunelu mają znajdować się panele słoneczne, które dostarczą więcej energii niż faktycznie będzie potrzebne. Jak widać, Hyperloop ma osiągać ogromne prędkości dzięki zredukowaniu do zera tarcia między pojazdem i ewentualnymi torami oraz oporów powietrza i przeciwdziałaniu ziemskiej grawitacji. Oczywiście pomoże też opływowy kształt kapsuły⁵. Każda kapsuła ma pomieścić 28 osób.

Zdjęcie 1.

Prototyp kapsuły Hyperloop One zaprezentowany na targach Inno Trans 2016 w Berlinie



W kapsułach pasażerowie będą podróżować w pozycji półleżącej, przypięci pasami do swoich foteli. Podczas jazdy nie będzie możliwości poruszania się po kapsule. By oszczędzić pasażerom klaustrofobicznych odczuć, ich uwagę ma zajmować rozbudowany system rozrywkowy, na ścianach mają być wyświetlane prezentacje.

Istotne jest to, iż Hyperloop może być zasilany w całości energią słoneczną, w przeciwieństwie dla energochłonnych kolei konwencjonalnych, jak i transportu lotniczego.

Pomysłodawca projektu Hyperloop One, miliarder Elon Musk, policzył, na przykładzie połączenia Los Angeles i San Francisco, że wprowadzenie w życie tego rewolucyjnego rozwiązania w transporcie

publicznym, powinno być tańsze niż budowa konwencjonalnej szybkiej kolei łączącej oba te miasta.

Interesująca dla Czytelnika polskiego i białoruskiego może być symulacja czasu przejazdu z Warszawy do Mińska (551 km). Biorąc pod uwagę odległość dzielącą te dwa miasta oraz dane projektu Hyperloop podróż powinna trwać nie więcej niż 40 minut pod warunkiem, że nie będzie na trasie żadnych przystanków (pociąg Intercity potrzebuje na pokonanie tej odległości 9 godzin, samochód 6 godzin 50 minut, natomiast samolot Iłgosz 10 min doliczając przejazd na lotnisko,

³ D. Bartoszek, Rola KDP w systemie transportowym. Wywiad z Ignaciem Barrómem de Angoitim, Infrastruktura Transportu 5/2011, s. 12-13

⁴ <http://gadzetomania.pl/2949,hyperloop-bez-tajemnic-elon-musk-opublikowal-szczegoly-systemu-transportu>

⁵ <http://www.spidersweb.pl/2015/06/hyperloop-problemy.html>

odprawę a po wylądowaniu oczekiwanie na bagaż a w końcu przejazd do centrum miasta czas podróży może się wydłużyć nawet do 4 godzin).

ANALIZA BADAŃ. Do celów niniejszej publikacji przeprowadzono badania (ankiety⁶) wśród 102 studentów Wydziału Architektury, Budownictwa i Sztuk Stosowanych w Wyższej Szkole Technicznej w Katowicach⁷, studiujących kierunek budownictwo na studiach niestacjonarnych. Wśród respondentów było 23 studentów ze specjalnością drogi kolejowe, prowadzonej w ramach kierunku budownictwo.

Ankieta zawierała 27 pytań, w tym 18 pytań skategoryzowanych oraz 9 pytań otwartych. W metryczce zadano 9 pytań pozwalających na poznanie głównych cech respondentów. Ankieta miała charakter anonimowy.

Pytania dotyczyły preferowanego środka transportu, czasu podróży, pokonywanej odległości, częstotliwości przejazdów oraz rodzaju i kosztów biletu. Ponadto ocenie została poddana istniejąca infrastruktura przekładająca się na czas przejazdu, komfort oraz bezpieczeństwo jazdy. Skoncentrowano się na transporcie kolejowym, dodatkowo poproszono respondentów, aby wyrazili swoje opinie na temat działających kolei dużych prędkości oraz wizji środków transportu publicznego, przede wszystkim kolei, w najbliższej przyszłości. Najistotniejsze pytania dla niniejszego opracowania dotyczyły projektu Hyperloop One (przed badaniem ww. projekt został respondentom przedstawiony).

W metryczce pytano o płeć, wiek, wykształcenie, kierunek studiów, miejsce zamieszkania i zawód.

Omówiona ankieta stanowi narzędzie badawcze pozwalające na poznanie opinii studentów na temat środków transportu publicznego, przede wszystkim transportu kolejowego, kolei dużych prędkości oraz projektu Hyperloop One.

Ponadto, przeprowadzono wywiad z kierownikiem kierunku budownictwo. Scenariusz wywiadu oparto na 20 pytaniach, które stanowią materiał uzupełniający do badań ankietowych. Uznano, że z racji swojego doświadczenia, jako wieloletni pracownik branży kolejowej oraz wykładowca akademicki, posiada większą wiedzę na nurtujący temat niż pozostali respondenci. Za prof. Jackiem Wódcem: *ekspertem jest każdy, kto ze względu na własną pozycję i możliwości posiadania informacji może dostarczyć tych informacji, pod warunkiem, że z treści wywiadu wynika, że nie jest on wyłącznie formalnie spełniającym swe funkcje, a faktycznie posiada więcej informacji niż przeciętny człowiek⁸.*

Analizę wyników badań rozpoczęto od charakterystyki populacji objętej badaniami, mając na uwadze zmienne społeczno-demograficzne, takie jak: płeć, wiek, wykształcenie, grupę zawodową oraz miejsce zamieszkania.

Ogółem badaniu poddano 102 studentów studiów niestacjonarnych, wszyscy pracujący, (respondenci zostali wyselekcjonowani w ten sposób, aby ich miejsce zamieszkania i miejsce pracy dzieliło co najmniej 25 km) z czego 23 badanych to kobiety, a 79 to mężczyźni. Najwięcej respondentów – 43 - jest w przedziale wiekowym 21-30 lat, między 31 a 40 rokiem życia na pytania odpowiadało 31 osób, w wieku 41-50 lat 27 osób, najstarszy badany (jedna osoba) przekroczył 60 rok życia.

Odpowiadając na pytanie: *Jakiego środka transportu Pan/Pani używa do codziennego przemieszczania się do miejsca pracy?* Większość wskazała na samochód prywatny lub służbowy, jako alternatywa najczęściej pojawiała się kolej. Respondenci są gotowi przesiąść się z samochodu na pociąg, jednak pod pewnymi warunkami. Najistotniejsze to: poprawa komfortu jazdy, poprawa bezpieczeństwa, możliwość zaparkowania pojazdu w okolicach przystanku kolejowego, zwiększenie częstotliwości kursów w godzinach szczytu oraz skrócenie czasu przejazdu. Cenę biletu jednorazowego uznano za zbyt wygórowaną, natomiast cenę biletu miesięcznego w większości zaakceptowano.

⁶ Głównym celem ankiety było zebranie opinii studentów dotyczących środków transportu publicznego (przede wszystkim kolei), kolei szybkich prędkości oraz projektu hyperloop one. Pytania ankietowe dotyczyły wyboru środka transportu, motywacji podróży oceny stanu istniejącego komunikacji publicznej i problemów związanych z mobilnością lub transportem. Ponadto ankieta umożliwiła wyrażenie opinii na temat kierunków rozwoju transportu, komunikacji i mobilności szynowej.

⁷ Wyższa Szkoła Techniczna w Katowicach – informacje ogólne

Wyższa Szkoła Techniczna w Katowicach powstała w 2003 roku. Jest pierwszą na Górnym Śląsku, niepubliczną wyższą uczelnią prowadzącą studia techniczno-artystyczne na dwóch wydziałach (Wydział Architektury, Budownictwa i Sztuk Stosowanych oraz Wydział Aktorstwa, Mediów i Reżyserii), która kształci inżynierów na kierunku mechatronika, informatyka i gospodarka przestrzenna, inżynierów i magistrów na kierunku architektura i budownictwo, magistrów na kierunku grafika, realizacja obrazu filmowego, telewizyjnego i fotografia; licencjatów i magistrów na kierunku architektura wewnątrz oraz licencjatów na kierunku wzornictwo.

⁸ J. Wódcz. *Z zagadnień organizacji życia społecznego w osiedlach*, Śląski Instytut Naukowy, Katowice 1982, s. 14

W pytaniu o wybór środka transportu w celu odbycia podróży służbowej do miejscowości oddalonej o więcej niż 200 km, kolejność była odwrotna. Większość odpowiadających na pytania wskazała na pociąg, samochód uplasował na drugim miejscu. Podróż służbową rozpatrzono w dwóch wariantach: pociągami pospiesznymi lub pociągami Intercity. W pierwszym przypadku wskazano podobne mankamenty jak powyżej, podróżując pociągami Intercity jedynie cena biletu została odebrana jako zbyt wysoka, chociaż odnotowano, iż w ostatnich miesiącach organizowano liczne promocje.

Respondenci pozytywnie wypowiadali się o kolejach dużej prędkości, z których korzystali poza granicami Polski. Widzieli w tym rozwiązaniu alternatywę dla podróży samolotem (jednak tylko w na pewnych odcinkach). Uznano, że krótka lista miejscowości zapewniająca odpowiedni dostęp do infrastruktury pozwalającej na możliwość podróżowania koleją dużej prędkości, znacznie ogranicza ofertę połączeń.

Przed podjęciem czynności badawczych, przedstawiono respondentom projekt Hyperloop One. Mimo zapewnień inwestora o szybkiej realizacji projektu, respondenci odnieśli się do przedsięwzięcia sceptycznie. Przeważali zwolennicy stworzenia infrastruktury pozwalającej na podróżowanie w Polsce kolejami dużych prędkości (najczęściej wymieniano kolej magnetyczną Madlev) niż niepewny, zdaniem pytanym, Hyperloop One.

Podsumowując, respondenci zauważyli braki infrastruktury kolejowej zarówno tej lokalnej, jak również interregionalnej i międzynarodowej. Preferowane są rozwiązania już sprawdzone, funkcjonujące w innych krajach, od tych będących obecnie w fazie testowej. Kolej odpowiednio rozbudowana i spełniająca wyżej wymienione warunki jest dobrze rokującym środkiem transportu publicznego, będącym alternatywą dla samochodów (przemieszczanie się na krótszych odcinkach) oraz samolotu (przemieszczanie się na dalszych trasach).

ZAKOŃCZENIE. Wartość czasu, mająca coraz większe znaczenie dla współczesnego społeczeństwa, jest zależna od wielu czynników, między innymi sytuacji rodzinnej, wykonywanego zawodu i przychodów. Postrzegana może być z punktu widzenia pracownika, pracodawcy i konsumenta. W kontekście podróży związana jest z jej charakterem i celem. Czas podróży służbowej jest najważniejszą jej cechą, przed komfortem, ceną i rodzajem środka transportu. Dostrzegalny jest związek rozwoju gospodarczego z motywacją ekonomiczną w zachowaniu użytkowników systemów transportowych. Koszty czasu podróży stanowią obowiązkową kategorię jako uwzględniana jest w projektach inwestycyjnych. Istnienie kolei dużych prędkości zmieniło kryterium podróży: odległość została zastąpiona czasem trwania podróży. Określenia funkcjonujące nadal, np. w Polsce (Poznań jest 300 km od Warszawy), nie jest używane we Francji, gdzie używa się określeń związanych z długością czasu podróży pociągami TGV (do Lyonu jest 2 godz. z Paryża).

Na podstawie wartości czasu zaoszczędzonego przez wielu podróżujących można obliczyć ogólne korzyści mające wymiar społeczny⁹.

Rozbudowa sieci linii dużych prędkości w wielu krajach wskazuje, że kolej staje się w wewnątrz krajowych przewozach pasażerskich zwycięzcą w konkurencji z transportem lotniczym. Obecnie walka trwa o połączenia międzynarodowe, w których projekt Hyperloop One może stać się rewolucyjny. Cena przejazdu, bezpieczeństwo podróży oraz czas wdrożenia projektu będą decydujące o powodzeniu całego przedsięwzięcia.

BIBLIOGRAFIA

1. Bartoszek, D. Rola KDP w systemie transportowym. Wywiad z Ignacio Barrómem de Angoitim // *Infrastruktura Transportu*. – № 5/2011. – S. 12–13.
2. [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://gadgetomania.pl/2949,hyperloop-bez-tajemnic-elon-musk-opublikowal-szczegoly-systemu-transportu>
3. [Электронный ресурс]. – Режим доступа: http://www.ns.szybkiekoleje.org.pl/pdf/paczka_2/30korzysci.pdf
4. [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://www.spidersweb.pl/2015/06/hyperloop-problemy.html>
5. [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://prezi.com/-ffrhr31wlmq/czy-naprawde-zyjemy-coraz-szybciej/>
6. Wódcz, J. *Z zagadnień organizacji życia społecznego w osiedlach* // Śląski Instytut Naukowy. – Katowice, 1982. – 14 p.
7. [Электронный ресурс]. – Режим доступа: www.wst.com.pl

⁹ http://www.ns.szybkiekoleje.org.pl/pdf/paczka_2/30korzysci.pdf

ЭКОЛОГИЧЕСКИЕ АСПЕКТЫ ВЫБОРА ТЕПЛОИЗОЛЯЦИОННЫХ СТРОИТЕЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ**Тур В.В., Шалобыта Т.П., Шалобыта Н.Н.**

Введение. В настоящее время человечество наблюдает признаки глобального изменения климата. Климатические изменения и ранее были в истории нашей планеты, однако впервые это связано с деятельностью человека, а скорость текущих изменений беспрецедентна. Хозяйственная деятельность человечества в течение последнего столетия привела к серьезному загрязнению нашей планеты разнообразными отходами производства. Углекислый газ, выделяемый при сгорании ископаемого топлива и кислорода, изменяет состав нашей атмосферы. Воздушный бассейн, вода и почва в районах крупных промышленных центров часто содержат токсичные вещества, концентрация которых часто превышает предельно допустимую. Нарушение природного состава атмосферного воздуха, загрязнение его посторонними вредными токсическими веществами, вызывают целый ряд патофизиологических изменений в организме человека [1]. Кроме того в последние годы к особенностям формирования климата следует отнести более частое прохождение теплых атмосферных фронтов, адвекций тепла и влияние циклональных процессов. Такая направленность атмосферной циркуляции стала одним из главных климатообразующих факторов и явилась причиной более частого формирования погод гипоксического типа (31%), которые являются неблагоприятными для метеочувствительных людей, страдающих хронической кислородной недостаточностью. Рост мощности ультрафиолетового излучения, достигающего поверхности Земли, оказывает все более существенное влияние на биологические, геохимические и физиологические процессы. Действие этого излучения вызывает у организмов поверхностные ожоги, разрушает иммунную систему, а также вызывает онкологические заболевания путем прямого и опосредованного воздействия на генетический материал клетки, вызывая необратимые повреждения. Спектр заболеваний, возникающих в популяциях вследствие загрязнения окружающей среды, крайне разнообразен: заболевания органов дыхания (в том числе бронхиальная астма, аллергический ринит, ХОБЛ); заболевания сердечно-сосудистой системы и желудочно-кишечного тракта; болезни крови и кроветворных органов; болезни кожи, нервной системы; эндокринные заболевания (в том числе диабет, тиреодит); новообразования, аллергозы; врожденные аномалии развития, осложнения беременности и родов [2] и др.

Процессы, происходящие в биосфере, неразрывно связаны между собой. По оценкам ученых, до 85% заболеваний человека может быть связано с негативными условиями окружающей среды, т.е. антропогенные факторы наносят огромный вред как природе в целом, так и здоровью человека.

Экологические и санитарно-гигиенические аспекты применения строительных материалов.

Глобальное изменение климата, загрязнение окружающей среды и последствия их влияния на экологическую обстановку в мире вызывают необходимость применения в технологических процессах материалов, снижающих эффекты от названных угроз. Одной из областей производства, потребляющей около 40% энергии и выделяющей около 30% углеродных выбросов, является строительство. В традиционном строительстве можно выделить ряд аспектов, которые способны вызывать беспокойство с точки зрения влияния на биосферу – это добыча сырья, производство строительных материалов, строительство энергетически неэффективных сооружений, безопасность материалов при эксплуатации, экологичность утилизации.

Производство строительных материалов (цемента, стеновых материалов, асбестоцементных изделий, строительной керамики, тепло- и звукоизоляционных материалов, строительного и технического стекла и т.д.), сопровождается выбросами в атмосферу пыли и взвешенных веществ (свыше 55% от суммарного выброса), окиси углерода, сернистого ангидрида,

окислов азота и др. В строительстве все отчетливее выявляется тенденция к химизации технологических процессов, использование в качестве добавок к строительному материалу (бетон, кирпич, железобетон, керамика, лаки, краски и др.) небезопасных отходов металлургической и нефтехимической промышленности. В окружающую среду со сточными водами и выбросами в атмосферу предприятий основного органического синтеза попадают вещества, обладающие мутагенным, гонадотоксическим, эмбриотоксическим, тератогенным и аллергогенным действием [3]. Физиологическое воздействие на человеческий организм таких используемых при производстве материалов веществ, как свинец, фосфор, кадмий, мышьяк, кобальт и др., чревато самыми серьезными последствиями, которые могут сказываться на протяжении значительного временного интервала, даже при незначительных по объему выбросах. Такие вещества угнетают кроветворную систему, вызывают многочисленные повреждения таких жизненно важных органов как печень, почки, лёгкие, головной мозг, увеличивая риск развития онкологических заболеваний, снижают сопротивляемость организма инфекциям и т.д. Пыль, содержащая соединения свинца и ртути, обладает мутагенными свойствами и вызывает генетические изменения в клетках организма. Среди взвешенных твердых частиц наиболее опасны частицы размером менее 5 мкм, которые способны проникать в лимфатические узлы, задерживаться в альвеолах легких, засорять слизистые оболочки, повышая восприимчивость организма к действию повреждающих агентов и снижая сопротивляемость инфекциям.

В течение всего жизненного цикла традиционных зданий, включающего их строительство и снос, 80–90% потребляемой энергии используется в эксплуатационной стадии для отопления, охлаждения, вентиляции, освещения здания и работы различных приборов. Остальные энергозатраты идут на производство и использование необходимых материалов. Такие показатели связаны с тем, что практически любой материал, используемый в современном типовом здании, появляется в результате энергоёмкой обработки. Цементные заводы, металлургические комбинаты, деревообрабатывающие и другие предприятия стройиндустрии, потребляют огромное количество энергии. Еще в конце 20 века американские экологи подсчитали: при строительстве и эксплуатации зданий используется около 40% всей потребляемой первичной энергии, 67% всего электричества, 40% всего сырья и 14% всех запасов питьевой воды, а также производится 35% всех выбросов углекислого газа и почти половина всех твердых городских отходов. Необходимость транспортировки товаров и услуг, доставки воды к зданиям и вывоза отходов также увеличивает количество выбросов, общее число которых составляет так называемый углеродный след. Таким образом, налицо широкий потенциал ресурсосбережения в данной сфере, что является одним из важнейших аспектов (и формулировки группы критериев) концепции экологичного строительства и эксплуатации зданий.

Энергоэффективность, «зеленые» технологии и экоустойчивое строительство и архитектура подразумевают защиту окружающей среды, уменьшение негативного влияния на природу, бережное использование природных ресурсов, создание более комфортной и здоровой для людей среды обитания и т.д. «Зеленые» стандарты призваны ускорить переход от традиционного проектирования и строительства зданий и сооружений к стратегии устойчивого развития, которая проповедует следующие принципы: безопасность и благоприятные здоровые условия жизнедеятельности человека; ограничение негативного воздействия на окружающую среду; учет интересов будущих поколений. Одно из принятых определений устойчивого развития – «развитие, которое способно обеспечить потребности настоящих и не ставит под угрозу возможности будущих поколений удовлетворять свои потребности».

Стратегической целью развития строительства является внедрение современных архитектурно-планировочных решений, исходя из критериев энергоэффективности, ресурсоэкономичности и экологической безопасности. Ускоряющееся развитие мировой экономики, увеличивающееся загрязнение окружающей среды, уменьшающиеся природные ресурсы стимулируют ведение сбалансированного процесса жизнеспособности здания.

В настоящее время, безопасность искусственной среды – места, где множество людей проводит большую часть своей жизни, приобретает большую актуальность. В зданиях вред-

ное влияние на здоровье людей могут оказывать использованные при строительстве материалы и изделия, слишком высокая или низкая температура в помещении, влажность, освещение, качество воздуха, шум, аллергены, вредный газ, ненадлежащее удаление сточных вод, дыма, твердых или жидких отходов и т.д. Например, формальдегид, который оказывает общетоксическое действие (раздражающее, алергогенное, мутагенное, сенсибилизирующее, канцерогенное), в воздух помещений поступает с выделением из полимерных стройматериалов, изоляции, древесно-стружечных плит, клеев. Кадмий поступает в окружающую среду при производстве цветных металлов, а также чугуна, стали, цемента; сжигании топлива, в результате выветривания и эрозии пластмассовых и металлопластмассовых изделий, красок, пигментов и клеящих материалов. Этот металл обладает гонадотропным, эмбриотропным, мутагенным и нефротоксическим действием. Наиболее опасным является суммарное воздействие мельчайших частичек токсичных веществ от разнообразных материалов, которое подсчитать практически невозможно и никакими гигиеническими нормами регламентировать нельзя. Здоровая, удобная, доступная, пригодная для использования и безопасная внутренняя среда и микроклимат повышают производительность труда, уменьшают выделяемые на здравоохранение средства, обеспечивают качество жизни. Строительные технологии, использующие мало энергии, не только уменьшат количество выбрасываемых в атмосферу загрязнений, вызывающих парниковый эффект, но и снизят общие расходы на эксплуатацию зданий. Политика охраны окружающей среды заставляет искать способы наилучшего использования производственных отходов и утилизации строительных материалов. Некоторые материалы могут подвергаться вторичной переработке, но лишь малая часть из них при рециклинге не выделяет вредных продуктов и не требует больших экономических затрат. Например, строительный мусор, образующийся после сноса старых зданий, по большей части нетоксичен, но его значительные объемы и сложность рециклинга составляют большую проблему. В некоторых случаях сомнителен даже тот факт, что вторичная переработка приведет к снижению экологической нагрузки по сравнению с первичным материалом. Кроме того, практика показывает, что любая система должна быть адаптирована под условия конкретной отрасли промышленности и региона.

Таким образом, к материалам, которые производятся для строительной отрасли, выдвигаются все новые требования, как по технологии получения, так и по вопросам применения и утилизации. Использование материалов с низким экологическим воздействием на протяжении всего жизненного цикла здания; повторное использование материалов; применение возобновляемых ресурсов; максимально близкое расположение заводов поставщиков строительных материалов является элементом обеспечения устойчивого развития.

Выбор теплоизоляционных материалов

Возможно, самым действенным способом того, как можно снизить экологическое влияние, оказываемое построенным зданием, это запроектировать его с учетом наиболее оптимального использования энергии. Здание воздействует на окружающую среду в течение всего срока своей эксплуатации, и потребление энергии, в данном случае, является доминирующим фактором влияния. Энергопотребление влияет на изменения климата, количество природных ресурсов, здоровье человека, комфорт проживания и расходы населения. На отопление дома идет 60% энергопотребностей всего сооружения. В свою очередь, требования к отоплению и охлаждению воздуха в зданиях существенным образом зависят от уровня и качества имеющейся в них теплоизоляции. Теплоизоляция зданий является важным фактором, обеспечивающим температурный комфорт пользователя, особенно в условиях экстремальных температур зимой и летом. Теплоизоляция обеспечивает снижение нежелательных потерь тепла или чрезмерного нагрева воздуха в помещениях зданий, а соответственно расходов на обогрев или кондиционирование. Правильная теплоизоляция здания позволяет, кроме того, получить дополнительную выгоду при снижении нежелательных выбросов в атмосферу, главным образом, CO₂. Энергоэффективное строительство на практике предполагает использование природных строительных материалов, которые могут находиться вблизи строительной площадки. Такой подход снижает неблагоприятные последствия для окружающей среды и транспортные расходы [4].

Строительство энергоэффективных домов в сочетании с новыми источниками энергии является ядром энергетической политики, закрепленной рядом Директив Европейского Союза, в рамках которых поощряется максимальное снижение потребления энергии в зданиях насколько это возможно «asmuchaspossible» (Directive 2012/27/EU, Directive 2002/91/EU, Directive 2006/32/EU, Directive 2005/32/EU) [5, 6].

В технической литературе предложено довольно много различных классификаций теплоизоляционных материалов. В работе [7] Steidl предложил деление теплоизоляционных материалов на следующие группы:

- материалы, имеющие способность к биологическому разложению (biodegradable), например, материалы, состоящие из волокон льна и синтетического волокна (фибра), FLA-SHAUS, 2012;

- вакуумные материалы (материалы VIP типа, vacuuminsulatedpanel);
- изоляционные материалы, поглощающие солнечную энергию (solar type).

Vjörn[8], предложил альтернативную классификацию теплоизоляционных материалов:

- традиционные (traditional)– минеральная вата, вспененный (EPS) и экструдированный полистирол (XPS), целлюлоза, пробка, полиуретан (PUR);

- новые (stateofart)– вакуумные изоляционные панели (VIP), газонаполненные панели (GFP), аэрогели, материалы с изменением фазового состояния (PCM);

- перспективные (possiblefuture)– вакуумная изоляция материалов (VIM), газовые изоляционные материалы (GIM), наноизоляционные материалы (NIM), динамические изоляционные материалы (DIM), бетон с применением наночастиц NIM's (NanoCon).

При выборе теплоизоляционного материала в первую очередь учитывается значение коэффициента теплопроводности (таблица 1). Кроме того утеплитель, как и все остальные элементы конструкции дома, должен быть технологичным, долговечным и экологически безопасным. Тенденции рынка однозначно указывают на необходимость повышения уровня экологических требований к теплоизоляционным материалам в целом и к рассматриваемым в частности. Тем не менее, серьезных научных исследований по экологии строительных материалов пока недостаточно. В связи с таким интересом необходима разработка методики оценки экологической безопасности пористых полимерных утеплителей и неорганических волокнистых теплоизоляционных материалов на основе системного и комплексного подхода с учетом достижений ученых, представителей производства, архитекторов, строителей и тех, кто на практике эксплуатирует конструкции и здания с использованием таких материалов.

Одним из наиболее часто применяемых теплоизоляторов является пенополистирол (в т.ч. экструдированный). Главный недостаток всех видов пенополистирола – его слабая изученность именно как строительного материала. Свойства пенополистирола, в т.ч. отрицательные, исходят из его природы как полимера. Стабильность его теплофизических характеристик во времени в большой степени зависит от технологии изготовления и совместимости с другими строительными материалами в конструкциях стен и покрытий. Пенополистирол в результате естественной деструкции может выделять бензол и толуол. Точное действие многих синтетических химических веществ на окружающую среду и организм человека до сих пор полностью не исследовано. Ситуация еще больше усложняется в том случае, если речь идет об одновременном суммарном воздействии нескольких химических веществ. Нельзя не учитывать и воздействия ряда случайных эксплуатационных факторов, ускоряющих естественный процесс деструкции пенополистирола. Кроме того, поведение пенополистирола при пожаре значительно его отличает от других теплоизоляционных материалов. Это горючий материал, который имеет высокую токсичность и дымообразующую способность. Такие свойства как пожарная опасность, недолговечность, экологическая опасность пенополистирола требуют дополнительных исследований. Аналогичные выводы можно сделать, рассматривая и другие виды полимерных утеплителей.

При изготовлении жестких и полужестких волокнистых изделий минеральное волокно пропитывается распыленным синтетическим связующим. Характер распределения полимера в таком изделии предполагает его высокую удельную поверхность. Это снижает долговечность, создает опасность токсичных выделений в окружающую среду, особенно при пожарах. Что касается экологических проблем, не связанных с полимерной связкой, а касающихся собственно минеральных волокон, то в настоящее время нет однозначного ответа на опасность влияния волокон, особенно супертонких. Неорганические волокна с течением времени крошатся на все более короткие отрезки - микрочастицы, которые оседают в легких и приводят к образованию заболеваний (дерматозы, обструктивный бронхит, бронхиальная астма и др.). В рамках исследования особенностей неорганических волокнистых теплоизоляционных материалов следует обращать внимание на эмиссионную активность материалов как на стадии их производства, так и для уже готовой продукции. При этом отслеживают эмиссии волокна и токсичных компонентов связующего. Важно увязать эти параметры безопасности с

характеристиками качества теплоизоляционного материала. При этом следует учитывать вклад заводов по производству минеральной ваты в общее загрязнение компонентов среды по определенным параметрам (веществам).

Таблица 1. Важнейшие технические характеристики теплоизоляционных материалов

Тепло- изоляционный материал	Вспененный пенополисти- рол XPS EN13 164:2008	EPSэкстру- ди- рованный- пенополи- стирол EN13163:200 8	Минеральная вата EN13162:200 8	Пено- полиуретан EN13165:2008	Эковата ETA- 05/0186
Показатель					
Средняя плот- ность [кг/м ³]	28...32	14...19	100...170	30...60	32...65
Коэффициент тепло- проводности [Вт/мК]	0,030...0,040	0,031...0,04 2	0,036...0,045	0,023...0,035	0,040...0, 043
Водо- поглощение	После дли- тельного по- гружения – не более 3%	Не более 5%	После длитель- ного полного погружения не более 3%	После длитель- ного полного погружения не более 5%	Не более 5%
Огнестойкость	E	E	A1	E	B2

Одним из элементов, обеспечивающих устойчивое развитие, является рациональное использование отходов сельскохозяйственного производства. Костра льна, остающаяся после его переработки, может в данном контексте рассматриваться как довольно эффективный органический материал, улучшающий свойства строительных композитов.

Направления современных исследований и практического применения таких композитов определено как «green approach» и связано с переходом от применения ограниченных по своим запасам и невозобновляемых материалов, к легко возобновляемым природным материалам растительного происхождения.

Применение натуральных, как собственно волокон, так и отходов от переработки растений, в качестве армирующих элементов композитных материалов, является одним из наиболее важных исследовательских задач современных материаловедческих исследований [9, 10].

Таблица 2. Применение наполнителей растительного происхождения для тепло(звуко)изоляции

<i>Отходы сельскохозяйственного производства</i>	
Наполнитель	Применение
Солома зерновых культур	Прессованные блоки, маты для стен, плиты из рубленой соломы на неорганическом связующем (жидкое стекло), заполнители для арболита, торфяных блоков (геокар)
Льняная костра	Насыпная костра используется для утепления межэтажных перекрытий, полов и чердачных помещений; костроплиты на синтетических связующих, жидком стекле и бутадиен-стирольном латексе, битумной эмульсии (костроэмульбит), заполнители для арболита, торфяных блоков (геокар), композиционная фанера, комбинированные древесностружечные плиты, плиты без вяжущего; костробетон (плиты, блоки)
Лузга подсолнечника	Плиты на мочевиноформальдегидном связующем
<i>Отходы растительного происхождения</i>	
Тростник	Плиты, прошитые проволокой
Камыш	Прессованные плиты (камышит), камышеволоконистые плиты, плиты из отходов камыша с синтетическими смолами, маты, камышебетон (блоки, плиты)

Изоляционные материалы, изготавливаемые из льноволокна, представлены широким диапазоном изделий (таблица 2). Их преимущества заключены в том, что получают такие материалы из возобновляемых источников и им присуща способность к биологическому разложению. Например, в одном из предложений [9], теплоизоляционный материал содержит 80% льняного волокна, 10% картофельного крахмала и 10% агента, повышающего огнестойкость (sodiumoctaborat). Изделия из льняного волокна относятся к классу огнестойкости согласно EN 13501-1. Такие материалы позволяют достаточно хорошо регулировать влажность в помещениях и, одно из главных преимуществ, легко подвергаются переработке. Обычно, коэффициент теплопроводности составляет $\lambda=0,038$ Вт/мК при плотности 30...50 кг/м³.

Оценка жизненного цикла (LCA).

Оценка жизненного цикла - это процесс оценки экологических воздействий, связанных с продуктом, процессом или другим действием путем определения и количественного вычисления: объемов потребленной энергии, материальных ресурсов и выбросов в окружающую среду; количественной и качественной оценки их воздействия на окружающую среду; определения и оценки возможностей для улучшения экологического состояния системы.

К негативным экологическим эффектам по жизненному циклу материала относят: истощение ресурсов; загрязнение атмосферы; загрязнение водной среды; уничтожение почвенного покрова; изменение ландшафта; возникновение техногенных ландшафтов; опасное шумовое загрязнение; образование отходов; нарушение природного равновесия в экосистеме; уничтожение, деградация, угнетение растительности; ликвидация мест гнездовий птиц; распугивание животных, нарушение путей их миграции; изменение гидрогеологического режима; изменение напряженного состояния пластов Земли и др.

В 90-е годы в секторе строительства и недвижимости был разработан ряд методов оценки степени «зелёности» проектируемых и уже существующих зданий. Они включают в себя очень детализированные методы оценки жизненного цикла зданий, учитывающие экологические воздействия строительных материалов, которые заключаются в них самих, и те, которые проявляются только во время их эксплуатации, а также методы более высокого уровня, оценивающие лишь влияние самого здания на окружающую среду. Для оценивания влияния на окружающую среду последовательных этапов строительного процесса применяют т.н. LCA (LifeCycleAssessment) анализ, представленный в работах ряда авторов [4]. Метод LCA (оценки жизненного цикла) в 1998 г. был формализован в ISO 14040-43 (ГОСТ Р ИСО 14040). Взамен этого документа в 2006 г. были выведены ISO 14040 и ISO 14044. Разработанные процедуры позволяют рассчитать массовые значения параметров, характеризующих влияние, которое оказывает строительный процесс на окружающую среду и рассчитать результирующий параметр P_t (например, SimaPro 7.1, Ecoindicator 99).

Таблица 3. Результаты LCA анализа теплоизоляционных материалов [4]

Категории воздействия	EPS (плита) [200 кг/м ³]	EPS (гранулы) [330 кг/м ³]	EPS [15 кг/м ³]	Минеральная вата [120 кг/м ³]	PUR [45 кг/м ³]	Эковата [60 кг/м ³]
Канцерогены	0,028	0,447	0,008	0,234	0,091	0,020
Выбросы органические	0,004	0,000	0,002	0,007	0,007	-0,01
Выбросы неорганические	1,034	1,629	0,639	1,564	4,155	-0,272
Изменение климата	0,604	0,473	0,166	0,773	0,743	-0,040
Излучения	0,006	0,001	0,000	0,016	0,004	0,000
Озоновый слой	0,000	0,000	0,000	0,001	0,000	0,000
Экотоксичность	0,054	0,037	0,004	0,129	0,113	-0,016
Закисление/Эвтрофикации	0,191	0,193	0,113	0,509	0,478	-0,067
Землепользование	0,096	0,101	0,000	0,143	0,034	0,006
Минералы	0,018	0,006	0,000	0,010	0,053	-0,001
Ископаемое топливо	3,665	3,148	3,273	4,723	10,383	-0,460
Всего	5,699	6,035	4,205	8,108	16,062	-0,832

Таблица 4. Результаты LCA анализа теплоизоляционных материалов [4]

Категории опасности	EPS(плита)	EPS (гранулы)	EPS	Минеральная вата	PUR	Эковата
Здоровье человека	1,676	2,551	0,815	2,594	5,001	-0,292
Качество экосистемы	0,340	0,329	0,117	0,782	0,625	-0,078
Сырье	3,683	3,154	3,273	4,733	10,436	-0,461
Всего	5,699	6,035	4,205	8,108	16,062	-0,832

Значение $1P_t$ представляет (10^3) годовую нагрузку на окружающую среду, приходящуюся на одного жителя Европы. Это значение рассчитывается делением общего значения нагрузки на окружающую среду в Европе на число жителей в Европе и последующим умножением на масштабный коэффициент, равный 1,0.

В таблицах 3 и 4 приведены результаты анализа LCA, выполненные в работе [4] для производства и применения основных теплоизоляционных материалов (на 1 м^3 материала).

Как видно из результатов, представленных в таблицах 3, 4, наибольшее влияние на окружающую среду среди проанализированных теплоизоляционных материалов оказывает пенополиуретан ($16,062P_t$). Это примерно в два раза больше, чем при производстве минераловатных плит. Такие показатели характерны для всех полимерных утеплителей в строительстве, а это в основном пенопласты – дисперсные полимерные системы. Это органические соединения, с высокой поверхностью контакта с газовой средой, которая вне зависимости от начального состава полимерной композиции со временем неизбежно замещается на воздух. Это связано с тем обстоятельством, что при контакте органического соединения с воздухом, оно будет окисляться кислородом, а продукты окисления могут быть токсичными. Все пенопласты имеют негативные эксплуатационные особенности: деструкция материала в течение короткого времени под действием кислорода воздуха даже при обычной температуре [11], превышение концентрации ядовитых веществ, пожарная опасность, содержание в дыме при пожаре ядовитых органических соединений, недолговечность (значительно ниже срока службы здания).

Отрицательное значение показателя для природных материалов, обозначенных как экофибра, показывает экологические преимущества уже на этапе изготовления. Это обусловлено применением природных возобновляемых материалов (целлюлоза, лен, конопля и др.).

Оценивание экологических издержек и экологической прибыли от применения теплоизоляционных материалов

Экологические издержки (ecologicalcosts) обычной тепловой изоляции для наружных стен (на 1 м^2) согласно [4] определяют по формуле:

$$K_s = d \cdot K_t \quad (P_t/\text{м}^2), \quad (1)$$

где K_t – результат расчета LCA на 1 м^3 теплоизоляционного материала ($P_t/\text{м}^3$);

d – толщина слоя теплоизоляционного материала, м.

Экологическая прибыль (ecologicalbenefits) в период использования (эксплуатации) здания в результате применения теплоизоляционного материала согласно [4] рассчитывается по формуле:

$$Z_s = (E_{U0} - E_U) \cdot n / P, \quad (2)$$

где E_{U0} – результат расчета LCA для одного года эксплуатации здания, у которого наружная стена имеет коэффициент теплопередачи U_0 (без внешней теплоизоляции), $P_t/\text{год}$;

E_U – результат расчета LCA для одного года эксплуатации здания, у которого наружная стена имеет коэффициент теплопередачи U с учетом тепловой изоляции, $P_t/\text{год}$;

n – срок службы здания;

P – площадь поверхности наружных стен здания.

Значение E_U (как E_{U0}) определяют по формуле:

$$E_U = D_E \cdot K_e \quad (P_t/\text{год}), \quad (3)$$

где D_E – потребность в тепловой энергии для всего здания ($\text{кВт}/\text{год}$);

K_e – результат расчета LCA для получения 1кВт тепловой энергии для обычных источников энергии (P_i / кВт).

Для расчета D_E за срок эксплуатации используют, как правило, специальные программы (например, HerzOZC[12]).

В настоящее время недостаточно информации об экологических свойствах многих строительных материалов, особенно новых материалов. Кроме того, при выборе, например, теплоизоляционного материала не учитывается, какие (и в каком количестве) вспомогательные материалы потребуются для его надежного использования; некоторые производители сознательно завышают срок эксплуатации своего продукта, вводя потребителя в заблуждение. По большому счету следует согласиться с утверждением, что ни один материал, используемый в строительстве, не может быть назван абсолютно экологически чистым, так как ни один материал не может быть изготовлен без затрат материальных ресурсов и энергии.

Заключение.

Нарушение природного состава атмосферного воздуха, ухудшение экологической ситуации вызывают целый ряд патофизиологических изменений в организме человека. Антропогенные факторы оказывают все большее влияние на биосферу, вызывая рост численности заболеваний, в том числе и таких опасных, как поллиноз, аллергический дерматит, опухоли, отек Квинке, астма, диабет, провоцируя генные мутации. Строительство энергоэффективных домов в сочетании с новыми источниками энергии позволяет значительно сократить потребление энергии в зданиях и тем самым снизить эффекты от названных угроз. Использование природных строительных материалов, которые могут находиться вблизи строительной площадки, снижает неблагоприятные последствия для окружающей среды. Применение натуральных, как собственно волокон, так и отходов от переработки растений, в качестве армирующих элементов композитных материалов, является одной из наиболее важных исследовательских задач современного материаловедения.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Гигиена с основами экологии человека: учебник - Архангельский В.И. и др.; под ред. П.И. Мельниченко. 2010. - 752 с.: ил.
2. Проскурина А.С., Невзорова Е.В., Гулин А.В., Засядько К.И. Состояние репродуктивной системы женщин в условиях неблагоприятной экологической обстановки окружающей среды // Вестник Тамбовского университета. Серия: Естественные и технические науки. 2015. №2.
3. Валеева Э.Т., Бакиров А.Б., Каримова Л.К., Галимова Р.Р. Профессиональные заболевания и интоксикации, развивающиеся у работников нефтехимических производств в современных условиях // Экология человека. 2010. №3.
4. Eco-efficient construction and building materials woodhead Publishing Limited, 2014 / Edited by F. Pacheco–Torgal– 630 p.
5. Directive 2002/91/EU (2002) Directive of the European Parliament and of the Council 2002/91/EC of 16 December 2002 on the energetic performance of building.
6. Directive 2005/32/EU (2005) Directive of the European Parliament and of the Council 2005/32/EC of 6 July 2005 establishing a framework for setting requirements of eco-project for energy-using products and amending Council Directive 92/42/EEC, and Directive of the European Parliament and of the Council 96/57/EC and 2000/55/EC.
7. Steidl T. Thermal insulation of today and tomorrow / *Energia i Budynek*, №34, p. 17-21.
8. Bjørn P. J. Traditional, states-of-art and future thermal building insulation materials and solutions-properties, requirements and possibilities / *Energy and Building*, №43, 2011, p. 2549-2563.
9. Stevulova N., Cigasova J., Sicakova A. Lightweight Composites Based on Rapidly Renewable Natural Resource / *Chemical Engineering Transactions*, vol. 35, 2013– p. 589-594.
10. Cigasova J., Stevulova N., Jurak J. Influence of binder nature on properties of lightweight composites based on hemp hurds / *International Journal of Modern Manufacturing Technologies*, vol. V, №2, 2013. – p. 27-36.
11. Филатов И.С. Климатическая устойчивость полимерных материалов.- М.: Наука.– 1983.- 216 с
12. Herz OZC Available From: <http://www.sankom.pl/program-auditor-ozc-3d> (accessed 04 October 2012).

ОЦЕНИВАНИЕ ПРОЧНОСТИ БЕТОНА НА СЖАТИЕ В СУЩЕСТВУЮЩИХ КОНСТРУКЦИЯХ

Тур В.В., Дерченник С.С., Колевчук В.В.

ВВЕДЕНИЕ

В последние годы значительно возросла популярность методов оценивания *in-situ* прочности бетона при применении приборов неразрушающего контроля либо комбинаций результатов непрямых испытаний с результатами испытаний выбуриваемых кернов. Это обусловлено, с одной стороны, появлением на рынке большой гаммы электронных и электронно-механических приборов с блоками обработки информации (что, якобы, позволяет повысить оперативность контроля), а с другой стороны – совершенно необоснованными записями в нормативных документах, введенных на территории Республики Беларусь в качестве межгосударственных стандартов.

Так, межгосударственный стандарт ГОСТ 18105 [1] содержит в п. 4.3 запись, в соответствии с которой только *«в исключительных случаях (при невозможности проведения сплошного контроля прочности бетона монолитных конструкций с использованием неразрушающих методов) допускается определять прочность бетона по контрольным образцам, отобраным из конструкций»*.

Внесение данного требования в ГОСТ 18105 [1] привело к тому, что представители органов технического надзора (равно как и других контролирующих органов), возвели неразрушающий контроль в ранг процедуры, заменяющей прямое оценивание соответствия прочности бетона по выбуренным кернам, а также по контрольным образцам, изготавливаемым при производстве бетона на строительном объекте, что полностью противоречит требованиям Технического регламента. При этом по результатам неразрушающего контроля прочности бетона пытаются судить о качестве работы предприятий, производящих бетон. Порядок проведения процедуры оценивания соответствия прочности бетона является предметом отдельного анализа и не рассматривается в данной статье. Следует отметить лишь одно замечание, содержащееся в СТБ EN 13791 [2]: *«неразрушающие методы контроля прочности не заменяют процедуры испытаний и оценивания соответствия по СТБ EN 206 [3]»*.

Согласно [2], непрямыми (неразрушающие или квази-неразрушающие) методы испытаний при оценивании прочности бетона в конструкции следует применять в следующих случаях:

- при внесении изменений в план эксплуатации и перепроектировании существующих конструкций зданий и сооружений;

- для получения исходных данных, необходимых при выполнении проверок предельных состояний конструктивных элементов, в тех случаях, когда существуют сомнения относительно фактической прочности бетона на сжатие в конструкции из-за некачественного выполнения работ, дефектов и повреждения бетона;

- при оценивании текущих значений прочности необходимо выполнять в процессе строительства, что предусматривается разработанной системой контроля качества;

- при выполнении проверок предельных состояний конструктивных элементов в тех случаях, когда изготовителем установлено и декларировано несоответствие прочности бетона при проведении испытаний по СТБ EN 206 [3];

- при оценивании соответствия прочности бетона на сжатие в конструкции (монолитного бетона), если это установлено требованиями спецификации или действующего стандарта, а также для выполнения производственного контроля при изготовлении изделий на предприятиях сборного железобетона.

Как следует из представленного перечисления, главной целью испытаний, выполняемых на существующей конструкции, является не выявление класса бетона по прочности на сжатие (что уже само по себе бессмысленно в полевых условиях), а установление значения характеристической прочности.

При этом в качестве основного (реферативного) метода оценивания *in-situ* прочности бетона на сжатие выступают прямые испытания образцов – кернов, выбуриваемых из конструкции, а неразрушающие (косвенные) методы оценивания рассматриваются в качестве альтернативы.

В Республике Беларусь параллельно действует несколько стандартов, имеющих непосредственное отношение к оцениванию *in-situ* прочности бетона на сжатие в существующих конструкциях: СТБ 2264 [5], СТБ EN 13791 [2], ГОСТ 18105[1]. При этом, необходимо отметить, что два из них (СТБ 2264 и СТБ EN 13791) в настоящее время находятся в стадии переработки.

Многообразие стандартов, содержащих не только различные, но и в ряде случаев противоречивые требования, вызывает недоумение у практикующих инженеров ввиду неопределённости, связанных с оцениванием прочности бетона в существующих конструкциях. Так, трудно объяснить, почему, используя одну и ту же выборку данных (или пары данных), но различные стандарты, результаты оценивания как собственно *in-situ* прочности на сжатие, так и характеристической прочности бетона существенно отличаются. При этом совершенно непонятно, какие из полученных результатов следует считать достоверными.

В общем случае процедура оценивания *in-situ* прочности бетона в существующих конструкциях включает следующие основные этапы:

1. Градуировка – установление надёжных корреляционных зависимостей между *in-situ* прочностью бетона и косвенной характеристикой применяемого прибора неразрушающего контроля.

Здесь следует оговориться, что одной из наиболее распространённых ошибок при выполнении оценивания *in-situ* прочности бетона с привлечением приборов неразрушающего контроля является применение в качестве градуировочных зависимостей т. н. универсальных или базовых зависимостей, прописанных в измерительном алгоритме прибора. На данный шаг пользователя подталкивает сам факт наличия такой зависимости в программном обеспечении, заложенном в приборе (что декларируется изготовителем) и связанная с этим иллюзия получения достоверного результата испытаний, т. к. он индицируется в единицах прочности.

Следует отметить, что в версии межгосударственного стандарта ГОСТ 22690 [4], введённого в Республике Беларусь в 2016 году, появилась следующая важная запись: *«Показания приборов, градуированных в единицах прочности бетона, следует рассматривать как косвенный показатель прочности бетона. Указанные приборы следует использовать только после установления градуировочной зависимости “показание прибора – прочность бетона” или привязки установленной зависимости в приборе»*.

2. Подготовка исходных данных для оценивания, полученных либо прямыми испытаниями кернов, выбуренных из конструктивного элемента, либо косвенными методами неразрушающего контроля с учётом оценённых неопределённостей получения результатов. Следует отметить, что важным вопросом в данном случае является статистическое оценивание выбросов.

3. Оценивание результатов испытаний с применением адекватных критериев для проверок, получаемых эстиматоров квантилей, соответствующих характеристической *in-situ* прочности бетона.

В данном случае следует различать две возможные процедуры оценивания:

а) оценивание соответствия прочности поставленного бетона классу бетона по прочности на сжатие, указанному в спецификации. В этом случае применимы критерии, разработанные для оценивания соответствия в рамках производственного контроля, как это, например, определено в СТБ EN 206 [3];

б) установление характеристической *in-situ* прочности бетона в существующей конструкции как базовой характеристики для проверок предельных состояний конструктивного элемента. Разработка методов оценивания эстиматора квантиля является задачей довольно непростой. Особенно когда подобное оценивание необходимо выполнять, опираясь на ограниченные выборки результатов испытаний, как это имеет место при испытаниях выбуренных кернов.

Учитывая то обстоятельство, что в настоящее время выполняется переработка как европейского EN 13791 (CEN TG250/SC2), так и национального СТБ 2264 (ТКС8) стандартов, представляется целесообразным рассмотреть некоторые ключевые положения, касающиеся как процедур получения адекватных результатов испытания *in-situ* прочности, так и методов оценивания характеристической прочности в соответствии с поставленной целью. В данной статье коснёмся только некоторых ключевых моментов оценивания *in-situ* прочности бетона. Так, например, соотношение размеров выбуренных кернов является вопросом, требующим отдельного рассмотрения.

ГРАДУИРОВОЧНЫЕ ЗАВИСИМОСТИ

В отличие от стандарта СТБ 2264 [5] как прежняя, так и новая версия стандарта EN 13791 [2] допускают два альтернативных подхода к построению градуировочных зависимостей:

Альтернатива 1: применение регрессионного анализа при наличии не менее 18 пар результатов. Под *парой результатов* понимают среднее значение косвенной характеристики прочности, полученной косвенным измерением (например, метод упругого отскока), и результат прямого испытания контрольного образца (например, выбуренного керна) бетона из одного и того же места.

Альтернатива 2: градуировка с помощью, предварительно установленной т. н. базовой кривой, включённой в стандарт. В соответствии с новой версией стандарта данная альтернатива может применяться в тех случаях, когда получено от 6 до 11 пар результатов.

Базовые кривые, внесённые в стандарт, установлены, опираясь на обширные базы данных, полученных для конкретных приборов неразрушающего контроля при испытаниях различных видов бетона с различными заполнителями, содержанием вяжущего, влажностью и т. д. [6].

Следует отметить, что при *альтернативе 1* стандарт СТБ EN 13791 [2] не даёт подробных и точных указаний относительно принятых (требуемых) доверительных пределов (в частности нижнего доверительного предела) и обеспеченности $(1-\alpha)$ градуировочной зависимости.

Стандарт СТБ 2264 [5] опирается при построении градуировочных зависимостей исключительно на регрессионный анализ (функция линейной регрессии вида $f_{c, cube, F} = a_0 + a_1 H$ с доверительным интервалом $\pm \sigma$), в то время как EN 13791 содержит смещённые оценки.

При этом ни один из рассматриваемых стандартов [2,5] не содержит конкретных указаний относительно неопределённости и методов их учёта при построении регрессионных моделей. Вместе с тем указано, что регрессионный анализ должен обеспечивать получение «наиболее подходящей кривой» (*the best fit line curve*).

Принимая во внимание неопределённости регрессионного анализа, СТБ EN 13791 [2] устанавливает, что «градуировочная зависимость должна быть определена на уровне нижнего 10% квантиля прочности», т. е. доверительный предел должен обеспечивать покрытие 90% результатов оценивания прочности с обеспеченностью $(1-\alpha) = 0,95$.

Получение аналитической зависимости для вычисления доверительных пределов при принятых ограничениях является довольно сложной задачей. Поэтому в специальной литературе содержится ограниченное число таких зависимостей [6].

Точное решение содержится, например, в работе De Gruze [7] для простого случая расчёта одностороннего доверительного предела (определённого без учёта ошибки измерительного прибора, т. н. *error in x*) для линейной регрессии:

$$y_{LT}(x) = \hat{y}(x) - i'_{\alpha, n-2, \delta} \cdot \hat{\sigma} \cdot A. \quad (1)$$

После преобразований, выражение (1) может быть записано в виде:

$$y_{LT}(x) = \hat{y}(x) - \hat{\sigma} \frac{\Phi^{-1}(p) + A \cdot \Phi^{-1}(1-\alpha) \sqrt{1 + \frac{1}{n-2} \left(\frac{\Phi^{-1}(p)^2}{A^2} - (\Phi^{-1}(1-\alpha))^2 \right)}}{1 - \frac{(\Phi^{-1}(1-\alpha))^2}{2(n-2)}}. \quad (2)$$

Пояснения к переменным, входящим в формулы (1) и (2), приведены в [6]. Разности $(y_i - \hat{y}_i)$ в формулах (1) и (2) являются независимыми, имеют нормальное распределение и постоянную вариацию для любых \hat{y}_i .

В случае применения *альтернативы 2* используют регрессионный анализ только для оценки одного параметра – смещения Δf базовой кривой.

Для соответствующих методов неразрушающего контроля детальные правила преобразования базовых кривых по результатам прямых испытаний приведены в СТБ EN 13791 [2].

Необходимо заметить, что оба стандарта (СТБ 2264, EN 13791) содержат методологию преобразования результатов косвенных измерений в *in-situ* прочности для конкретного участка конструкции в соответствии с правилами построения градуировочных зависимостей. Вместе с тем, ни один из стандартов не содержит указаний, относящихся к оцениванию характеристической *in-situ* прочности бетона, опираясь на полученные (оценённые) единичные результаты. Вместе с тем, процедура дальнейшего использования исходных данных для получения значений характеристической прочности не так проста, как это может показаться на первый взгляд.

Проиллюстрируем это оцениванием, выполненным по трём выборкам пар значений (косвенная характеристика – прочность испытанного образца в прессе), происходящих из бетона одного класса, уложенного в одну конструкцию (всего участвовало 44 пары значений). Была выполнена следующая процедура оценивания. Для нулевой выборки, содержащей 18 пар результатов испытаний, были построены градуировочные зависимости по правилам EN13791 (регрессионный анализ AL1, метод базовой кривой AL2) по СТБ 2264 [5] и с использованием зависимости по формуле (2), учитывающей скедастичность (см. рис.1). Затем полученные градуировочные зависимости были применены для конвертации результатов косвенных измерений в *in-situ* прочность для последующих выборок 1, 2, 3.

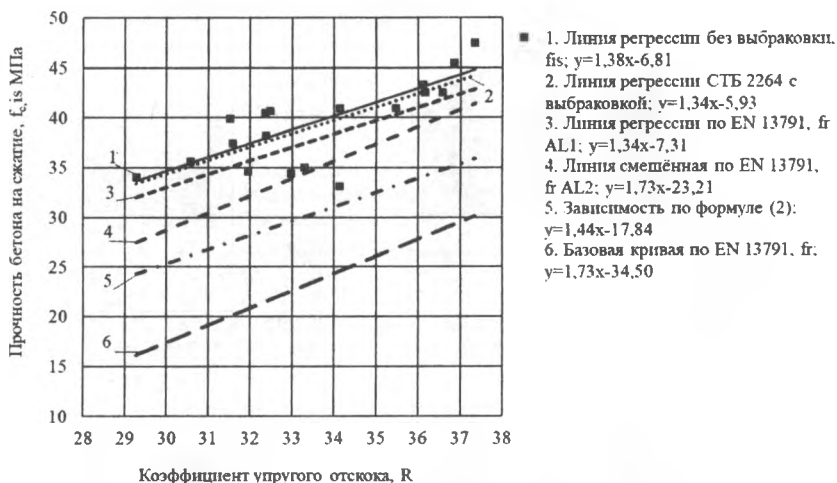
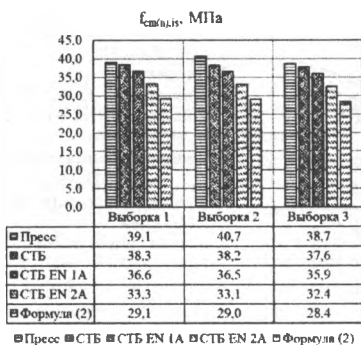


Рисунок 1 – Сравнению градуировочных зависимостей, построенных по правилам СТБ EN 13791 и СТБ 2264 прочности бетона на сжатие (по молотку Шмидта)

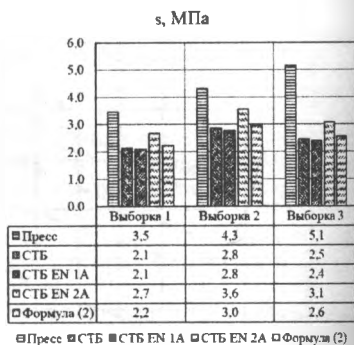
Как видно из рисунка 1, градуировочная зависимость по СТБ 2264 [5] представляет собой уравнение линейной регрессии, с доверительным интервалом равным двойному стандартному отклонению с учётом отбраковки результатов за пределами этого интервала (выше градуировочной зависимости располагается около 50% всех результатов). Смешанная градуировочная зависимость по EN 13791 [2] составлена так, что должна покрывать не менее 90% всех результатов испытаний (при этом обеспеченность не оговаривается). Кривая по формуле (2) обеспечивает 90% покрытия всех результатов испытаний с обеспеченностью 0,95. Безусловно, что оценённые значения *in-situ* средней прочности, полученные с применением градуировочных зависимостей EN 13971 и кривой по формуле (2), меньше чем полученные по СТБ 2264. При этом несмещённые линейные функции, полученные по правилам AL1 EN 13791, практически не отличаются от зависимости, установленной по СТБ 2264.

При выполнении градуировок зависимость « $f - R$ » была получена методами регрессионного анализа, основываясь на парах результатов испытаний для «нулевой» выборки. Для последующих выборок (которые получены на других участках в пределах конструкции) результаты *in-situ* прочности устанавливают уже по градуировочной зависимости, полученные на «нулевой» выборке. При этом каждому единичному измерению косвенной характеристики соответствует только одно значение *in-situ* прочности, конвертированное из градуировочной зависимости. Это, очевидно, должно приводить к снижению стандартного отклонения (дисперсии) оценённых результатов (см. рис. 2) и, как следствие, к завышенным значениям квантилей, соответствующих *in-situ* характеристической прочности и не только по сравнению с результатами прямых испытаний. Наклон градуировочных функций дополнительно свидетельствует о их дискриминационной способности. Так, увеличение угла наклона функции, с одной стороны, ведет к более жесткому оцениванию результатов в области низких значений прочности и более мягкому оцениванию – в области высокой прочности, а с другой – является показателем более высокого значения стандартного отклонения. Как следует из совместного рассмотрения графиков, показанных на рисунках 1 и 2, градуировки по СТБ 2264 имеют наименьший угол наклона (как и несмещённая кривая AL1), соответственно наименьшее стандартное отклонение и наибольшую оценку характеристической прочности. Смещение градуировочных зависимостей, как это предложено в [2, 6], несколько улучшает ситуацию с точки зрения безопасности, но всё равно не позволяет утверждать, что полученные квантили реалистичны.

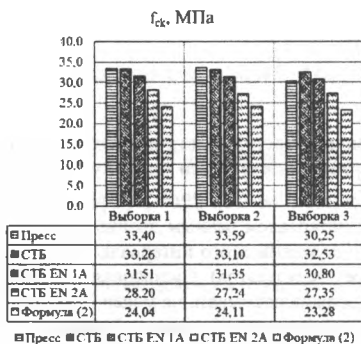
а)



б)



в)



г)

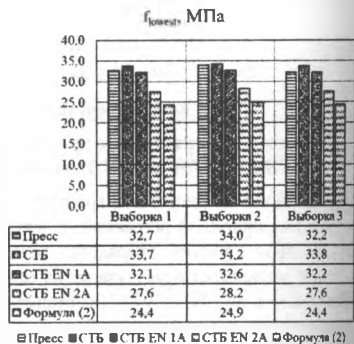


Рисунок 2 – Оценочные значения средней (а), стандартного отклонения (б), характеристической прочности (в), минимального значения (г), полученные с использованием различных градуировочных зависимостей. (бетон $C^{20/25}$ по спецификации)

Таким образом, при оценивании характеристических значений *in-situ* прочности результат существенным образом зависит от как от величины стандартного отклонения, так и от вида аналитической зависимости, используемой для вычисления эстиматора характеристической прочности. Применяемые в рамках действующих стандартов СТБ 2264 и СТБ EN13791 методы оценивания базируются, главным образом, на положениях СТБ EN 206 и имеют все присущие ему недостатки, в частности, при оценивании малых групп результатов, что было показано в наших работах, например в [8].

Поэтому для обоснованного оценивания результатов как прямых, так и косвенных испытаний *in-situ* прочности бетона на сжатие был разработан новый метод оценивания, опирающийся на непараметрические (порядковые) статистики и не зависящий от вида функции распределения вероятности и её статистических параметров.

НОВЫЙ МЕТОД ОЦЕНИВАНИЯ ПРОЧНОСТИ БЕТОНА В СУЩЕСТВУЮЩИХ КОНСТРУКЦИЯХ ПРИ ОГРАНИЧЕННОЙ ВЫБОРКЕ РЕЗУЛЬТАТОВ ИСПЫТАНИЙ

3.1 ОБОСНОВАНИЕ И ФОРМУЛИРОВКА НОВОГО МЕТОДА

Был разработан новый метод оценивания характеристической прочности бетона в существующих конструкциях на основе порядковых (непараметрических) статистик, который может быть применим в случаях ограниченной исходной информации (т. е. при ограниченном числе результатов испытаний).

Исходной предпосылкой нового метода является известный способ интервального оценивания квантилей [8, 9], в котором с использованием биномиального распределения вычисляется вероятность принадлежности квантили f_p заданного уровня p любому непараметрическому интервалу $[f_{c(r)}, f_{c(s)}]$ вариационного ряда $f_{c(1)} \leq f_{c(2)} \leq \dots \leq f_{c(N)}$, получаемого путём ранжирования исходного ряда единичных результатов испытаний (выборки измерений) $f_{c1}, f_{c2}, \dots, f_{cN}$.

Непосредственное применение данного способа вызывает существенные проблемы в случае анализа положения квантили невысокого уровня (например, оцениванию характеристического значения прочности материала f_{ck} соответствует уровень $p = 0,05$). Поскольку квантиль f_p с вероятностью не менее 0,5 покрывается размахом исходного ряда (т. е. войдёт в диапазон $[f_{c(1)}, f_{c(N)}]$) лишь при выполнении условия $N \geq \log 0,5 / \log(1-p)$, для типового значения $p = 0,05$ имеем: $N \geq 14$. В подавляющем большинстве случаев при оценивании *in-situ* прочности бетона в существующих конструкциях число N результатов испытаний значительно меньше чем $N = 14$, поэтому истинное характеристическое значение прочности $f_{ck, is}$ практически всегда будет меньше (возможно, даже существенно) минимального значения прочности в исходной выборке.

Была разработана [10] оригинальная процедура получения оценки «снизу» искомой квантили с произвольно задаваемой обеспеченностью. Под обеспеченностью (коэффициентом доверия) γ оценки $\hat{f}_{p, \gamma}$ квантили уровня p понимается вероятность того, что оценка не превысит истинного значения квантили. Такая процедура позволила создать новый критерий статистического оценивания соответствия прочности бетона, и описана нами ранее в [10].

Применяя аналогичный подход к задаче анализа прочности бетона в существующих конструкциях, был сформулирован новый метод вычисления оценки характеристической прочности бетона (т. е. квантили уровня $p = 0,05$) как линейной комбинации трёх первых порядковых статистик эмпирического ряда измерений:

$$f_{ck, is} = f_{c \min} - \lambda_1 \Delta_{2-1} - \lambda_2 \Delta_{3-2}, \quad (3)$$

где $f_{c \min} = \min_i f_{ci} = f_{c(1)}$ – наименьшее значение в группе из N последовательных единичных результатов f_{ci} испытаний ($3 \leq N \leq 15$);

$\Delta_{2-1} = f_{c(2)} - f_{c(1)}$ и $\Delta_{3-2} = f_{c(3)} - f_{c(2)}$ – неотрицательные разности;

$f_{c(1)}$, $f_{c(2)}$ и $f_{c(3)}$ – соответственно, первая, вторая и третья порядковые статистики, т. е. первый, второй и третий члены вариационного ряда, составленного по возрастанию единичных результатов f_{ci} испытаний;

λ_1 , λ_2 – безразмерные тестовые коэффициенты, которые зависят от объема N выборки результатов испытаний и от заданной обеспеченности γ оценки.

Значения тестовых коэффициентов, найденные для нескольких уровней обеспеченности искомой квантили и округленные до сотых долей, приведены в таблице 1.

Таблица 1 – Тестовые коэффициенты λ_1 , λ_2 для расчёта оценки характеристической прочности бетона для выборки объема N при различной обеспеченности оценки

N	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Обеспеченность $\gamma = 0,50$													
λ_1	0,38	0,38	0,34	0,28	0,23	0,17	0,11	0,05	0,00	-0,05	-0,10	-0,14	-0,19
λ_2	0,68	0,66	0,62	0,56	0,50	0,44	0,39	0,34	0,29	0,24	0,20	0,15	0,12
Обеспеченность $\gamma = 0,75$													
λ_1	1,06	1,16	1,15	1,10	1,03	0,96	0,88	0,805	0,73	0,66	0,59	0,52	0,46
λ_2	1,32	1,39	1,37	1,32	1,26	1,18	1,11	1,04	0,97	0,90	0,84	0,78	0,72
Обеспеченность $\gamma = 0,90$													
λ_1	2,27	2,57	2,63	2,60	2,52	2,42	2,31	2,21	2,09	1,98	1,88	1,77	1,67
λ_2	2,48	2,73	2,77	2,73	2,65	2,56	2,45	2,35	2,24	2,14	2,04	1,94	1,85

ВЕРИФИКАЦИЯ НОВОГО МЕТОДА ОЦЕНИВАНИЯ IN-SITU ХАРАКТЕРИСТИЧЕСКОЙ ПРОЧНОСТИ БЕТОНА

Для верификации нового метода использовали симуляцию Монте-Карло с некоторым вероятностным законом распределения параметра прочности (в качестве базового принималось нормальное распределение, усеченное квантилями уровней 0,01 и 0,98). Параметр масштаба (среднеквадратическое отклонение) распределения варьировался в пределах $\sigma = 2 \dots 5$ МПа, а математическое ожидание вычислялось из условия постоянства некоторой характеристической прочности (выбранного класса бетона). Из заданной таким образом совокупности с известной характеристической прочностью $f_{ck, is}$ генерировалось от 2 000 000 до 5 000 000 случайных выборок – групп $\{f_{c1}, f_{c2}, \dots, f_{cN}\}$ из $N = 3, 4, 5, \dots, 15$ результатов. Каждая полученная группа подвергалась обработке (расчёту оценки $\hat{f}_{ck, is}$ характеристической прочности) с использованием известных способов [2] и [11], а также новым методом для двух уровней обеспеченности вычисленной оценки ($\gamma = 0,5$ и $\gamma = 0,75$). Набор результатов $\hat{f}_{ck, is}$ в каждом варианте (объем N выборок и метод расчета) образовывал некоторое распределение, для которого определялся 95%-й интервал, нижняя и верхняя границы которого соответствовали квантилям полученного распределения с уровнями 0,025 и 0,975. Результаты сравнительной верификации известных и нового методов на примере бетона класса C^{30/35} со среднеквадратическим отклонением прочности $\sigma = 4$ МПа представлены на рисунке 3.

Анализ полученных результатов показал следующее. Метод [2], основанный на вычислении среднего значения $f_{m(N), is}$ по выборке результатов измерений с учетом фиксированной, для определенного размера группы результатов, поправки k , даёт оценку с наименьшим рассеянием, а, значит, и наименьшим среднеквадратическим отклонением оценки. Поэтому данная оценка $\hat{f}_{ck, is}$ формально является эффективной (в сравнении с другими рассматриваемыми методами). Эта оценка, однако, не может быть

признана несмещенной, поскольку ее медиана (ввиду явной симметричности распределения оценки для данного метода она практически совпадает со средним значением) лишь иногда примерно равняется оцениваемому параметру. В рассматриваемом на рисунке 3 примере такое равенство имеет место для случаев $N=7, 8, 9$, т. е. при поправке $k=6$ МПа. При этом для других среднеквадратических отклонений прочности или для бетонов других классов равенство может иметь место при иных объемах выборки (например, при $N=10...15$ для $\sigma=3$ МПа у бетона класса $C^{30/35}$), либо не достигаться вовсе (например, для $\sigma=5$ МПа у бетона того же класса). Кроме того, оценка не является состоятельной, так как с увеличением объема выборки она может не приближаться, а наоборот, удаляться от истинного значения (как и в рассматриваемом примере).

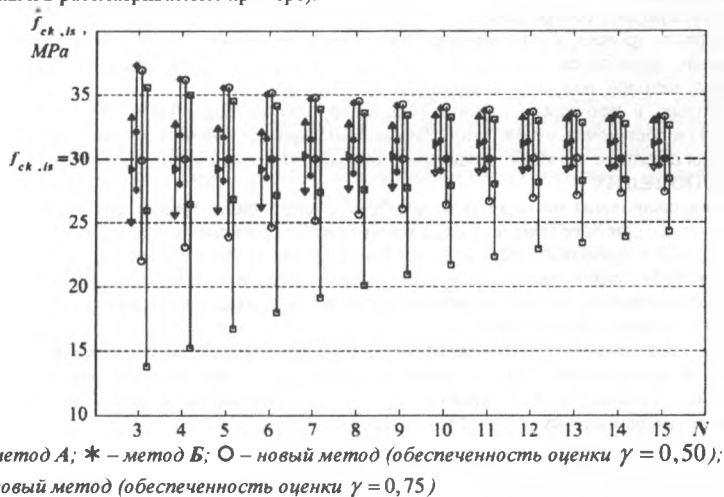


Рисунок 3 – Интервалы рассеяния и медианы оценок характеристической прочности бетона класса $C^{30/35}$ ($\sigma = 4$ МПа) для различного объема результатов испытаний

Метод [11], основанный на максимально правдоподобном оценивании с учетом вычисления среднеквадратического отклонения прочности в выборке результатов, дает почти такую же эффективную, как и в предыдущем методе, оценку $f_{ck,ls}$. Эта оценка обладает заметно большей состоятельностью (с этой точки зрения метод [11] предпочтительнее метода [2]), однако расхождение её медианы (и среднего значения, т. к. ее распределение по-прежнему почти симметрично) с истинным значением квантили распределения прочности в рассматриваемом примере остается существенным даже для $N=15$, поэтому оценка, очевидно, также не может считаться несмещенной.

Эффективность оценок, получаемых новым методом, заметно ниже (особенно при высоком уровне обеспеченности $\gamma=0,75$). Важно отметить практически полное совпадение медианы распределения оценки (при обеспеченности $\gamma=0,5$) с истинным значением квантили для всех $N=3, 4, 5, \dots, 15$. Поэтому эта оценка является почти абсолютно несмещенной. При других уровнях обеспеченности данного свойства оценки формально и нельзя ожидать, поскольку тогда совпадать с истинным значением характеристической прочности будет не медиана, а другая (например, 75%-я при $\gamma=0,75$) квантиль распределения оценки. Новая оценка также определенно состоятельна, т. к. ее эффективность явно возрастает с увеличением объема выборки, при этом даже при обеспеченности, не равной $\gamma=0,5$, медиана распределения приближается к истинному значению.

Следует также особо отметить, что верхние границы интервалов рассеяния оценок, получаемых новым методом для различных уровней обеспеченности γ , почти идентичны верхним границам таких интервалов, полученных для метода [11] (а в некоторых случаях – также и для метода [2]). Этот факт может дополнительно свидетельствовать в пользу корректности нового метода.

Таким образом, новый метод оценивания имеет явные преимущества перед известными методами [2] и [11], так как даёт возможность получить несмещённую и состоятельную оценку характеристической прочности бетона в существующих конструкциях при ограниченном количестве результатов испытаний прочности. Такая оценка к тому же имеет заранее заданную обеспеченность (коэффициент доверия).

Известные методы имеют более высокую эффективность, однако данное преимущество выглядит сомнительным с точки зрения обеспечения надёжности (безопасности) конструкций по следующим соображениям:

во-первых, уровень обеспеченности этих оценок, установленный в результате выполненной симуляции, колеблется в широких пределах, а априори (при практическом применении известных методов) вообще неизвестен;

во-вторых, в некоторых случаях (например, для бетона класса $C^{30}/_{35}$ при $\sigma = 5$ МПа и $N > 10$) в достаточно узкий, ввиду формально высокой эффективности оценки, интервал ее рассеяния истинное значение характеристической прочности вообще не попадает (!).

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Проанализированы методические подходы к построению градуировочных зависимостей, применяемых при определении *in-situ* прочности бетона неразрушающими методами или их комбинацией с прямыми испытаниями. Показано, что выбор градуировочной зависимости и её параметрических точек существенно влияет на величину оцениваемой *in-situ* характеристической прочности. Это обусловлено, кроме всего прочего, влиянием стандартного отклонения оцениваемых результатов.

Предложен новый метод оценивания квантилей, соответствующих характеристической прочности, основанный на положениях теории непараметрических порядковых статистик. Новый метод показал положительные результаты верификации на фоне численных исследований с применением симуляции Монте-Карло.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Бетоны. Правила контроля и оценки прочности: ГОСТ 18105-2010. – Введ. 2013-11-01. – Минск: Государственный комитет по стандартизации Республики Беларусь, 2013. – 27 с.
2. Оценка прочности на сжатие бетона в конструкциях и сборных элементах конструкций: СТБ EN 13791-2012. – Введ. 2012-07-01. – Минск: Государственный комитет по стандартизации Республики Беларусь, 2012. – 26 с.
3. Бетон. Требования, показатели, изготовление и соответствие: СТБ EN 206-2016. – Введ. 2017-07-01. – Минск: Государственный комитет по стандартизации Республики Беларусь, 2017. – 108 с.
4. Определение прочности механическими методами неразрушающего контроля: ГОСТ 22690-2015. – Введ. 2017-05-01. – Минск: Государственный комитет по стандартизации Республики Беларусь, 2017. – 27 с.
5. Испытание бетона. Неразрушающий контроль прочности: СТБ 2264-2012. – Введ. 2013-01-01. – Минск: Государственный комитет по стандартизации Республики Беларусь, 2013. – 22 с.
6. Monteiro, A. Assessment of characteristic compressive strength in structures by rebound hammer test according to EN 13791:2007-NDTCE'09 / A. Monteiro, A. Gonsales // Nantes. – France, 2009.
7. De Gryze, D. Using the correct intervals for prediction // A tutorial of tolerance intervals for ordinary least-squared regression-Chemometric and intelligent laboratory system / D. De Gryze [et.]. – Vol. 87. – #2, March 2007. – P. 147–154.
8. David, H.A. Order statistics, 2nd ed. – New York: John Wiley & Sons, 1981. – 360 p.
9. Кобзарь, А.И. Прикладная математическая статистика. Для инженеров и научных работников / А.И. Кобзарь. – Москва: ФИЗМАТЛИТ, 2006. – 816 с.
10. Тур, В.В. Новый критерий для оценивания соответствия прочности бетона в условиях ограниченной выборки результатов испытаний / В.В. Тур, С.С. Дереченник // Строительство и реконструкция. – 2016. – № 6(68). – С. 71–84.
11. Harrison, T.A. Assessment of concrete compressive strength in structure. – 42 ERMCO, 2015.

ИТОГИ И ПЕРСПЕКТИВЫ РЕАЛИЗАЦИИ ПРОГРАММЫ ТРАНСГРАНИЧНОГО СОТРУДНИЧЕСТВА "ПОЛЬША-БЕЛАРУСЬ-УКРАИНА"

Черненко С.В., Михайлова Н.В.

Введение. У Польши и Беларуси особенное географическое положение. На протяжении 25 лет Польша и Беларусь сотрудничают как независимые и суверенные государства. Кроме политических взаимоотношений, фундаментом и содержанием сотрудничества является экономический обмен. Широкое поле для сотрудничества предоставляет транспортно-логистическая отрасль. В последнее время налажен диалог между министерствами инфраструктуры и транспорта двух стран, а также проведены переговоры по восстановлению водного пути Днепр- Висла и упрощению доступа к польским портам, которые могут стать для Беларуси конкурентным окном в мир. Также необходимо развивать пограничную инфраструктуру и близлежащую территорию пунктов пропуска, чтобы общая граница не разделяла, а объединяла, создавала новые возможности и побуждала партнеров с обеих сторон к сотрудничеству. Успешно реализуются польско-белорусские проекты в строительной отрасли и сфере зеленых технологий.

Одним из направлений развития белорусско-польского взаимодействия является межрегиональное сотрудничество, в частности по программам международной технической помощи. В рамках Программы трансграничного сотрудничества «Польша-Беларусь-Украина» организациями Брестской области (24 организации) реализовано 34 проекта на общую сумму около 43 млн. евро, из них на белорусскую сторону приходится около 22 млн. евро, в части повышения туристической привлекательности регионов, уровня безопасности среды обитания, экологии, социальной сферы, медицины, культуры, образования, энергосбережения, развития предпринимательской и фермерской инициатив.

Места реализации проектов в Брестской области: г. Брест, г. Пинск, Брестский район, Каменецкий район, Ивановский район, Пружанский район.

Об эффективности данной Программы говорит тот факт, что в рамках проектов, реализованных на территории Брестской области по Программе «Польша-Беларусь-Украина» были достигнуты следующие индикативные результаты:

- количество трансграничных встреч / конференций / рабочих заседаний / тренингов / семинаров – 228 шт.;
- количество фестивалей – 334 шт.;
- количество научных, исследовательских работ – 3 шт.;
- публикации (копии) – 45 045 шт.;
- вебсайты, интернет-страницы – 13 шт.;
- количество карт – 2000 шт.;
- количество построенных / модернизированных заводов по очистке сточных вод – 1 шт.;
- построенные / отремонтированные канализационные системы – 17500 км;
- закупленные транспортные средства (в т.ч. для служб быстрого реагирования) – 8 шт.;
- создание и маркировка туристических / велосипедных / водных маршрутов – 661000 км;
- отремонтированные здания – 6 шт.;
- построенные / отремонтированные дороги – 1,95 км;
- закупленное оборудование (медицинское, спасательное, а также для сферы образования) – 85 комплектов;
- построенные / отремонтированные пункты пропуска – 1 шт.;
- участники мероприятий – 16845.

В настоящее время определен список крупных инфраструктурных проектов для прямого внеконкурсного финансирования, из них 2 проекта с участием организаций Брестской области (сумма 8,6 млн. долл. США):

- «Безопасность польско-белорусского приграничья. Улучшение потенциала пожарных и спасательных служб».

Потенциальный заявитель: Брестское ОУМЧС.

- «Улучшение дорожной инфраструктуры приграничного региона путем устойчивого доступа в приграничный регион (модернизация и строительство дороги Р-16)».

Потенциальный заявитель: РУП «Бреставтодор».

Данный проект является продолжением реализации Проекта РВU/LSP/09/005 «Строительство и оборудование автомобильного пункта пропуска «ПЕСЧАТКА» - 3 ЭТАП», одного из крупномасштабных проектов по созданию пункта пропуска с современной инфраструктурой, средствами таможенного контроля и технологическим оборудованием «Песчатка (РБ) – Половцы (РП)» (сумма финансирования белорусской части проекта – 10,9 млн. евро).

В настоящее время существует необходимость в модернизации и строительстве автодороги Р-16 на участке 31+000 км – 41+000 км (всего 10 км) со строительством моста через реку Пульва. Реализация проекта улучшит доступ в приграничный регион и обеспечит функционирование пограничного перехода «Песчатка – Половцы» согласно проектным показателям пропускной способности.

Благодаря строительству и реконструкции автодорога Р-16 получит III технический статус, приобретет асфальтное покрытие шириной 8 метров, что обеспечит международное автобусное и грузовое движение непосредственно к пограничному переходу в обход населенных пунктов.

16 декабря 2015 г. в г. Люблине Республика Польша, состоялась конференция, завершающая проект международной технической помощи «Восстановление магистрального водного пути Е-40 на участке Днепр-Висла»: от стратегии к планированию», белорусской стороной внесено предложение о необходимости включения в стратегию восстановления магистрального водного пути Е-40 на участке Днепр-Висла работ по восстановлению судоходного соединения магистрального водного пути Е-40, проходящего по территории г. Бреста, а также работ по строительству гидротехнических сооружений для регулирования стоков реки Припять для получения в перспективе софинансирования из средств Евросоюза в рамках инициативы «Восточное партнерство».

На территории Брестской области на Польском направлении имеются в наличии 4 автодорожных и 2 железнодорожных пункта пропуска.

В настоящее время полностью сформированы, обустроены сервисные зоны по обслуживанию пересекающих границу граждан у автодорожных пунктов пропуска «Брест-Тересполь», «Домачево-Словатыче».

В рамках реализации инвестиционного проекта РУП «Белтаможсервис» введен в эксплуатацию объект «Сервисная зона приграничного грузового терминала «Козловичи-2». Однако, остается и ряд вопросов, которые требуют совместных решений.

Автодорожные мосты через р. Западный Буг в пунктах пропуска «Варшавский мост», «Домачево» имеют по одной полосе движения, кроме того мостовые переходы находятся в аварийном состоянии.

Имеющаяся инфраструктура пунктов пропуска не позволяет осуществлять пресечение Государственной границы Республики Беларусь в пешем порядке и на велосипедах, так как отсутствуют отдельные полосы для движения.

Между Брестской областью и Люблинским воеводством заключено Соглашение о сотрудничестве, принята декларация о «Трансграничной стратегии Люблинского воеводства, а также Жабинковским районом и Томашовским повятом Люблинского воеводства, Жабинковским районом и гминой Лащов Люблинского воеводства, Брестским районом и г. Влодаввой.

Подписаны соглашения и договоры между следующими административными единицами Брестской области и Республики Польша:

- Брест – БялаПодляска, Люблин, Седлице, Тересполь;
- Барановичи – БялаПодляска, Сулентин, Гдыня;
- Пинск – Ченстохово, Лобезь;

- Брестский район – Бяльский повет, Влодава;
- Дрогичин – Дрогичин над Бугом;
- Каменецкий район – Гайновский повет, Семятический повет;
- Кобринский район – Мендзыжец-Подляски, Бельск-Подляски;
- Ляховичский район – Ленчинский повет, Гмина Пухачув, Гмина Людвин;
- Малоритский район – Люблинское воеводство;
- Пинский район – Сандомир;
- Столинский район – Живец.

В Брестской области проводится активная работа по укреплению и налаживанию связей с Республикой Польша на межрегиональном уровне в сфере культуры, образования, здравоохранения, спорта и туризма, высшего образования.

Активную роль в развитии отношений с польскими и украинскими соседями на трехсторонней основе играет Еврорегион «Буг», который включает в себя Брестскую область Республики Беларусь, Люблинское воеводство Республики Польша и Волынскую область Украины.

Важное значение имеет Еврорегион «Беловежская пуца», который объединяет районы Брестской (Каменецкий и Пружанский), Гродненской области Республики Беларусь и Подляское воеводство Республики Польша.

Необходимо отметить позитивный эффект инициативы ЕС по развитию добрососедских отношений и повышение экономической, социальной, туристической, культурной составляющей регионов.

Стратегия программы была принята на основании социально-экономического анализа, проведенного по распоряжению Органа Управления, в котором были определены общие национальные и региональные приоритеты стран-участниц и их регионов. Стратегия программы также основывается на опыте текущего программного периода. Она учитывает мнения различных заинтересованных сторон касательно общих нужд и проблем, возникающих на программной территории. Стратегия, наконец, отображает решения, принятые СПК с целью привлечения внимания к тематическим направлениям, благодаря которым страны-участницы смогут помочь решить общие проблемы и распоряжаться совместными активами.

Общей целью программы является поддержка трансграничных процессов развития в приграничных регионах Польши, Беларуси и Украины. Стратегия программы отвечает за национальные и региональные стратегии социально-экономического развития, которые должны быть реализованы посредством выполнения стратегических целей Программы.

Реализация данной программы должна служить улучшению эффективности пограничной инфраструктуры и процедур, а также улучшению безопасности границ. Увеличенная пропускная способность пунктов пограничного контроля и улучшение условий их безопасности является достижением других целей Программы. Устранение административных, институциональных и инфраструктурных препятствий в перемещении товаров, услуг и людей через границы являются условиями полного использования и расширения социально-экономического потенциала Программной территории.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. <https://www.sb.by/articles/budem-delat-delo.html>.
2. <https://pbu2020.eu>

ВАРИАНТНОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ КАК ЗАДАЧА ПЛАНИРОВАНИЯ ПРИ ОГРАНИЧЕННЫХ РЕСУРСАХ

Черноиван А.В., Тимошук Н.А.

В современных экономических условиях при планировании инвестиционных проектов возникает объективная необходимость технико-экономического обоснования строительства, которое дает оценку необходимости и экономической целесообразности проектирования и строительства зданий и сооружений. При этом разработка вариантов проектируемого объекта и их сравнение является одним из важнейших этапов формирования качественной проектной документации, требующим высокой квалификации исполнителей и творческого подхода к решению данной комплексной задачи [1].

Выделяют два принципиально различных подхода в теории экономической эффективности [2]:

– **затратный подход**, основанный на предположении что лучшим является тот вариант, в котором меньше затраты на всех стадиях жизненного цикла проекта;

– **доходный подход**, основанный на предположении, что предпочтительнее тот вариант, в котором больше доходы на всех стадиях жизненного цикла проекта.

При использовании любого из данных подходов с целью объективной оценки сравниваемых вариантов необходимо обеспечить условия их сопоставимости, основополагающими среди которых является **единство**:

• **назначения** – невозможно сравнивать конструкции, которые играют различную конструктивную роль, например, несущие и ограждающие элементы;

• **условий работы** – влияющие на работу конструкции полезные и неблагоприятные воздействия, условия внешней среды, эксплуатации и т.д. должны быть сопоставимы;

• **уровня цен** для показателей стоимости на конструкции и материалы, с применением единой сметно-нормативной базы, рассчитанной для условий одного и того же района строительства, а также на эксплуатационные расходы и все виды ресурсов с приведением их к единому моменту времени;

• **производственных условий возведения конструкций** – количество трудовых и материальных ресурсов, выделенное на строительные работы по вариантам, должно быть одинаковым.

Корректный расчет стоимостных показателей в сопоставимых ценах является залогом безошибочных интегральных расчетов в рамках вариантного проектирования. В настоящее время в строительном комплексе осуществлен переход на расчеты в текущих ценах с применением нормативов расхода ресурсов в натуральном выражении (НРР). Однако на стадии проектирования, технико-экономического обоснования, особенно когда нет привязки к срокам и исполнителям, в расчетах эффективности целесообразно использовать базисные (сопоставимые) цены с детально проработанной общегосударственной нормативной базой, обеспечивающей сопоставимость расчетов.

Каждый из данных двух подходов имеет ряд преимуществ и недостатков. Преимуществом расчетов в базисных ценах является наличие достаточно полного нормативного обеспечения, неизменность сметных цен, что исключает искажение стоимостных показателей, однако при этом по некоторым материалам, которые не приведены в Сборниках сметных цен на материалы, изделия и конструкции (ССЦ) или закупаются за рубежом, необходимо производить пересчет из текущих цен в базисные. При использовании текущих цен следует учитывать, что не все исходные данные в настоящее время можно найти в нормативных источниках, поэтому их необходимо уточнять в проектных и научно-исследовательских организациях, специализирующихся на проектировании и исследовании строительных конструкций. Для материалов, по которым отсутствуют справочные данные о текущих ценах, при расчете сметы допустимо применение ССЦ с приведением к уровню текущих цен путем умножения базисных цен на индексы изменения стоимости по укрупненным группам материалов, публикуемые ежемесячно

но в Сборники индексов изменения стоимости, цен и тарифов в строительстве по регионам и в среднем по Республике Беларусь.

Учитывая сказанное выше, подход, который позволил бы избежать процедуры подробного расчета стоимостных показателей конструктивных решений рассматриваемых проектных вариантов, мог бы представлять интерес.

Базируясь на одном из условий сопоставимости сравниваемых вариантов, в частности на равенстве количества ресурсов, выделенных на строительные работы по вариантам, а значит и на ограниченность их использования более ресурсозатратным вариантом объемом потребности в ресурсах менее ресурсозатратным вариантом, попробуем сформулировать подход к вариантному проектированию как задачу планирования производства при ограниченных ресурсах.

В общем случае данная задача может быть сформулирована следующим образом: для сравнения m вариантов конструктивных решений x_1, x_2, \dots, x_m возводимого объекта необходимо использовать n типов показателей (ресурсов) a_1, a_2, \dots, a_n , выделяемых на строительство, объем которых составляет соответственно b_1, b_2, \dots, b_n натуральных единиц. При заданных величинах норм расхода (потребности) каждого типа показателя на реализацию каждого вариантного решения и получаемого эффекта c_{ij} от принятия решения, требуется определить оптимальный вариант для проектируемого объекта.

В последние годы большое внимание уделяется данному классу задач оптимизации, заключающихся в нахождении в заданной области точек наибольшего или наименьшего значения некоторой функции, зависящей от большого числа переменных, – так называемым задачам математического программирования. Среди универсальных методов решения задач линейного программирования, – самого изученного раздела математического программирования, – наиболее распространенным является симплексный метод (или симплекс-метод), разработанный американским ученым Дж. Данцигом [3]. Суть этого метода заключается в определении на первом этапе допустимого варианта, удовлетворяющего всем ограничениям, но необязательно оптимального (так называемого начального опорного решения), а затем достижения оптимальности последовательным улучшением исходного варианта за определенное число итераций.

Основу алгоритма симплекс-метода составляют:

1. Определение способа нахождения оптимального опорного решения.
2. Установление способа перехода от одного опорного решения к другому, на котором значение целевой функции будет ближе к оптимальному, т.е. нахождение способа улучшения опорного решения.
3. Задание критериев, которые позволяют своевременно прекратить перебор опорных решений на оптимальном решении или сделать заключение об отсутствии оптимального решения.

Данный метод является методом целенаправленного перебора опорных решений задачи линейного программирования. Он позволяет за конечное число шагов либо найти оптимальное решение, либо установить, что оптимальное решение отсутствует. Доказано, что если оптимальное решение существует, то оно обязательно будет найдено через конечное число шагов (за исключением т.н. вырожденной задачи, при которой возможно явление «зацикливания», т.е. многократного возврата к одному и тому же положению).

Математическая модель рассматриваемой задачи будет иметь вид:

$$\begin{aligned} a_{11} \cdot \tilde{d}_1 + a_{12} \cdot \tilde{d}_2 + \dots + a_{1n} \cdot \tilde{d}_n &\leq b_1, \\ a_{21} \cdot \tilde{d}_1 + a_{22} \cdot \tilde{d}_2 + \dots + a_{2n} \cdot \tilde{d}_n &\leq b_2, \\ &\dots \\ a_{m1} \cdot \tilde{d}_1 + a_{m2} \cdot \tilde{d}_2 + \dots + a_{mn} \cdot \tilde{d}_n &\leq b_m, \\ Z = c_1 \cdot \tilde{d}_1 + c_2 \cdot \tilde{d}_2 + \dots + c_n \cdot \tilde{d}_n &\rightarrow \min/\max, \\ \tilde{d}_j &\geq 0, j = 1 \dots n, \end{aligned}$$

где Z – это значение определяемой целевой функции;

$x_1 \dots x_n$ – переменные, которые необходимо определить.

Поиск решения на основе симплекс-метода реализуется с помощью симплекс-таблиц (табл. 1).

Таблица 1 – Общий вид симплекс-таблицы

Базис	x_1	x_2	...	x_n	x_{n+1}	x_{n+2}	...	x_k	Решение
Z	$-c_1$	$-c_2$...	$-c_n$	0	0	0	0	θ
x_{n+1}	a_{11}	a_{12}	...	a_{1n}	1	0	0	0	b_1
x_{n+2}	a_{21}	a_{22}	...	a_{2n}	0	1	0	0	b_2
...
x_k	a_{m1}	a_{m2}	...	a_{mn}	0	0	0	1	b_m

Анализ особенностей строительной отрасли, а также специфики технологических и организационных процессов, выполняемых при возведении новых или реконструкции существующих объектов, позволил в качестве учитываемых ограниченных показателей (ресурсов) a_1, a_2, \dots, a_n , а также получаемого эффекта c_j от принятия решения выделить следующие параметры:

- затраты труда рабочих (чел.-час., чел.-см., чел.-дн. и т.д.);
- затраты машинного времени (маш.-час., маш.-см., маш.-дн. и т.д.);
- удельную массу (кг/(кН·м²)), как отношение массы конструкции в рамках рассматриваемого вариантного решения к несущей способности конструкции и ее сечению, определяемую вы-

ражением [4]:

$$\dot{I}_o = \frac{I_\epsilon}{D_i \cdot S_0},$$

где M_k – масса конструкции, кг; P_n – несущая способность конструкции, кН; S_0 – площадь сечения, м².

- нормативный срок эксплуатации (в годах).

Реализуем задачу планирования при ограниченных ресурсах на примере проекта Дома правосудия в г. Бресте [5]. В данном проекте при возведении объекта используются два вида перекрытий: монолитные и сборные. Для построения математической модели задачи введем переменные: x_1 – параметры для монолитного перекрытия, x_2 – параметры для сборного перекрытия.

Выполненный расчет затрат труда, затрат машинного времени, удельной массы и нормативного срока эксплуатации по каждому варианту для плана расположения элементов перекрытия на отметке –0,300 м для монолитной плиты МП-3 и сборным плитам перекрытия площадью до 5 м² приведем в форме таблицы 2.

Таблица 2 – Расчет параметров математической модели

№ п/п	Обоснование	Наименование работ	Ед. изм.	Затраты на 1 м ³ перекрытия		Удельная масса (кг/(кН·м ²))	Нормативный срок эксплуатации (лет)
				труда рабочих (чел.-час.)	машинного времени (маш.-час.)		
I вариант – устройство монолитной плиты МП-3							
1	Расчет согласно [5]	Монтаж опалубки	100 м ²	3,29	0,54	277,8	50 [6]
2		Демонтаж опалубки	100 м ²	2,02	0,09		
3		Бетонирование плиты объемом 14,5 м ³	100 м ³	3,09	2,25		
4		Армирование плиты	т	1,92	0,19		
5		Огрунтовка металлических поверхностей	100 м ²	0,06	0,06		
6		Окраска закладных деталей	100 м ²	0,09	0,04		
Итого:				10,47	3,14		
II вариант – устройство сборного перекрытия							
1	Е7-45-5	Установка панелей перекрытий с опиранием на две стороны площадью до 5 м ²	10 шт	5,24	1,02	200	30 [6]
2	Расчет согласно [7, 8]	Изготовление 1 м ³ напряженных пустотных плит объемом до 0,5 м ³		2,1	1,34		
Итого:				7,34	2,36		

Согласно полученным данным (табл. 2), система ограничений будет иметь вид:

$$10,47x_1 + 7,34x_2 \leq 33,98$$

$$3,14x_1 + 2,36x_2 \leq 5,61$$

$$277,8x_1 + 200x_2 \leq 172,4$$

$$50x_1 + 30x_2 \rightarrow \max$$

Решим прямую задачу линейного программирования с использованием симплекс-калькулятора. Тогда оптимальный план данной задачи, полученный с использованием симплекс-таблиц, можно записать как:

$$x_1 = 0,621, x_2 = 0,$$

$$F(x) = 50 \cdot 0,621 + 30 \cdot 0 = 31,03.$$

Таким образом, для рассматриваемого административного здания в качестве эффективного проектного решения следует принять монолитное перекрытие (I вариант).

Выводы:

1. Выполнен анализ основных методов экономического обоснования при выборе оптимального варианта конструктивного решения зданий и сооружений с выделением их основных достоинств и недостатков.

2. Базируясь на условии сопоставимости сравниваемых вариантов, осуществлена попытка реализации подхода к вариантному проектированию как к задаче планирования производства при ограниченных ресурсах.

3. С учетом особенностей строительной отрасли выделены такие параметры как затраты труда рабочих и машинного времени, удельная масса рассматриваемых конструкций и нормативный срок их эксплуатации в качестве учитываемых ограниченных показателей (ресурсов), а также получаемого эффекта от принятия решения.

4. На примере проекта Дома правосудия в г. Бресте реализована задача планирования при ограниченных ресурсах при вариантном проектировании с использованием двух видов перекрытий: монолитного и сборного.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Черноиван, А. В. Определение отпускной цены бетонных и железобетонных конструкций в вариантном проектировании / А. В. Черноиван, А. Н. Юшкевич // Вестн. Брест. гос. техн. ун-та. – 2013. – № 3(81) : Экономика. – С. 70–74.

2. Кочурко, А. Н. Экономическая оценка проектных конструктивных решений зданий и сооружений / А. Н. Кочурко, А. В. Черноиван // Перспективные направления инновационного развития строительства и подготовки инженерных кадров : сб. науч. ст. XIX Международного научно-методического семинара: в 5 ч. / Брест. гос. техн. ун-т. – Брест, 2014. – Ч. 2. – С. 73–84.

3. Смородинский, С. С. Оптимизация решений на основе методов и моделей математического программирования : учеб. пособие / С. С. Смородинский, Н. В. Батин. – Минск : БГУИР, 2003. – 136 с.

4. Крепи металлические податливые рамные : ГОСТ Р 50910-96 ; введ. РФ 01.01.97. – Москва : ин-т горного дела им. А.А. Скочинского, 1997. – 10 с.

5. Архитектурно-строительный проект Дома правосудия в г. Бресте по ул. Московской, 7, разработанный ОАО «Брестпроект». – 2015.

6. Техническое состояние и техническое обслуживание зданий и сооружений . ТКП 45.1.04-305-2016. – Введ. 30.12.16. – Минск : Минстройархитектуры, 2017. – 107 с.

7. Единые нормы времени на изготовление железобетонных и бетонных изделий и конструкций. Выпуск 1. Формовка изделий / «ЦОТЭнерго» . – М.: 1991. – 58 с.

8. Общесоюзные нормы технологического проектирования предприятий сборного железобетона (ОНТП-07-85) / Минстройматериалов СССР. – М.: 1986. – 64 с.

9. Сборники нормативов расхода ресурсов в натуральном выражении на строительные конструкции и работы №№ 6, 7, 13, 26. ННР 8.03.106-2012 – ННР 8.03.126-2012. Введ. 01.01.2012. – Минск : Минстройархитектуры, 2012.

РАСЧЕТ ВИНТОВЫХ ЛОПАСТЕЙ СВАЙ И АНКЕРОВ В ИХ РЕЖУЩИХ И ХВОСТОВЫХ ЧАСТЯХ МЕТОДОМ КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Чернюк В.П., Шляхова Е.И.

Винтовые лопасти анкерных свай и анкеров, в отличие от круглых пластин переменной толщины имеют свои особенности расчета и проектирования в силу конструктивного исполнения по двум причинам.

Эти отличия заключаются в том, что винтовая лопасть, во-первых, представляет собой разрезную (незамкнутую) винтовую пластину-оболочку, защемленную в стволе сваи и работающую совместно с основанием. Во-вторых, в отличие от сплошных (неразрезных) круглых пластин постоянной или переменной толщины, винтовая лопасть является конструкцией пространственной, т.к. след лопасти на ступице составляет 1,0...1,25 шага и больше, а в плане она имеет 1,0...1,25 оборота. Винтовая лопасть, имеющая радиальные разрезы в режущей (передней) и хвостовой (задней) частях пластины, разведена в разные стороны вдоль ствола сваи, имеет пространственную конструкцию.

Жесткость и прочность такой пространственной конструкции в центральных частях лопасти (между режущей и хвостовой частями) несколько выше жесткости и прочности плоской разрезной пластины, но в самих режущих и хвостовых частях - значительно ниже прочности и жесткости (чем в центральных частях), что обуславливается возможностью работы передней и задней частей лопасти на изгиб.

Подробный расчет и проектирование винтовых лопастей свай и анкеров в центральных частях (как круглых пластин переменной толщины) изложен и приведен в [1]. Однако данный способ для расчета прочности и жесткости в режущих и хвостовых частях винтовых лопастей неприемлем из-за другой схемы их работы в основании, в частности, из-за их работы в этих частях на изгиб.

По этой причине и в связи с тем, что расчет прочности незамкнутой, т.е. разрезной пластины-оболочки в передней и хвостовой частях, защемленных в стволе сваи и работающих совместно с основанием, аналитическими и численными методами реализовать сложно, трудоемко и, даже, невозможно, необходимо принятие некоторых допущений. Так как угол подъема срединной (центральной) поверхности лопастей существующих винтовых свай и анкерov незначителен и изменяется в пределах 9...20°, то расчетную схему пространственной винтовой лопасти вполне допустимо принять в виде кольцевой пластины, имеющей, в отличие от известных расчетных схем, разрез в радиальном направлении, т.е. винтовую лопасть, конструкцию-пространственную, имеющую радиальный разрез, можно рассматривать в центральных сечениях с достаточной степенью приближения, как разрезную плоскую кольцевую пластину-оболочку постоянной или переменной толщины. Игнорирование пространственной работы лопасти, а также уменьшение ее площади, по сравнению с реальной изогнутой винтовой пластиной-оболочкой, будет идти в запас прочности [1].

Таким образом, расчетная схема винтовой лопасти принимается в виде защемленной по внутреннему контуру кольцевой пластины с углом охвата 2π (рис. 1), нагруженной равномерно, распределенной нагрузкой q от действия внешних сил. При $\varphi = 0$ и $\varphi = 2\pi$ кольцевая пластина имеет свободные (разрезные) края, что соответствует радиальному разрезу лопасти. При таком подходе расчеты прочности и толщин винтовых лопастей в центральных радиальных сечениях лопасти (разрез А-А на рис. 1) допустимо вычислять как для замкнутых (сплошных) круглых пластин переменной толщины.

В передней (режущей) и задней (хвостовой) частях (разрез Б-Б на рис. 1) данный подход не применим и фактически невозможен предыдущим методом из-за наличия свободных краев винтовой лопасти, работающих на изгиб, и требуется иной способ для расчета толщины разрезных краев пластины-оболочки постоянной или переменной кривизны в этих местах. По этой причине напряжено-деформированное состояние винтовых лопастей в этих частях было целесообразно определять методом конечных элементов, для чего применялся расчетно-вычислительный комплекс "Лира", разработанный в НИИАСС Госстроя Украины [2].

Для описания расчетной схемы использовались треугольные конечные элементы тонких пластинок со следующими степенями свободы в каждом узле: W , $\frac{dw}{dx_1}$ и $\frac{dw}{dy_1}$, т.е. в узлах

налагались связи на вертикальные перемещения W из плоскости и углы поворота $\frac{dw}{dx_1}$ и $\frac{\partial w}{\partial y_1}$ по направлениям местной системы координат.

Размеры конечных элементов принимались достаточно малыми, а сечение лопасти в радиальном направлении изменялось ступенчато с размерами, эквивалентными сечению клина в центре тяжести соответствующей трапеции с прямолинейными и криволинейными боковыми гранями. Таким образом, сечение лопасти в радиальном направлении рассматривалось в форме клина с толщиной убывающего профиля от защемления в стволе к периферии. Исследования выполнялись для расчетных схем винтовых лопастей с соотношениями: $(R_A - r_c) / \delta = 6 \dots 16$, $R_A / r_c = 3 \dots 5$ где R_A - радиус винтовой лопасти; r_c - радиус ствола сваи, δ - толщина лопасти в защемлении, что позволило рассматривать их как тонкие пластины-оболочки. Материал лопасти считался изотропным и однородным, а коэффициент Пуассона μ изменялся в пределах $\mu = 0,25 \dots 0,33$ (в исследованиях [3] показано, что изменение коэффициента μ в указанных пределах, а это зависит от материала лопасти, на прочность винтовой лопасти существенного влияния не оказывает). Из-за больших объемов вычислений расчеты вычислялись на ЭВМ.

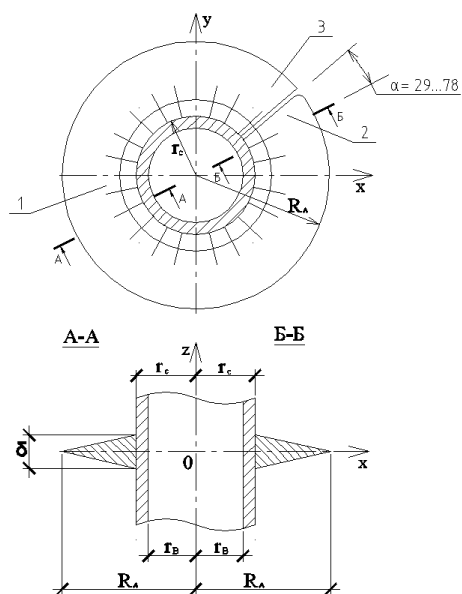


Рис. 1. Схема к расчету лопастей винтовых свай и анкеров в центральной (1), режущей передней (2), и хвостовой задней (3) частях

Рис. 1. Схема к расчету лопастей винтовых свай и анкеров в центральной (1), режущей передней (2), и хвостовой задней (3) частях

В процессе исследований была осуществлена оценка влияния дискретности расчетной схемы замкнутых кольцевых пластин и пластин с разрезом постоянного и переменного сечений методом конечных элементов на величины изгибающих моментов. Для этого сопоставлялись расчеты, выполненные методом конечных элементов, с результатами, полученными по классической тео-

рии пластин [4]. Таким образом, были установлены критерии подобия и внесены соответствующие поправки в конечные результаты расчетов.

При анализе напряженно-деформированного состояния было установлено, что прочность винтовой лопасти и ее несущая способность зависят от величин изгибающих моментов M_r , возникающих в ней; при этом максимальные значения изгибающих моментов принимаются в зоне заделки винтовой лопасти в стволе, в заходном и хвостовом её сечениях, в радиальном направлении, на некотором удалении от разреза (при значении угла смещения $\alpha = 29 \dots 78^\circ$ от разреза). На этом основании авторами было предложено техническое решение винтовой сваи, защищенное а.с. СССР №1534140, согласно которому заходные (режущие) и хвостовые (задние) части винтовых лопастей следует усиливать путем увеличения толщины сечения или приварки накладок (рис. 2).

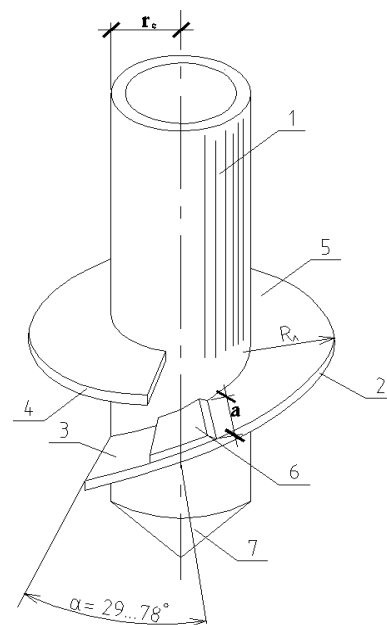


Рис. 2. Винтовая свая с усилением передней (режущей) части лопасти: 1-ствол; 2-винтовая лопасть; 3-заходная (режущая) часть; 4-задняя (хвостовая) часть; 5-центральная часть лопасти; 6-накладка (утолщение); 7-конический наконечник

Имея результаты расчета для пластин с разными соотношениями и абсолютными значениями R_λ , r_c , δ , после внесения поправок были получены расчетные значения максимальных величин изгибающих моментов M_r^{\max} , зависящих от характера изменения толщин пластины (кривизны), соотношения радиусов ствола и лопасти при значениях коэффициента Пуассона $\mu = 0,25 \dots 0,33$.

В результате максимальные значения изгибающих моментов (в $\text{кН}\cdot\text{м}$) в зоне заделки винтовой лопасти со стволом можно определять по следующим расчетным формулам:

– для лопастей постоянной толщины:

$$M_r^{\max} = (12,94 - 23,72 \frac{r_c}{R_\lambda}) q \frac{R_\lambda^2}{6}; \quad (1)$$

– для лопастей переменной толщины:

$$M_r^{\max} = (14,8 - 26 \frac{r_c}{R_\lambda}) q \frac{R_\lambda^2}{6}, \quad (2)$$

где: q – интенсивность действия внешней нагрузки, кПа ;

R_λ и r_c – соответственно радиусы винтовой лопастей и ствола сваи, м.

В связи с тем, что значения M_r^{\max} определяется для заходного и хвостового сечений лопасти в зоне заделки их стволом на незначительном удалении от радиального разреза ($29 \dots 78^\circ$), то толщина лопасти в этих сечениях $\delta = t_{\max}$ и определяется по формуле (3), а других цилиндрических сечениях толщина лопасти убывающего переменного (гиперболического) профиля t_r определяется по выражению:

$$t_{\max} = \sqrt{\frac{6 \cdot M_{\max}}{\gamma_c \cdot R_u}}; \quad (3) \quad t_r = t_{\max} \left[1 - \left(\frac{r - r_c}{R_\lambda - r_c} \right)^Z \right], \quad (4)$$

где: t_{\max} – максимальное значение толщины винтовой лопасти в зоне ее заделки в стволе сваи, м;

γ_c – коэффициент условий работы лопасти, дол. ед.;

R_u – предельно допустимые изгибающие напряжения на растяжение либо сжатие (для равнопрочных сжатию и растяжению материалов) или растяжение и сжатие (для неравнопрочных растяжению и сжатию материалов), кПа ;

$0 \leq Z \leq 1$ – показатель степени вогнутости лопасти (при $Z = 1$ профиль лопасти линейный), принимается в каждом случае, исходя из существующего, требуемого или проектируемого профиля винтовой сваи, максимально к нему приближаясь.

Пример

Для наглядности и с целью сравнения результатов вычислений, полученных различными методами, рассмотрим конкретный пример расчета лопасти в трех сечениях существующей винтовой анкерной сваи СВ 30/105, работающей на выдергивание, при следующих исходных данных:

Материал лопасти-высокопрочный чугун марки ВЧ-50-1,5 с $R_u = 2,7 \cdot 10^5 \text{ кПа}$; $E = 2 \cdot 10^8 \text{ кПа}$, $\mu = 0,25$. Радиус ствола сваи $r_c = 15,55 \text{ см}$ при толщине лопасти в зоне заделки со стволом $\delta = 6 \text{ см} + 1,5 \text{ см}$ на скругление. Радиус винтовой лопасти $R_\lambda = 52,5 \text{ см}$ при $\delta = 1,75 \text{ см}$. Средний радиус винтовой лопасти $r_{cp} = \frac{15,55 + 52,5}{2} = 34 \text{ см}$ при $\delta = 2,65 \text{ см}$. Расчетная выдергивающая нагрузка $P = 600 \text{ кН}$. Интенсивность действия нагрузки:

$$q = \frac{P}{\pi(K_\lambda^2 - r_c^2)} = \frac{600}{3,14(0,525^2 - 0,155^2)} = 760 \text{ кПа}.$$

Решение

Исходя из существующего профиля лопасти винтовой сваи СВ 30/105 подбираем наиболее близкое (гиперболическое) очертание профиля винтовой лопасти, так чтобы обеспечилось бы наиболее близкое совпадение толщин лопастей существующей и расчетной винтовых свай: Оно будет равно при

$$t = Hr^k = 0.0093r^{-1} (H = 0.093, k = -1)$$

При этом:

$$\text{при } r = r_c = 0.1555 \text{ м; } t_{rc} = \frac{0.093}{0.1555} = 0.0598 \text{ при } \delta = 0,06 \text{ м;}$$

$$\text{при } r = R_\Lambda = 0.525 \text{ м; } t_{r\Lambda} = \frac{0.093}{0.525} = 0.0177 \text{ при } \delta = 0,0175 \text{ м;}$$

$$\text{при } r = r_{cp} = 0.34 \text{ м; } t_{rcp} = \frac{0.093}{0.34} = 0.0274 \text{ м при } \delta = 0,0265 \text{ м.}$$

Для всех трех расчетных сечений от центра сваи определим значения изгибающих моментов M_r в центральных частях лопасти, рассчитываемых аналитическим методом, как для круглых пластин переменной толщины. Из-за длительности вычислений значения M_r позаимствуем из [5] при тех же исходных данных. Они будут соответственно равны:

$$M_{rc} = 98.287 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad M_{r\Lambda} = 0 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad M_{rcp} = 10,8542 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Для всех трех расчетных центральных сечений толщины винтовой лопасти можно рассчитать по формулам (3).

$$t_{rc} = t_{\max} = \sqrt{\frac{6 \cdot 98.287}{1 \cdot 2.7 \cdot 10^5}} = 0.0467 \text{ м}; \quad t_{r\Lambda} = \sqrt{\frac{6 \cdot 0}{1 \cdot 2.7 \cdot 10^5}} = 0 \text{ м};$$

$$t_{rcp} = \sqrt{\frac{6 \cdot 10,8542}{1 \cdot 2.7 \cdot 10^5}} = 0,01555 \text{ м}.$$

Для расчета толщин в передней режущей и задней хвостовой частях винтовой лопасти воспользуемся методом конечных элементов. По формуле (2) для лопастей переменной толщины вначале определим значение M_r^{\max} , а затем по выражениям (3),(4) – сами значения толщин в трех расчетных сечениях (при средней степени вогнутости лопасти $Z=0.5$). При этом степень соответствия фактического и приведенного профилей винтовой лопасти приведена в табл. 1 и показана на рис. 3 (кривые а и б).

$$M_{rc}^{\max} = (14.8 - 2.6 \frac{0.1555}{0.525}) 760 \cdot 0.525^2 / 6 = 248 \text{ кНм}; \quad \text{т.е. примерно в 2,5 раза больше, чем в}$$

центральных сечениях в зоне заделки со стволом, (точнее в $\frac{248}{98.287} = 2.52$ раза);

$$t_{rc} = t_{\max} = \sqrt{\frac{6 \cdot 248}{1 \cdot 2.7 \cdot 10^5}} = 0.00742 \text{ м};$$

$$t_{r\Lambda} = 0,742 \left[1 - \left(\frac{0,525 - 0,1555}{0,525 - 0,1555} \right)^{0,5} \right] = 0 \text{ м};$$

$$t_{rcp} = 0,742 \left[1 - \left(\frac{0,34 - 0,1555}{0,525 - 0,1555} \right)^{0,5} \right] = 0,223 \text{ м},$$

Для наглядности и дальнейшего анализа все результаты вычислений толщин в трех сечениях лопасти ($t_{rc}, t_{rcp}, t_{r\Lambda}$) сведем в табл. 1 и по ней построим четыре графика профилей винтовой лопасти-фактический (а), теоретический (б), расчетный (аналитический) для центральных частей лопасти (в) и расчетный (г) для режущей (хвостовой) частей лопасти (рис. 3). По вертикальной оси t масштаб толщины лопасти принят 1:1, по горизонтальной r -1:3.

Табл. 1. Расчетные и фактические значения толщин лопасти винтовой сваи СВ 30/105 в трёх сечениях

Толщина лопасти винтовой сваи	Значение толщины винтовой лопасти сваи при радиусе r , см		
	$r_c=15,555$	$r_{cp}=34$	$R=52.5$
Фактическая (существующая)	$6^{11.5}$	2.65	1.75
Теоретическая (приведенная)	5,98	2,74	1,77
Расчетная в центральной части, полученная аналитическим путем	4,67	1,55	0
Расчетная в режущей (заходной) и задней (хвостовой) частях, полученная методом конечных элементов	7,42	2,23	0

Примечание к табл. 1: $6+1,5$ -фактическая толщина лопасти со скруглением на стволе (из них 6см фактическая толщина лопасти, 1,5см-скругление)

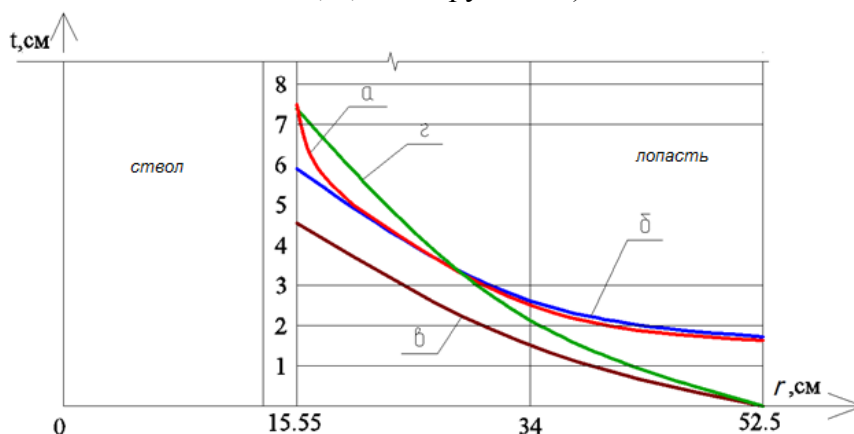


Рис. 3. Фактический (а), приведенный (б), расчетный в центральной части (в) и расчетный в заходной (хвостовой) части (г) профили лопасти винтовой сваи

Приведенные в табл. 1 данные и изображенные на рис. 3 кривые показывают, что во всех трех расчетных сечениях фактические (приведенные) толщины профиля лопасти винтовой части сваи СВ 30/105 превышают расчетные в тех же сечениях лопасти на выдергивающую нагрузку $P=600$ кН, что идет в запас прочности и защиту от коррозии. При этом расчетные значения в режущей и хвостовой частях лопасти превышают её толщину в центральных частях, поэтому требуется утолщение винтовой лопасти в передней и задней частях при действии на сваю больших по величине выдергивающих нагрузок.

При проектировании и расчетах лопастей винтовых свай и анкеров следует иметь виду, что заходные (режущие) и хвостовые (задние) их части всегда более загружены нагрузкой, т.к. работают на изгиб, и в отличие от центральных частей лопастей, рассчитываются по иному и нуждаются в утолщении или усилении.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Чернюк, В.П. Расчет и проектирование винтовых лопастей свай и анкеров как круглых пластин переменной толщины/В.П.Чернюк, В.П.Щербач, С.М.Семенюк // Вестник БрГТУ, №1 «Строительство и архитектура». – 2016. – С.151 – 155.
2. Мухин, А.В. К расчету и конструированию лопасти винтовой сваи/А.В. Мухин, В.П. Чернюк, В.Н. Пчелин, В.В. Спиридонов // Брестский инж.-строй. ин-т.- Брест, 1998.-8с.-Деп.во ВНИИС 27.01.88, №8544, МФ НPSU0085444СА.
3. Богород. Л.Я. Винтовые сваи и анкеры в электросетевом строительстве/Л.ЯБогород // - М.:Энергия, 1967.-200с.
4. Тимощенко, С.П. Пластины и оболочки. /С.П. Тимощенко, С.Войковский-Кригер//.- М.:Наука, 1966-635с.
5. Чернюк, Владимир. Технические, технологические и прочностные расчеты винтовых свай/В.Чернюк, А.Бондарь, Е.Шляхова // Германия, LAP LAMBERT Academic Publishing RU. – 2017. – 117 с.

ВЛИЯНИЕ ДОБАВКИ ДЛЯ БЕТОНОВ НА КОРРОЗИОННОЕ СОСТОЯНИЕ АРМАТУРЫ

Чикилаев Г.С., Федорович П.Л.

ВВЕДЕНИЕ

Железобетон – это строительный материал, который позволяет возводить различные здания и сооружения. Большинство старых железобетонных конструкций и сооружений, возведенных в первой половине XX века, подтверждает репутацию железобетона как долговечного материала. Однако известно немало фактов, когда происходят как местные повреждения, так иногда и значительные разрушения железобетонных конструкций. Чаще всего разрушение железобетонных конструкций происходит из-за воздействия внешней агрессивной среды.

Существует две основные схемы разрушения железобетонных конструкций. По первой схеме вначале разрушается бетон из-за его недостаточной стойкости к агрессивной среде, а затем происходит коррозия арматуры. По второй схеме разрушение начинается с коррозии арматуры, когда бетон не обладает достаточными защитными свойствами по отношению к стальной арматуре, но и не разрушается под действием агрессивной среды, которая в данном случае не является по отношению к нему агрессивной. Разрушение бетона происходит под давлением растущей на арматуре ржавчины, т. е. носит чисто механический характер. Это вызвано тем, что ржавчина занимает в 2–3 раза больший объем, чем прокорродировавшая сталь, и отличается рыхлостью [1]. Обычно такого рода разрушение железобетонных конструкций вызывается действием влажного воздуха или периодического увлажнения и характерно для влажных помещений, особенно при загрязнении атмосферы агрессивными газами.

В связи с этим существуют различные способы защиты железобетонных конструкций от коррозии арматуры. Одним из таких способов является применение химических добавок в бетон, которые препятствуют протеканию коррозионных процессов в железобетоне.

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЙ

Для проведения исследования по определению защитных свойств бетона с добавкой по отношению к стальной арматуре был выбран метод снятия поляризационных кривых, СТБ 1168-99 «Бетоны. Метод контроля коррозионного состояния стальной арматуры в бетоне и защитных свойств бетона»[2]. Сущность данного метода испытаний состоит в определении защитных свойств бетона по отношению к стальной арматуре путем наложения электрического потенциала на стальную арматуру и измерения соответствующей величины плотности тока с последующим построением поляризационной кривой и ее анализом. Метод позволяет учесть влияние на коррозионное состояние стальной арматуры вяжущих, заполнителей, химических и минеральных добавок, то есть выявить в первую очередь активирующее воздействие агрессивных по отношению к стали веществ: хлоридов, сульфатов и др. Кроме того, можно производить и оценку агрессивности эксплуатационных сред по отношению к железобетону.

Эксперименты выполнены с использованием 3-х партий образцов (первые две – 12 образцов, а третья – 6 образцов) размерами 70x70x140 мм с арматурой, зафиксированной внутри образцов. Для испытаний использовались гладкие, цилиндрические стержни диаметром 10 мм из стали марки Ст 3, предварительно стержни были очищены и обезжирены ацетоном. После установки стержней формы заполнили двумя составами, представленными в таблице 1.

Таблица 1 – Составы бетона

Наименование состава	Расход составляющих, кг на 1 м ³ бетонной смеси				
	цемент	песок	щебень	вода	добавка
Контрольный (без добавки)	300	770	1180	170	0
Основной (с добавкой)	300	770	1180	170	3,0 (1,0% от массы цемента*)

*-дозировка добавки берется в сухом виде.

Характеристики материалов для приготовления бетонных смесей:
 Вяжущее – портландцемент ПЦ-500 Д0 по ГОСТ 10178-85[3] ОАО «Красносельск-стройматериалы».

Мелкий заполнитель – песок Мк=2,5 по ГОСТ 8736-2014[4], ОАО «Нерудпром».

Крупный заполнитель – гранитный щебень фр. 5-20 мм по ГОСТ 8267-93[5], РУПП «Гранит».

Вода для затворения бетонной смеси – водопроводная по СТБ 1114-98 [6].

Химическая добавка – добавка для бетонов «ГС ПронитратМикс».

По истечении 28 суток твердения одну партию образцов насыпали в коррозионной среде KCl, а другую партию в NaCl. Содержание хлоридов в коррозионной среде в пересчете на хлор-ионы составило 5000 мг/л. Содержание хлоридов принято как для среды, степень агрессивности которой умеренно-агрессивная ХА2) Для насыщения образцов их вертикально, рабочей стороной вверх, поместили в емкости с агрессивной средой. Расстояние между соседними образцами составляло не менее 1 см. Вначале емкости заполняли рабочими жидкостями с агрессивными средами до половины высоты образцов, а затем через трое суток, доливали до уровня трех четвертей высоты образцов. Далее образцы выдерживали в течение еще 4 суток, при этом рабочую жидкость по мере снижения ее уровня в емкости периодически доливали. Насыщение образцов продолжалось до достижения суточного прироста массы не более 0,1 %. После насыщения с первой и второй партии были взяты образцы для определения коррозионного состояния арматуры (таблица 2) при 0 циклах.

Таблица 2 – Коррозионное состояние арматуры при 0 циклах

Наименование объекта испытаний	Фактическое значение показателя для образцов			
	Частное			Результатирующее
Определение защитных свойств бетона по отношению к стальной арматуре в коррозионной среде NaCl. Плотность тока, мкА/см ² при потенциале плюс 300 мВ: - контрольный - основной	3,8	3,7	3,6	3,7
	3,6	3,5	3,3	
	<i>Устойчивое пассивное состояние</i>			
Определение защитных свойств бетона по отношению к стальной арматуре в коррозионной среде KCl. Плотность тока, мкА/см ² при потенциале плюс 300 мВ: - контрольный - основной	3,5	3,8	3,9	3,7
	3,4	3,7	3,6	
	<i>Устойчивое пассивное состояние</i>			
<i>Примечание: Содержание хлоридов в коррозионной среде в пересчете на хлор-ионы составлял 5000мг/л</i>				

Таблица 3 – Коррозионное состояние арматуры при 10 циклах

Наименование объекта испытаний	Фактическое значение показателя для образцов			
	Частное			Результатирующее
Определение защитных свойств бетона по отношению к стальной арматуре в коррозионной среде NaCl. Плотность тока, мкА/см ² при потенциале плюс 300 мВ: после 10 циклов - контрольный - основной	3,9	4,1	4,0	4,0
	3,7	3,8	3,7	
	<i>Устойчивое пассивное состояние</i>			
Определение защитных свойств бетона по отношению к стальной арматуре в коррозионной среде KCl. Плотность тока, мкА/см ² при потенциале плюс 300 мВ: после 10 циклов - контрольный - основной	3,8	3,9	3,9	3,9
	3,4	3,4	3,4	
	<i>Устойчивое пассивное состояние</i>			
<i>Примечание: Содержание хлоридов в коррозионной среде в пересчете на хлор-ионы составлял 5000мг/л</i>				

Следующую партию образцов подвергли циклическому насыщению агрессивной средой и последующему высушиванию. Время насыщения в коррозионной среде составило 24 часа. Высушивание осуществлялось в сушильном шкафу при температуре $(40 \pm 5)^\circ\text{C}$ в течение 24 часов. Через 10 циклов насыщения и высушивания образцов определялось коррозионное состояние арматуры (таблица 3). На основании полученных данных были построены анодные поляризационные кривые для партии образцов, насыщенных в среде NaCl (рисунок 1) и KCl (рисунок 2).

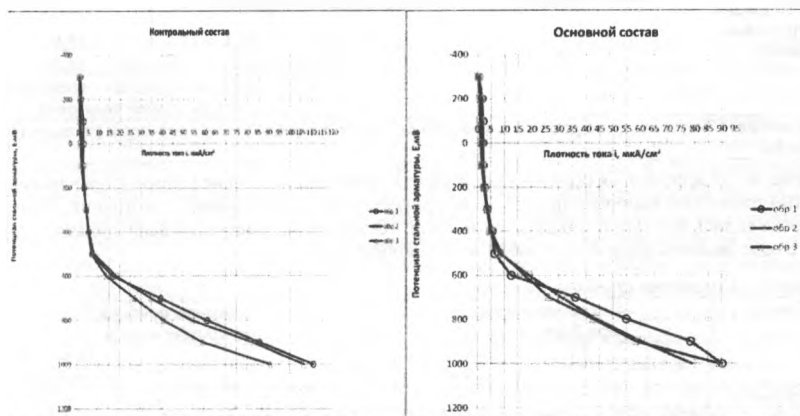


Рисунок 1 – Анодные поляризационные кривые для образцов, насыщаемых в коррозионной среде NaCl

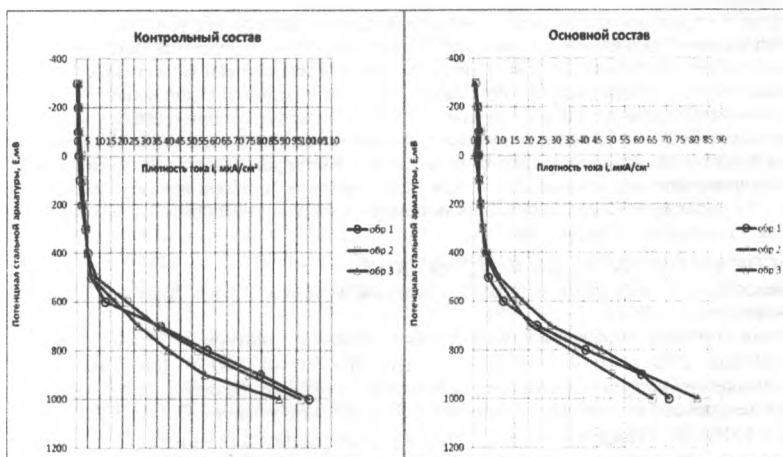


Рисунок 2 – Анодные поляризационные кривые для образцов, насыщаемых в коррозионной среде KCl

Последняя партия образцов насыщалась в более агрессивной среде с содержанием хлоридов 30000 мг/л. По истечении 10 циклов насыщения и высушивания были получены следующие результаты (таблица 4).

Таблица 4 – Показания плотности тока при 10 циклах

Наименование объекта испытаний	Фактическое значение показателя для образцов			
	Частное			Результатирующее
Определение защитных свойств бетона по отношению к стальной арматуре в коррозионной среде NaCl. Плотность тока, мкА/см ² при потенциале плюс 300 мВ: после 10 циклов - контрольный - основной	18,2	17,4	18,0	17,9
	14,1	14,5	13,6	14,1
<i>Неустойчивое пассивное состояние (возможна слабая коррозия)</i>				
<i>Примечание: Содержание хлоридов в коррозионной среде в пересчете на хлор-ионы составляло 30000 мг/л</i>				

Также последняя партия образцов проверялась прибором, в основе работы которого лежит частотно-разностно-ферромагнитный метод определения коррозионного состояния. Измерения проводились как при 0 циклах, так и после 10 циклов насыщения и высушивания в растворе с содержанием хлор-ионов 30000 мг/л (таблица 5).

Таблица 5 – Показания прибора

Образцы	Показания прибора при 0 циклах, у. е.				Показания прибора при 10 циклах, у. е.			
	1	2	3	Результатирующее	1	2	3	Результатирующее
контрольный	77,3	73,7	76,5	75,8	98,0	84,3	98,2	93,5
основной	59,2	63,0	63,5	61,9	82,6	78,3	80,9	80,6

Как видно из полученных результатов, разница частот у контрольных образцов выше, чем у основных. Из этого следует что процесс коррозии в основных образцах с добавкой протекает медленнее, чем без нее.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В результате проведенных исследований можно сделать следующие выводы:

- использование химической добавки для бетонов позволило обеспечить бетон защитными свойствами по отношению к стальной арматуре в условиях воздействия агрессивных хлоридных сред (степень агрессивности умеренно-агрессивная ХА2) при содержании хлор-ионов 5000 мг/л;
- использование химической добавки для бетонов в более агрессивной среде при содержании хлор-ионов 30000 мг/л также показывает эффективность ее применения по сравнению с обычным бетоном, но возможна слабая коррозия. Это подтвердилось как при помощи метода снятия поляризационных кривых, так и при использовании прибора неразрушающего контроля, в основе которого лежит способность измерять разность ферромагнитных характеристик стали и продуктов ее коррозии.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Алексеев, С.Н. Коррозия и защита арматуры в бетоне / С.Н. Алексеев. – Москва: Стройиздат, 1968. – 233 с.
2. Метод контроля коррозионного состояния стальной арматуры в бетоне и защитных свойств бетона: СТБ 1168-99 Бетоны. – Взамен СТ СЭВ 4421-83. – Введ. 2000.01.01. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 1999. – 23 с.
3. Портландцемент и шлакопортландцемент. Технические условия: ГОСТ 10178-85 – Взамен ГОСТ 10178-76. – Введ. 1987.01.01. – Москва: Издательство стандартов, 1985. – 7 с.
4. Песок для строительных работ. Технические условия: ГОСТ 8736-2014 – Взамен ГОСТ 8736-93. – Введ. 2017.04.01. – Минск: Госстандарт Республики Беларусь, 2016. – 10 с.
5. Щебень и гравий из плотных горных пород для строительных работ. Технические условия: ГОСТ 8267-93 – Введ. 1995.01.01. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 1995. – 15 с.
6. Вода для бетонов и растворов. Технические условия: СТБ 1114-98 – Взамен ГОСТ 23732-79. – Введ. 1999.01.01. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 1998. – 12 с.

НОВОЕ КОНСТРУКТИВНОЕ РЕШЕНИЕ КОМПОЗИТНОЙ НЕСЪЕМНОЙ ОПАЛУБКИ ДЛЯ ЭФФЕКТИВНЫХ МОНОЛИТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ДИСКОВ ПЕРЕКРЫТИЙ

Шалобыта Н.Н., Деркач Е.А., Шалобыта Т.П.

В последнее десятилетие в Республике Беларусь одним из путей повышения качественно-уровня строительства, архитектурного разнообразия и выразительности застройки стало расширение применения монолитного железобетона. Монолитные и сборные железобетонные конструкции не стоит сравнивать друг с другом, так как области применения данных конструкций принципиально отличаются. Сборные железобетонные конструкции в основном применяются в массовом строительстве жилых, общественных и промышленных зданий, где основной задачей является максимальное повышение индустриальности строительства, полное заводское производство изделий и их поточный монтаж на строительной площадке. Монолитные конструкции применяются гораздо реже, несмотря на то, что они имеют значительно больше преимуществ, как в конструктивном плане, так и технологическом (при изготовлении) и значительно лучшей эксплуатационной пригодности. Имеется широкая область гражданского и промышленного строительства, где рационально применение монолитного железобетона, например: цельномонолитные гражданские и производственные здания; сборно-монолитные конструкции многоэтажных зданий – каркасных или панельных с монолитными ядрами жесткости; монолитные плоские безбалочные перекрытия под тяжелые нагрузки; отдельные нестандартные элементы общественных и производственных зданий; большепролетные конструкции; элементы реконструкции существующих зданий – жилых, общественных и производственных.

При возведении монолитных конструктивных систем в Беларуси довольно широко применяется съёмная, или передвижная опалубка, которую устанавливают на месте строительства, заливают бетонной смесью и демонтируют после того, как монолитный бетон набирает необходимую прочность. Современные новые технологии предполагают применение несъемной или оставляемой опалубки, которая после бетонирования сохраняется как элемент конструкции. Одним из перспективных вариантов несъемной (оставляемой) опалубкой является набирающая известность в Европе «VST-systema» австрийской фирмы VST BUILDING TECHNOLOGIES AG [1], в основе технологии которой применение в качестве элементов опалубки листов цементно-стружечных плит. Для Республики Беларусь ЦСП-технология является относительно новой, не смотря на то, что она дает возможность снизить себестоимость строительства, сократить его сроки и повысить качество зданий.

Цементно-стружечные плиты (ЦСП) – конструктивный листовой материал, обладающий рядом свойств основных его компонентов – цемента и древесины: высокой прочностью, влагостойкостью, трудногорюемостью, биостойкостью, отсутствием токсичности, легкостью обработки. Они не воспламеняются, атмосферостойчивы, не подвержены воздействию насекомых и грибов, хорошо склеиваются с древесиной, полимерами и металлами, сравнительно легко поддаются пилению, фрезерованию и сверлению [2]. Несмотря на то, что рядом зарубежных фирм, таких как "Бизон" (ФРГ), "Фама" (Австрия), "Элтен" (Нидерланды), "Интендоф" (Япония), "Веркер" (Бельгия) и российских компаний ЗАО «ТАМАК», ООО «ЦСП-Свирь», Омский, Костромской заводы ЦСП, уже достаточно давно разработана технология производства цементно-стружечных плит, в Республике Беларусь такие плиты получили распространение относительно недавно. Только в 2013 году в Республике Беларусь было введено в эксплуатацию предприятие по изготовлению цементно-стружечных плит в Могилевской области (г. Кричев) [3]. За 2,5 года на территории бывшего мясокомбината создали инновационное производство. Предприятие оснащено современным импортным оборудованием (немецкой компании Binos) мощностью более 60 тыс. м³, что должно полностью обеспечить потребность Беларуси в этом материале. Сравнение основных физико-механических характеристик ЦСП и других материалов приведено в таблице 1.

Таблица 1 – Сравнительная характеристика плит на минеральном связующем

Основные характеристики	ДСП [2, 5]	Фибролит [2]	Арболит [2]	ЦСП [8]	
				ЦСП-1	ЦСП-2
1	2	3	4	5	6
Средняя плотность, кг/м ³	600-800	350-500	400-850	1100-1400	
Влажность, %	8±2	20	–	9±3	
Водопоглощение, %, не более	15	40-45	40-85	16	
Разбухание по толщине за 24 ч, %	20-30	–	–	2,0	
Прочность при изгибе, МПа	15-18	0,6-1,3	0,7-1,0	9-12	7-9
Модуль упругости при изгибе, МПа	1800-4000	300-500	250-2300	3500	3000
Модуль упругости при сжатии, МПа	–	–	–	–	–
Модуль упругости при растяжении, МПа	–	–	–	–	–
Прочность при сжатии параллельно слоистости, МПа	–	–	0,5-5	–	–
Предел прочности при растяжении перпендикулярно к пласти плиты, МПа	0,25-0,4	–	–	0,4	0,35
Горючесть	горючи	–	трудногораемы	трудногораемы	
Класс биостойкости	не биостойки	–	5	4	–
Коэффициент звукопоглощения	0,2-0,7	–	0,17-0,6	–	–
Ударная вязкость, Дж/м ²	–	–	–	не менее 1800	
Морозостойкость (потеря прочности при попеременном замораживании и оттаивании за 50 циклов), %	–	–	–	не более 10	

Цементно-стружечные плиты относятся к группе трудногораемых материалов повышенной биостойкости [8] и предназначены для применения в строительстве в качестве панелей перегородок, плит покрытий, элементов подвесных потолков, вентиляционных коробов, полов, отраженных ложжий, а также подоконных досок, обшивок, облицовочных деталей и других строительных изделий. Цементно-стружечные плиты могут быть использованы в жилых и общественных зданиях, а также зданиях промышленного и сельскохозяйственного назначения, временных постройках контейнерного типа и сборно-разборных. Как отмечалось ранее, одной из наиболее перспективных европейских строительных технологий является технология монолитного строительства в несъемной опалубке из цементно-стружечных плит. За достаточно короткий период (около 20–25 лет) были успешно реализованы несколько сотен проектов в области строительства жилых домов, гостиниц, ресторанов, фирм и объектов спорта и отдыха, а также социальных объектов строительства, в том числе домов престарелых.

Запатентованная VST-система – это система несъемной опалубки, состоящая из цементно-стружечных плит толщиной 24 мм, соединенных в заводских или построечных условиях в готовые армированные элементы. Для соединения элементов опалубки применяются запатентованные арматурные блоки, состоящие из стальных П-образных профилей, расположенных с определенным шагом и приваренных к ним арматурным стержням диаметром не менее 10 мм. Впоследствии арматурные блоки закрепляются на листы несъемной опалубки из ЦСП стальными шурупами. В дальнейшем из отдельных элементов возводятся стены и перекрытия с соединением в узлы обычно на строительной площадке, армируются и затем заливаются бетонной смесью, при этом цементно-стружечная плита является несъемной опалубкой [11].

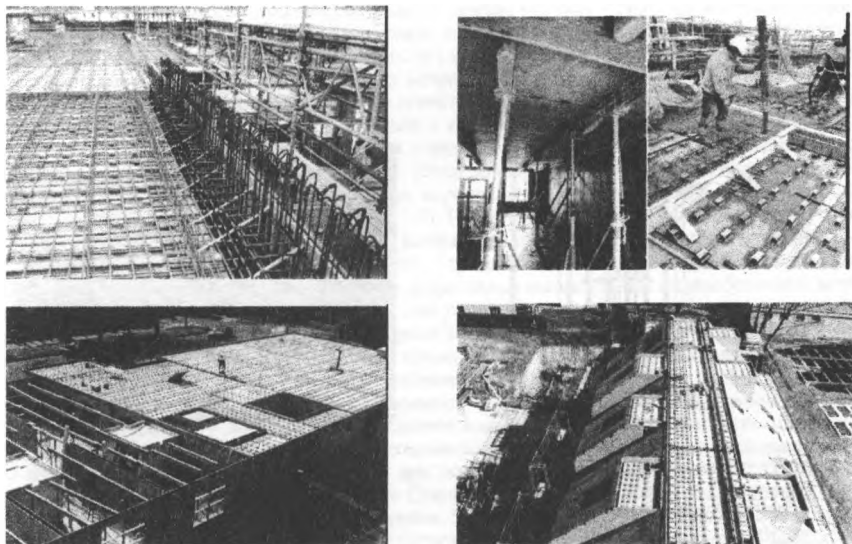


Рисунок 1 – Применение VST-системы

К преимуществам данной системы относятся:

- обеспечение полной монолитной конструкции;
- значительное повышение тепло- и звукоизоляционных качеств конструкции за счет несъемной опалубки;
- снижение себестоимости строительства объекта по сравнению с аналогичными зданиями с кирпичными стенами на 25%;
- высокая скорость строительства при простоте монтажа и отсутствии тяжелой механизации;
- полная свобода архитектурных и строительных решений;
- возможность строить дома любой этажности;
- легкость и гибкость конструкции.

Несмотря на имеющиеся преимущества данной системы, она имеет и ряд недостатков как технологических – касающихся с трудоемкости процессов возведения, так и конструктивных – обеспечения целостности работы конструкции (требования по пригодности к нормальной эксплуатации – SLS), проявляющаяся в первую очередь в работе перекрытий зданий. Немаловажным конструкционным фактором является так же и снижение материалоемкости конструкций выполненных с применением несъемной опалубки. Для перекрытий с несъемной опалубкой из ЦСП актуальное значение имеет обеспечение целостности работы конструкции перекрытия [10].

Согласно разработанной VST BUILDING TECHNOLOGIES AG технологии соединения отдельных листов ЦСП-опалубки, как по длине, так и по ширине перекрытий, выполняется с применением дополнительных металлических элементов (уголков) на механических связях (рисунок 2). Учитывая тот факт, что при проектировании перекрытий совместную работу ЦСП и монолитного бетона рекомендуется не учитывать [11], данная технология сплачивания опалубки может быть приемлема. Однако, как показывают собственные экспериментальные исследования [10, 12, 13], учет совместной работы ЦСП-опалубки и монолитного железобетона может существенно уменьшить процент армирования данных перекрытий, при этом особенно важным является целостность в работе непосредственно несъемной опалубки. Для качественной передачи усилий при работе листов несъемной опалубки из ЦСП предлагается решение с использованием в зоне их стыка ламелей из углеволокна.

Волокнисто-армированные полимеры (Fiber reinforced polymer - FRP) представляют собой композит, состоящий из высокопрочных волокон и матрицы, предназначенный для связывания этих волокон при изготовлении структурных форм. Общие типы волокон включают арамид, углерод, стекло и высокопрочную сталь, а их матрицы - эпоксидные и сложные эфиры или неорганические матрицы для использования в огнестойких композитах. Системы FRP обладают значительными преимуществами по сравнению с классическими конструкционными материалами, такими как сталь, обладающая малым весом, коррозионной стойкостью и т. д. Первоначально разработанные для самолетов, эти композиты успешно использовались в различных конструкционных применениях (фюзеляжи самолетов, корпуса судов, элементы скоростных поездов, грузовые контейнеры и лопасти турбин) [6, 7, 9]. Несмотря на то, что использование FRP для гражданских инженерных сооружений было начато только в 1980-х годах, к настоящему времени реализовано большое количество проектов, продемонстрировавших использование этих композитов в восстановлении обычных и предварительно напряженных железобетонных конструкций. Композиты успешно используются для усиления всех основных типов конструкций, таких как балки, колонны, плиты и стены. Кроме того, были разработаны схемы усиления для уникальных сооружений, это резервуары для хранения жидкостей и газов, дымовые трубы.

Углеродные волокна имеют важную особенность – они практически на 100% состоят только из атомов углерода. К настоящему времени углеродные волокна в основном получают из трех материалов – полиакрилонитрильного волокна, вязкого корда и пеков. Углеродные волокна обладают уникальными механическими свойствами, у них достаточно высокая прочность и модуль упругости. Причем при повышении температуры механические свойства не уменьшаются, а наоборот, возрастают. Среди всех материалов только углеродные волокна обладают такими специфическими свойствами. Углеродные волокна стойки к органическим растворителям, щелочам и кислотам, но недостаточно стойки к действию окислителей. При этом, как показывает практика изготовления, изменяя параметры технологического процесса, можно получать волокна с различными электрофизическими свойствами, благодаря чему они применяются для изготовления разнообразных по назначению электронагревательных элементов. Кроме того, углеродные волокна можно получать с очень высокой активной поверхностью, для применения их в качестве эффективных сорбентов [6, 7, 9].

К основным конструкционным преимуществам углеродных волокон относятся их исключительно высокие отношения сопротивления на растяжение к весу, а также высокие отношения модуля упругости к весу. Кроме того, углеродные волокна обладают высокой усталостной прочностью и очень низким коэффициентом линейного теплового расширения, а в некоторых случаях даже отрицательным тепловым расширением. Эта особенность обеспечивает стабильность размеров, что позволяет композиту достигать почти нулевого расширения до температур до 570°F (300°C) в специальных конструкциях. Углеродные волокна, защищенные от окисления, выдерживают температуры до 2000°C (3600°F), они химически инертны и нечувствительны к коррозии или окислению при температурах ниже 750°F (400°C).

В основном углеродные волокна получают из трех основных типов материалов: вискозы, полиакрилонитрила и нефтяного пека. В настоящее время в основном нашли применение второй и третий тип материалов. Полиакрилонитрильные волокна (PAN – волокна) являются основным видом сырья, применяемым для получения главным образом высокопрочных высокомодульных углеродных волокон. Среди различных видов карбоцепных волокон наиболее широкое применение получили волокна, вырабатываемые из сополимеров акрилонитрила. Сополимеры, содержащие до 15% второго компонента, по своим основным показателям (растворимости, термостойкости) практически не отличаются от чистого полиакрилонитрила. Молекулярная масса полимеров и сополимеров, используемых для получения волокон, составляет от 40 000 до 60 000. Углеродное волокно на основе PAN сырья имеет высокую прочность на разрыв. Это происходит из-за отсутствия поверхностных дефектов, которые действуют как концентраторы напряжений и, следовательно, уменьшают прочность на растяжение.

Первое волокно из пека, названное MP-волокном, было получено с использованием поливинилхлорида, который в виде порошка подвергался термодеструкции, в результате которой происходило дегидрохлорирование с глубокими превращениями, приводящее к образованию смолы (пека). Из пека формовалось волокно, которое подвергалось термообработке для получения углеродного волокна. Плавкий пек обладает хорошими волокнообразующими свойствами. Он имеет черный цвет и представляет собой смесь различных соединений. Элементарный состав пека $C_{62}H_{52}$. При обычной температуре хрупкий, при температуре выше

150°C – размягчается, а при температуре выше 200°C – переходит в вязкотекучее состояние. Поэтому волокна формируют при температуре 250...290°C продавливанием через фильеры в шахту, где они охлаждаются воздухом и принимаются на бобину. Расплава пека позволяет использовать большие фильерные вытяжки, и следовательно, получать волокно приемлемого диаметра (8...50 мкм). Для перевода в неплавкое состояние волокно окисляется в две стадии – сначала озонем, а затем кислородом воздуха. Предварительное окисление озонем способствует повышению прочности волокна и сокращению продолжительности окисления воздухом.

Из всех физико-механических свойств углеродных волокон особенное место занимает высокий модуль упругости и прочность, низкая плотность, низкий коэффициент трения, а также высокая стойкость к атмосферному влиянию и химическим реагентам. В таблице 2 и рисунках 4, 5, приведено сравнение углеродных волокон по физико-механическим свойствам с другими материалами.

Таблица 2 – Классификация углеродных волокон

Классификация	Прочность на разрыв, МПа	Модуль Юнга, ГПа
1	2	3
Высокопрочные	3000-7000	200-300
Высокомодульные	2000-3000	350-700
Низкомодульные	500-1000	30-50
Средней прочности	1000-2000	50-150

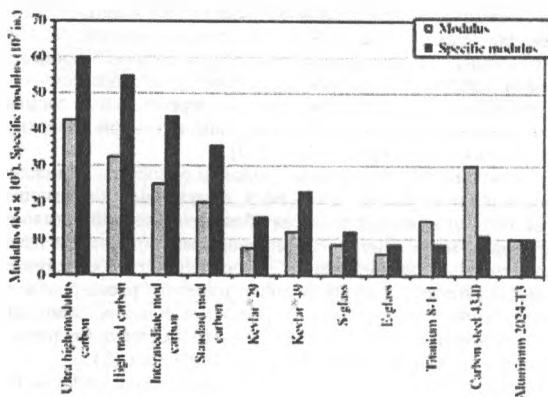
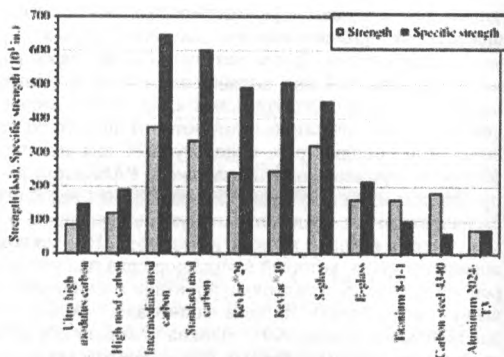


Рисунок 4 – Модуль упругости при растяжении (жесткость) типичных волокон и металлов [6, 7, 9].

Рисунок 5 – Прочность на растяжение типичных волокон и металлов [6, 7, 9]



Как правило, используются не отдельные нити углеволокна, а ткани на их основе. Ткань определяется как изготовленная

сборка из длинных волокон из углерода, арамида, стекла или других волокон или их комбинация для получения плоского листа из одного или нескольких слоев волокон. Эти слои удерживаются вместе либо путем механической взаимоблокировки самих волокон, либо с помощью вторичного материала, чтобы связать эти волокна вместе и удерживать их в определенном фиксированном положении, предоставляя сборке достаточную целостность для обработки. Следовательно, ткани являются предпочтительным выбором армирования, поскольку волокна находятся в более удобном формате для инженера-конструктора и изготовителя. Типы ткани классифицируются по ориентации используемых волокон и по различным методам построения, используемым для удержания волокон вместе [7, 9].

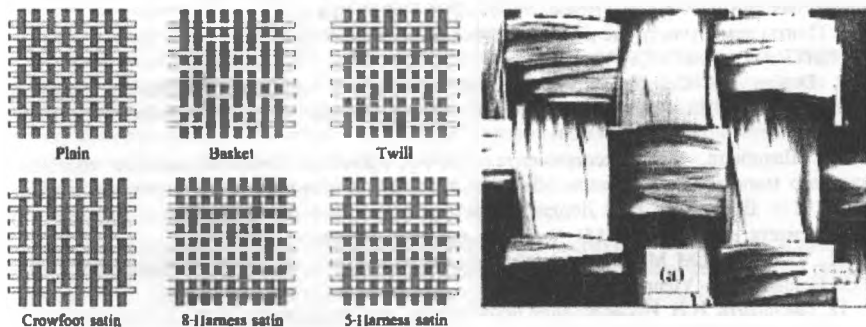


Рисунок 6 – Основные типы плетения

Во многих случаях тканевые композиты FRP укладываются на конструкцию вручную с использованием техники ручной пропитки, также называемой ручной укладкой. Этот процесс включает в себя размещение (и обработку) последовательных слоев пропитанного смолой FRP-материала. Скрепки, щетки и рифленные ролики используются для вдавливания смолы в ткань и для удаления большей части захваченного воздуха. Этот метод стал обычным явлением во всей индустрии композитов по ряду причин. Во-первых, принципы этой методики просты в обучении и широко используются в течение многих лет. Во-вторых, этот метод очень экономичен, поскольку дорогостоящее оборудование не требуется. Наконец, широкий ассортимент волокон и смол совместим с этим методом и может быть приобретен у большого количества поставщиков.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Углеродные волокна благодаря своим специфическим свойствам имеют широкую область применения. К сожалению, к недостаткам углеродных волокон относится высокая стоимость, что отчасти объясняется небольшими объемами их производства. При увеличении масштабов производства стоимость углеродных волокон значительно снизится, что позволит эффективно использовать их в строительстве.

Исходя из проведенного анализа, предлагаемое решение композитной несъемной опалубки для плоских железобетонных перекрытий из листов ЦСП, соединенных в зоне стыка FRP-композитами, несомненно является перспективным направлением для исследований и позволит получить качественно новые прочностные и деформационные характеристики конструкции перекрытий.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Национальный Интернет-портал Республики Беларусь [Электронный ресурс]. – Брест, 2012. – Режим доступа: www.vst-austria.at. – Дата доступа: 21.08.2012.
2. Наназашвили, И.Х. Строительные материалы и изделия: справ. пособие / И.Х. Наназашвили, И.Ф. Бунькин, В.И. Наназашвили – Москва: Адлент, 2006. – 479 с.
3. Беларусь: завод по производству ЦСП будет введен в строй в 2013 году. – 2013. – Режим доступа: <http://www.fasad-rus.ru>. – Дата доступа: 13.04.2013.

4. Национальный Интернет-портал Республики Беларусь [Электронный ресурс]. – Брест, 2012. – Режим доступа: www.asbosem.ru. – Дата доступа: 15.05.2013.
5. ЦСП, OSB, аквапанели. Листовые материалы в строительстве – обзор современных плитных стройматериалов. – 2013. – Режим доступа: <http://www.mservice.com.ru>. – Дата доступа: 14.04.2013.
6. ISIS Educational Module 9: Prestressing Concrete Structures with Fibre Reinforced Polymers / A Canadian Network of Centres of Excellence; N. Banthia [et al.]. – 2007.
7. Guide for the Design and Construction of Concrete Structures Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer Bars / National Research Council; Advisory Committee on Technical Recommendations for Construction – Rome, 2007. – CNR-DT 203/2006.
8. Плиты цементностружечные. Технические условия: ГОСТ 26816-86. – Введ. 01.07.86. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988. – 36 с.
9. Design and Construction of Building components with Fibre Reinforced Polymers: CAN/CSA-S806-02. – Introduced May 2004 – Ottawa, Ontario: Canadian Standards Association, 2004.
10. Шалобьга, Н.Н. Экспериментальное исследование деформированного состояния плоского многопустотного железобетонно перекрытия с применением элементов системы VST / Н.Н. Шалобьга, Е.А. Деркач // Вестник Брестского государственного технического университета. – 2014. – № 1(85): Строительство и архитектура. – С. 97–102.
11. VST SYSTEM MANUAL. VST Verbundschalungstechnik GmbH Wildgansgasse 1b/2 A 2332 Hennersdorf – Vienna, 223 p.
12. Шалобьга, Н.Н. Исследование прочностных и деформативных параметров контактных соединений монолитных конструкций с несъемной опалубкой из ЦСП / Н.Н. Шалобьга, Т.П. Шалобьга, Е.А. Деркач, Ю.Н. Науменко // Вестник БрГТУ. – 2016. – № 1(97): Строительство и архитектура. – С. 81–86.
13. Шалобьга, Н.Н. Экспериментальное определение параметров контакта в монолитных конструкциях с включением в работу несъемной опалубки из цементно-стружечной плиты / Н.Н. Шалобьга, Т.П. Шалобьга, Е.А. Деркач, Ю.Н. Науменко // Веснік Гродзенскага дзяржаўнага ўніверсітэта імя Янкі Купалы. – 2016. – Т. 6. – № 1: Тэхніка. – С. 58–66.

**К ОЦЕНКЕ ВЛИЯНИЯ НЕОДНОРОДНОСТИ И НЕОПРЕДЕЛЕННОСТИ
ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ НА УРОВЕНЬ НАДЕЖНОСТИ
СИСТЕМЫ «ОБЪЕКТ-ФУНДАМЕНТ-ОСНОВАНИЕ»**

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

Выбор оптимальных конструктивно-технологических решений (КТР), при проектировании фундаментных конструкций под многоэтажные и высотные здания, является сложной технической задачей, требующей реализации принципов комплексности и системности подходов к оценке возможных конкурентоспособных вариантов [1, 2].

Традиционные методы решения однокритериальных задач, реализующие оптимизацию отдельных параметров, при введении ограничений на все другие, а также принятие альтернативных КТР только по экономическим показателям не всегда правомерно, так как стоимостная оценка нелинейна с точки зрения уровня надежности технического решения в системе «объект-фундамент-основание».

Используемая на практике многофакторная модель [3] –

$$k_{ki} = f_{ki}(k_{a1}, k_{a2}, \dots, k_{aj}, \dots, k_{an}), \quad i = \overline{1, m}; \quad j = \overline{1, n}, \quad (1)$$

где k_{aj}, k_{ki} – показатели, характеризующие свойства (особенности) КТР и взаимосвязи между ними, позволяет в полной мере учесть неопределенность множества объективных и субъективных факторов и условий и особенно неоднородность и неопределенность инженерно-геологических условий строительной площадки.

В соответствии со сложившейся практикой уровень надежности системы «объект-фундамент-основание» определяется взаимосвязью меры надежности (H) и вероятностью наступления ни одного из возможных предельных состояний, в заданных условиях в течение всего срока эксплуатации (P_n), т.е. $H=P_n$ [4].

Отсюда, расчет уровня надежности этой системы можно свести к неравенствам:

$$\left. \begin{aligned} Y &\geq Y_2; \\ Y &= Y_1 - Y_2 \geq 0 \end{aligned} \right\}, \quad (2)$$

где Y_1 и Y_2 – соответственно факторы системы – внутренний, определяющий несущую способность (предельно допустимые деформации) и внешний – характеризующий действующие нагрузки при их наиболее невыгодном сочетании; Y – совокупный фактор являющийся функцией случайных аргументов численных характеристик Y_1 и Y_2 . Это позволяет определение уровня надежности (H) осуществлять через плотность $f_y(y)$ и функцию распределения $F_y(y)$ случайной величины Y при $Y = y = 0$.

При известности интегральной функции распределения $F_y(y)$ совокупного случайного фактора Y , с учётом соответствующих преобразований [5], уровень надежности системы может быть описан уравнением:

$$H = 1 - \int_0^{y=0} f_y(y) \cdot dy. \quad (3)$$

Используя для распределения функций $f_y(y)$ и $F_y(y)$ ряды Шарлье имеем:

$$H = \frac{1}{2} \left\{ \left[1 + \Phi_z \cdot \left(\frac{m_y}{\sigma_y} \right) \right] + \frac{1}{6!} \cdot \frac{\mu_{3y}}{\sigma_y^3} \cdot \varphi^{(2)} \cdot \left(\frac{m_y}{\sigma_y} \right) + \frac{1}{24} \left(\frac{\mu_{4y}}{\sigma_y^4} - 3 \right) \cdot \varphi_0^{(3)} \cdot \left(\frac{1}{y} \right) \right\}, \quad (4)$$

$$\left[m_y = m_{y1} - m_{y2}; \quad \mu_{3y} = \mu_{y1} - \mu_{y2}; \quad \mu_{4y} = \mu_{4y1} + \mu_{4y2} + 6D_{4y1} \cdot D_{4y2} \right]$$

где $m_{y1}, m_{y2}, \sigma_{y1}, \sigma_{y2}, D_{y1}, D_{y2}, \mu_{3y1}, \mu_{3y2}, \mu_{4y1}, \mu_{4y2}$ – соответственно математические ожидания, среднеквадратические отклонение дисперсии и центральные моменты третьего и четвертого

порядка факторов V_1 и V_2 как случайных величин; Φ_Z – функция Лапласа (интеграл вероятностей); $\varphi_0^{(2)}$, $\varphi_0^{(3)}$ – вторая и третья производные для нормированной случайной величины $Z = \frac{y - m_y}{\sigma_y}$, соответствующей случайной величине Y .

Применяемый в практике коэффициент надежности (запаса) k_i в работе любого грунтового основания, при расчётах по любому предельному состоянию, определяются из соотношения

$$k_u = \frac{m_{y1}}{m_{y2}} = \frac{m_y}{m_{y2}} - 1, \quad (5)$$

что позволяет для расчетного уровня надежности системы «объект-фундамент-основание» использовать следующую зависимость –

$$H = \frac{1}{2} [1 + \Phi(K)] + \frac{1}{6} \cdot \frac{M_{3y}}{\sigma_y^3} \cdot \varphi_0^2 \cdot K, \quad (6)$$

где

$$K = \left(\frac{k_u - 1}{\sqrt{V_{y1}^2 \cdot k_u^2 + V_{y2}^2}} \right); \quad k_u = \frac{1 - \sqrt{1 - (Z \cdot V_{y2}^2 - 1) \cdot (Z^2 \cdot V_{y1}^2 - 1)}}{1 - Z^2 \cdot V_{y1}^2}, \quad (7)$$

или

$$k_u = \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{V_{y2}^2}{V_y^2} - 1 \right) \cdot \left(\frac{V_{y1}^2}{V_y^2} - 1 \right)} \right] \cdot \left(1 - \frac{V_{y1}^2}{V_y^2} \right)^{-1}; \quad (8)$$

V_{y1} и V_{y2} – коэффициенты вариации величин Y_1 и Y_2 и $v_{y1} = \frac{\sigma_{y1}}{m_{y1}}$; $v_{y2} = \frac{\sigma_{y2}}{m_{y2}}$.

Следует отметить, что для нормального закона распределения совокупного фактора (Y) уровень надежности (H) определяется только первым членом правой части.

На строительной площадке (микрорайон «Южный-6», г. Брест) были проведены экспериментальные исследования по влиянию неоднородности грунтовых условий на уровень эксплуатационной надежности системы «объект-фундамент-основание» для 18-этажного жилого дома.

Используя графики изменения предельного сопротивления грунтов естественного генезиса и техногенных грунтов (рисунок 1), были проведены расчеты уровня эксплуатационной надежности системы для исходных данных в диапазоне $\sigma_{y1} = 50 - 200$ кН, $m_{y2} = 700 - 900$ кН, $\sigma_{y2} = 100 - 300$ кН и построен график зависимости

$H = f\left(z - \frac{1}{v_y}\right)$ для различных вариаций v_{y1} и v_{y2} (рисунок 2).

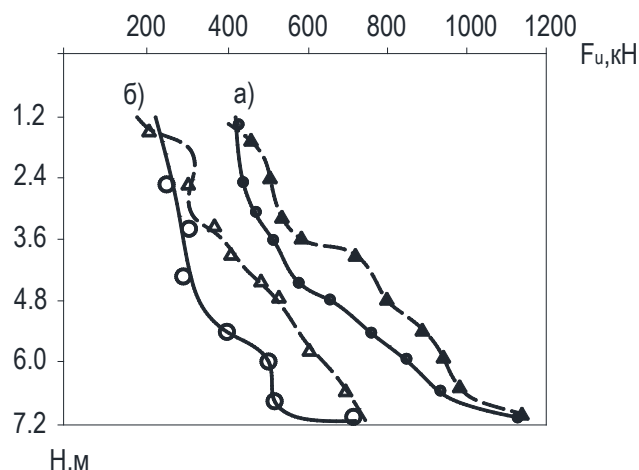


Рисунок 1– Графики изменения предельного сопротивления грунтов естественного генезиса (а) и техногенных грунтов (б)

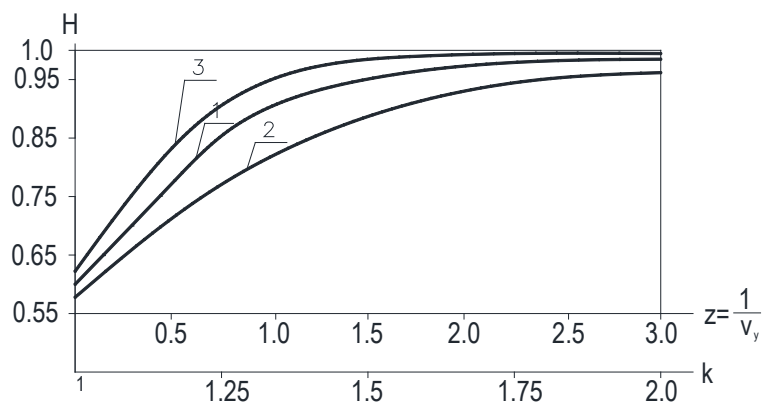


Рисунок 2– График зависимости $H = f(z, k_n)$ при $v_{y2} = 0,1$ и $v_{y1} = 0,25$ (1); $v_{y2} = 0,15$ и $v_{y1} = 0,25$ (2); $v_{y2} = 0,1$ и $v_{y1} = 0,15$ (3)

Анализ графиков показывает, что повышения Z , а следовательно и уровня эксплуатационной надежности (H) системы, наиболее эффективно достигать за счёт снижения коэффициента вариации v_{y1} , «внутреннего» фактора, т.е. обеспечения однородности основания. При этом следует отметить, что даже незначительное повышение уровня эксплуатационной надёжности системы требует существенного увеличения коэффициента надёжности здания и соответственно, некоторого ухудшения технико-экономических показателей принимаемых КТР.

В действующих нормативных документах по проектированию нулевых циклов высотных и многоэтажных зданий не содержится конкретных рекомендаций по оценке и учету как локальной неоднородности инженерно-геологических условий строительных площадок и деформационно-прочностных характеристик грунтов, так и динамики их изменений в процессе строительства и в период стабилизации.

Учитывая, что локальная изменчивость подчиняется нормальному или логнормальному распределению, т.е. является случайной стохастической величиной, то оценку отклонения характеристик строительных свойств грунтов от нормативных (средних) можно выразить через дисперсию значений, рассматривая их как функцию положения и времени комплекса факторов для стохастических стационарных в широком смысле процессов в любой точке строительной площадки [6, 7].

Расчет уровня эксплуатационной надежности анализируемой системы по экспериментальным данным, показал, что он не превышает $H_p=0,682$ $sk_n=1,25$. Для обеспечения уровня $H_p=0,9$, при всех равных прочих условиях, $\frac{1}{v_y}$ должно быть не менее 1,5 (рисунок 2).

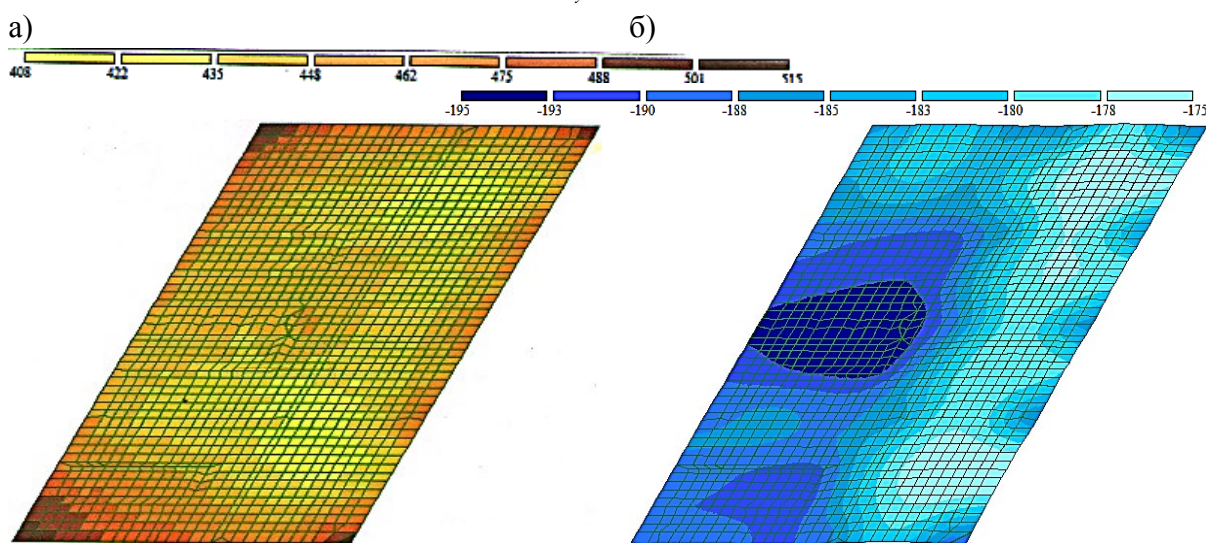


Рисунок 3 – Мозаика давлений по подошве фундаментной плиты (а) и изополя осадок (б) для 18- ти этажного здания на естественном основании

Все это позволяет отметить, что повышение уровня эксплуатационной надежности системы «объект-фундамент-основание» наиболее эффективно обеспечиваем за счет снижения коэффициента вариации внутреннего фактора системы, определяющего несущую способность (предельно допустимую деформацию), т.е. упрочнением грунтового основания, обеспечивая однородность инженерно-геологических условий.

Результаты экспериментальных исследований с анализом мозаики давлений по подошве фундаментной плиты (рис. 3а и 4а) и изополя осадок (рис. 3б и 4б) подтверждают эти предположения.

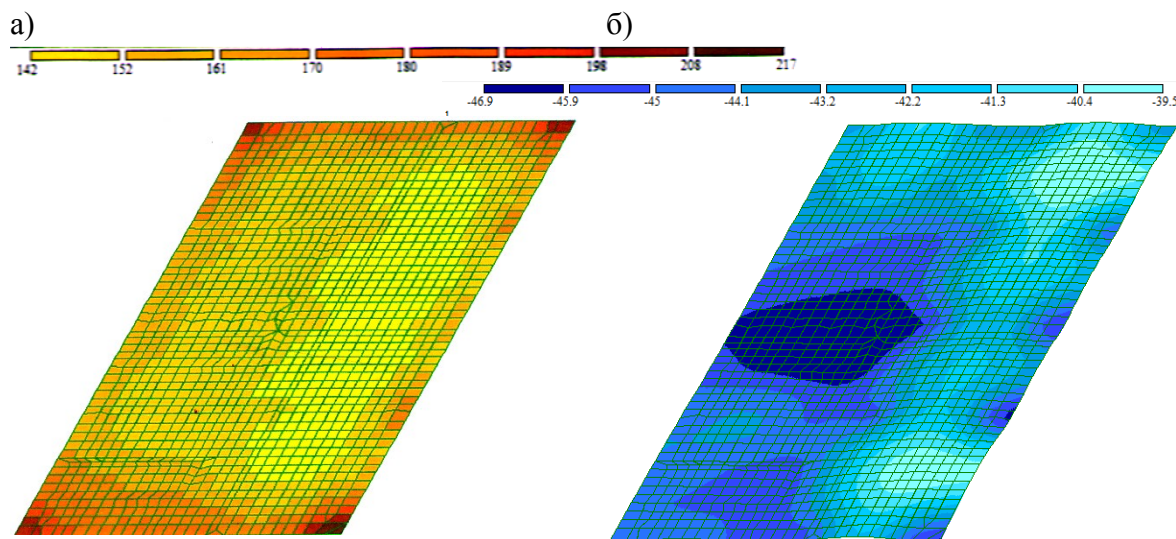


Рисунок 4 – Мозаика давлений по подошве фундаментной плиты (а) и изополя осадок (б) для 18-ти этажного здания на основании с инженерной подготовкой, обеспечивающей однородность инженерно-геологических условий

Существенная технологическая сложность или экономическая целесообразность обеспечения однородности грунтового основания определяет необходимость коррекции значения предельного сопротивления путем введения в расчеты поправочных коэффициентов, учитывающих как неоднородность грунтовых условий, так и особенности формирования напряженно-деформированного состояния грунтового массива в целом.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Шведовский, П.В. Выбор оптимальных решений в строительстве / П.В. Шведовский, А.Т. Мальцев // М. - Ярославль, ЦНИИЭПсельстрой. 1990. 309 с.
2. Завадкас, Э.К. Комплексная оценка и выбор ресурсосберегающих решений в строительстве / Э.К. Завадкас // Вильнюс, Моклас, 1987. 209 с.
3. Миркин, Б.Г. Решение проблем группового выбора / Б.Г. Миркин // М., Наука, 1998. 316 с.
4. Шейнин, В.И. Определение статистических характеристик осадок системы фундаментов на неоднородном основании / В.И. Шейнин, В.И. Тихонов, В.В. Михеев // Ж. «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1987, № 4. – С. 9-16.
5. Мулюков, Э.И. Вероятностный отказ и прогноз отказов оснований и фундаментов / Э.И.Мулюков // Ж. Основания, фундаменты и механика грунтов. М; 1993, № 4. – С. 15-27.
6. Бондарик, Г.К. Основы теории изменчивости инженерно-геологических свойств горных пород / Г.К.Бондарик // М., Недра, 1971. – 198 с.
7. Михеев, В.Б. Статистически вероятностный подход к оценке свойств грунтового массива / В.Б.Михеев, И.В.Шитова // Ж. «Основания, фундаменты и подземные сооружения», вып. 71, М., Стройиздат, 1980. – С. 16-21.

НОВЫЙ ТИП РОБОТИЗИРОВАННОГО МЕТРОПОЛИТЕНА НИЗКОЙ СТОИМОСТИ И ВЫСОКОЙ ЭНЕРГОЭКОНОМИЧНОСТИ

Шуть В.Н., Тур А.В., Касьяник В.В.

Во многих странах Европы и в некоторых республиках экс-СССР скоростные трамваи (Stadtbahn) выполняют функцию своеобразного наземного метро: они недороги в эксплуатации, передвигаются со скоростью (от 25 и до 35 км/ч), экологичны, надежны и комфортабельны, не мешают другим видам наземного транспорта. Строительство путей для них на два порядка ниже строительства метро (так стоимость 1 км. метро составляет от 40 до 60 млн. долларов) [1]. Чтобы скоростной трамвай был по-настоящему скоростным, необходимо менять организацию движения: предоставлять ему приоритет проезда перекрестков, зажигать для него зеленый сигнал светофора раньше. И, конечно, желательно пускать его по выделенным линиям, отделенным от проезжей части улицы мини-заборчиками.

Но скоростной трамвай не дотягивает до метро по провозной способности в 3-4 раза. Повысить провозную способность этого типа транспорта возможно за счет увеличения скорости его движения (к примеру, в метро скорость движения составляет 35-40 км./ч.). Помимо этого, необходимо увеличить количество составов, что ведет к увеличению числа водителей. Причем это увеличение должно быть очень существенным, учитывая, что объем вагонов трамвая намного меньше вагонов метро. Поэтому скоростной трамвай уступает существенно метро по основной характеристике (провозной способности или производительности).

Таким образом, в городах с высокой численностью населения (свыше 1 млн.) нет альтернативного транспорта, способного конкурировать с метро по провозной способности. Какие бы хорошие условия для движения скоростного трамвая не были бы созданы, всё равно число помех движению в улично-дорожной сети (УДС) города остается довольно большим. В то время как при движении под землей такие помехи отсутствуют и вагоны подземных поездов движутся беспрепятственно. Необходимость для любого крупного города метро очевидна, но оно должно быть дешевым.

Современное состояние информационно-коммуникационных технологий позволяет на базе мобильных автономных роботов построить дешевую подземную транспортную систему (при полном отсутствии в ней человека) высокой производительности, достигающей производительности современного метро, надежной и безопасной. Именно информационную систему, в которой транспортное средство является лишь элементом системы и может функционировать только в её составе в отличие от известных транспортных средств, таких как автобус, троллейбус, трамвай, поезд метро, которые функционируют автономно.

Концепция метро щелевого типа

Таким образом, основными недостатками современного метрополитена являются:

- высокая стоимость строительства;
- низкая скорость строительства (300-350 м в месяц); отсюда длительные до 10 лет сроки строительства;
- наличие эскалаторов, связанное с большой глубиной залегания линий метро;
- высокие энергозатраты на перевозку;
- недостаточная адаптивность к пассажиропотоку; так в вечерни часы вагоны идут полупустые, либо с большим интервалом движения;
- большие дистанции между остановками метро (1.5-2 км.), в то время как у наземных видов транспорта 0.3-0.5 км.

Все указанные выше недостатки современного метрополитена устранены в метро щелевого типа «Кротовые норы». Теперь большинство городов, и не только миллионников, могут иметь метро, так как стоимость его на два порядка ниже традиционного метро, а скорость строительства в три раза выше (до 1000м. в месяц).

Это совершенно новый тип полностью автоматического подземного городского общественного транспорта (метро) на базе беспилотных электрокаров (инфобусов) вместимостью до 50 человек, курсирующих в узких тоннелях неглубокого заложения и обслуживающих пассажиров по требованию.

Данный тип транспорта высокопроизводителен (не уступает традиционному метро), безопасен, энергоэкономичен, значительно более дешев в сравнении с традиционным метро, имеет более высокую транспортную доступность. Данный тип транспорта является транспортом по запросу, т.е. адаптирован к любому пассажиропотоку (большому, среднему, низкому). Время ожидания пассажиром транспорта минимально и составляет 20 секунд. При этом пассажирам предоставляется возможность движения из пункта А в пункт В без остановок.

Метрополитен щелевого типа «Кротовые норы» является новым видом городского транспорта. Это полностью автоматическая, интеллектуальная роботизированная транспортная система городской перевозки пассажиров нового типа. *Технические характеристики, которыми он обладает, недоступны ни одному виду городского пассажирского транспорта, известного на сегодняшний день.*

В отличие от традиционного метрополитена, вагоны которого имеют большую вместимость (250-300), данный тип транспорта имеет небольшой объем (до 50 пассажиров) вагона-робота (беспилотного) и ширину вагона всего один метр, что позволило решить три задачи:

- обеспечить минимальную ширину ствола тоннеля для движения беспилотных вагонов роботов, что ведет к снижению стоимости строительства на два порядка за счет сокращения объема железобетонных конструкций и работ, и перевод их в область готовых конструкций заводского панельного исполнения. Последнее ускоряет сроки строительства метро на порядок;

- создать транспорт адаптивный к пассажиропотоку. В режиме реального времени идет мониторинг числа прибывающих пассажиров на станции метрополитена и, в зависимости от их количества, на линию выходит требуемое для их обслуживания число вагонов-роботов;

- предоставить пассажирам транспортную услугу преимущественного проезда без промежуточных, либо с минимальным числом остановок от пункта отправления до пункта назначения. Этим экономиться не только время пассажира на поездку но и удельные электрозатраты на провоз одного пассажира сокращаются в несколько раз.

Описание конструкции метро щелевого типа

Для строительства метрополитена щелевого типа «Кротовые норы» не нужны большие котлованы с огромным использованием железобетонных работ (строительство открытым способом) или трудоемкие тоннели при строительстве закрытым способом.

Строительство выполняется следующим образом. В городе выбирается магистраль с большим пассажиропотоком. Обычно такая магистраль имеет от трех до пяти полос шириной по 3-4 метра по каждому направлению движения. От разделительной линии магистрали отделяется по полосе слева и справа, т.е. от каждого направления движения изымается по полосе. Таким образом, формируется зона строительства шириной до 6 метров. По разделительной линии роется траншея шириной 1.5м. (0.75м. слева и 0.75м. справа от разделительной линии) и глубиной 3 метра вдоль всей магистрали, в которую по мере частичного прорытия траншеи вставляются готовые железобетонные конструкции (изготовленные в заводских условиях) и сборные рельсовые конструкции с междурельсовой шириной 1м (ширина инфобуса).

Магистраль при проведении работ не закрывается и полосы движения вне зоны строительства функционируют в обычном режиме. Единственным неудобством является некоторое снижение пропускной способности магистрали.

Либо возможен вариант работы в ночное время. Тогда магистраль на ночное время закрывается, а утром открывается по всем полосам движения. Таким образом, строительство метро щелевого типа не сказывается на функционировании города. В то время как при традиционном строительстве метро в г.Минске проспект Независимости был закрыт для движения транспорта на 8 лет.

Устройство ствола тоннеля под разделительной линией магистрали гарантирует отсутствие подземных инженерных коммуникаций, что значительно снижает стоимость строительства в сравнении с традиционным метро, в стоимости строительства которого до 20% могут достигать работы по переносу коммуникаций.

Рассмотрим некоторые строительные конструкции. Следует отметить, что конструктивные решения для таких видов транспорта в свою очередь должны обладать низкими показателями стоимости и трудозатрат по сравнению с существующими решениями метро. Так как данные конструкции проектируются из условия небольшого заглубления, отпадает вопрос необходимости проведения глубоких геологических исследований, а так же устройства котлованов, что ведёт к существенному снижению сроков строительства.

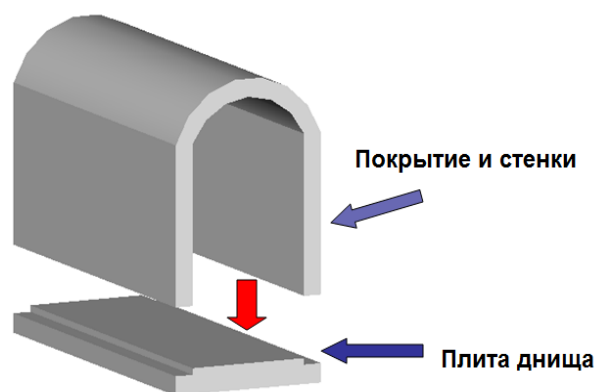


Рис.1. Сборные элементы для устройства метро

Соответствующим выбором конструктивного решения, применяемых материалов и назначения наиболее рациональных сечений и пролётов элементов можно так же существенно повысить скорость строительства, уйти от сложных систем опалубки (в отличие от применяемого монолитного варианта) и тем самым снизить стоимость строительства.

Предлагаемый вариант щелевого метро, выполняемый в сборном (из отдельных модульных секций) варианте, обладает всеми вышеперечисленными достоинствами. В качестве конструктивного решения щелевого метро типа “кротовые норы” выбран сборный вариант. Это позволяет существенно увеличить скорость строительства при имеющейся заводской линии, настроенной на производство отдельных секций.

К основным сборным элементам можно отнести *элемент, объединяющий покрытие и стенки и плиту днища*, в которой изначально закладываются элементы для устройства путей для инфобуса (рис.1).

Выполняя покрытие и стенки как единый элемент, сокращается количество стыков сборной конструкции и повышается темп монтажа. Назначение размеров элементов производится, исходя из размеров инфобуса. Для выполнения криволинейных участков наиболее рациональным можно назначить длину секции 6 метров. На линейных участках длина секции может быть увеличена.

Соответствующим выбором конструктивного решения, применяемых материалов и назначения наиболее рациональных сечений и пролётов элементов можно так же существенно повысить скорость строительства, уйти от сложных систем опалубки (в отличие от применяемого монолитного варианта) и тем самым снизить стоимость строительства. Стыковка плиты днища со стенками осуществляется с применением системы пост-напряжения (без сцепления с бетоном). Канаты пропускаются в специальные пазы в стенках, после чего производится их натяжение на элементы секции.

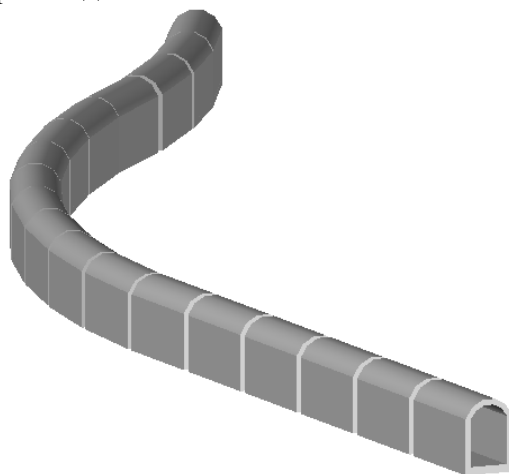


Рис.2. Создание путей движения криволинейной конфигурации

На рис.2 представлен участок трассы с криволинейным участком. Стыковка секций по длине осуществляется так же с помощью системы пост-напряжения (post-tension). Канаты пропускаются в заложённые по проекту отверстия в стенках вдоль секции. После чего производят натяжение на стенки, выполняя таким образом их стягивание и обеспечивая неразрезность конструкции в продольном направлении.

Необходимо отметить, что преимуществом такой системы является то, что создание криволинейной трассы не вызовет больших трудозатрат, чем строительство прямолинейной, за счёт рационально подобранных размеров секций и способа их стыковки.

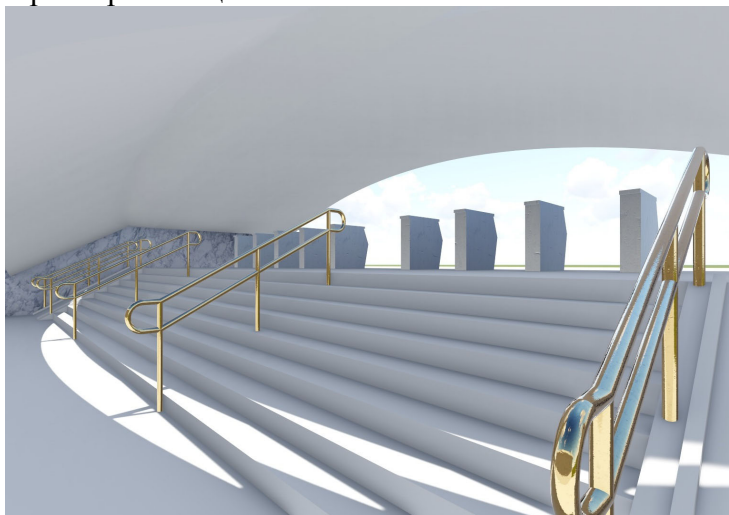


Рис.3. Вход в станцию метро

На рисунке 3 изображен вход в станцию метро. Для этой станции эскалаторы не нужны, так как она находится на глубине 3 метра от поверхности. Размер станции (площадка перед посадкой 3x40 метра; в традиционном метро длина станции составляет от 160 и выше метров). Поезда на станциях щелевого метро только одного направления движения (метро закольцовано).

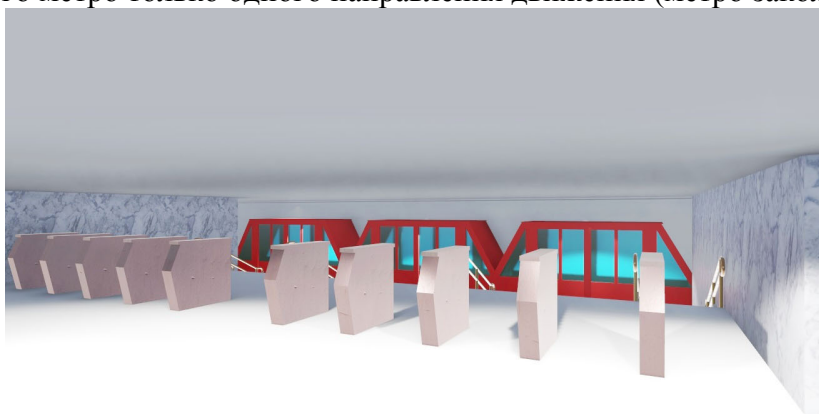


Рис.4. Инфобусы на станции метро

Расстояния между станциями не более 500 метров (в обычном метро это 1500 и более метров). В результате транспортная доступность для пассажиров такого вида метро выше, и меньше потребуются наземного транспорта для связи между станциями метро. На рис.4 инфобусы на станции метро.

Средняя скорость традиционного метро составляет 35-40 км./час. Щелевое метро будет иметь среднюю скорость 100 км/час, так как инфобус не делает промежуточных остановок, и все пассажиры одной станции назначения едут без остановки. Это стало возможным благодаря развитой системе предварительного сбора информации о пассажирах, т.е. пассажирский поток сразу при проходе через турникеты дифференцируется по станции назначения и инфобусы формируются пассажирами одной станции [2].

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Стоимость сооружения 1 км метро в Минске составляет от 40 до 60 млн долларов [Электронресурс]. – Режим доступа: <http://minsknews.by/blog/2014/08/19/stoimost-sooruzheniya-1-km-metro-v-minske-sostavlyayet-ot-40-do-60-mln-dollarov/>

2. Vasili Shuts, Valery Kasyanik. Mobile Autonomous robots – a new type of city public transport. // Transport and Telecommunication. – 2011. – V. 12, No 4. – P. 52-60.

ТЕХНОЛОГИЯ УСКОРЕННОГО ФОРМОВАНИЯ МЕЛКОШТУЧНЫХ ИЗДЕЛИЙ МЕТОДОМ СУХОГО ФОРМОВАНИЯ И ВАКУУМИРОВАНИЯ

Якимович Г.Д.

Опыт применения технологии сухого формования позволил выделить её сильные и слабые стороны. Данная технология позволяет осуществлять формовку сверхжестких смесей, обладающих крайне малым водовязущим отношением, что делает возможным немедленную распалубку изделий. Это позволяет сократить время оборачиваемости форм, ускорить темпы работ и снизить себестоимость продукции.

Реализация данной технологии возможна при использовании перфорированных форм, на каждой грани которых с шагом 1 см размещаются отверстия диаметром 2 мм. Для предотвращения вымывания раствора из тела образца через отверстия формы её стенки изнутри покрыты слоем фильтрующего материала, который также предотвращает сцепление раствора со стенками формы и разрушение образца при распалубке.

После укладки и уплотнения смеси с пригрузом на форму устанавливается прижимная пластина и осуществляется насыщение образцов в вакуум-камере. Вакуум позволяет удалить из тела образца лишний воздух, тем самым ускорив пропитку.

Опыт изготовления образцов из мелкозернистого бетона на цементе выявил ряд дефектов при распалубке, таких, как сколы углов. Это привело к идее использования быстротвердеющих вяжущих. На первом этапе испытаний был применён гипс, обладающий достаточно короткими сроками схватывания и высокими темпами набора прочности. Применение метода сухого формования позволяет снизить водогипсовое отношение до величины нормальной густоты и тем самым добиться повышения распалубочной прочности без применения дорогостоящих добавок.

В ходе исследований были выявлены параметры рационального применения метода сухого формования блоков на гипсовом вяжущем. Было установлено, что насыщение чистого гипса возможно при толщине насыщаемого изделия не более 40 мм. Изделия толщиной более 40 мм должны изготавливаться из гипсо-песчаной смеси.

Уплотнение гипсо-песчаной смеси осуществлялось путём сочетания вибрирования с временной фиксации пригруза. При отпускании пригруза гипсо-песчаная смесь более эффективно перераспределяется в объёме формы, а дальнейшая её фиксация возвращала высвободившиеся частички обратно в объём образца. При этом оптимальная плотность образца достигается за 20 секунд, после чего процесс уплотнения замедляется.

Время насыщения образцов из гипсо-песчаной смеси толщиной 70 мм составило 2 минуты 45 секунд, при этом водогипсовое соотношение составило 0,4, что соответствует нормальной густоте используемого гипса. Экспериментально было установлено, что при формовании гипсово-песчаных образцов из водозатворённой оптимальным является водогипсовое отношение 0,75 для аналогичного гипсопесчаного отношения.

Гипсово-песчаные образцы, полученные способом сухого формования, показали лишь незначительное увеличение прочности на сжатие в двухчасовом возрасте по сравнению с водозатворёнными образцами. При равной влажности увеличение прочности находится в рамках статистической погрешности. Полученные результаты позволяют сказать, что сухое формование не оказывает какого-либо положительного влияния на качества структуры гипсово-песчаной смеси.

Насыщение сухого уплотнённого гипса толщиной 40 мм занимает 5 минут, при этом достигаются более низкие величины водогипсового отношения, в границах 0,25-0,30. Уплотнение гипсовых образцов осуществлялось в течение 10 секунд. Образцы показали увеличение прочности на 16% по сравнению с водозатворённым гипсом. При 5 %-й влажности образцов превышение составило 36%. Прирост прочности при изгибе составил 20%.

Учитывая максимальную толщину насыщаемого слоя гипса была выбрана рациональная область применения метода сухого формования, а именно – производство тонкослойных декоративных изделий. Проведены эксперименты по вертикальному и горизонтальному разделению слоёв внутренними перегородками. Получившиеся таким образом плитки размером 100х100 мм имели равную толщину, определённый разделяющими вкладышами фактурный

оттиск, а также «выветренные» зоны, полученные увеличением содержания песка и последующим его удалением. Ряд фактур, демонстрирующих возможности данной методики формирования представлены на рисунке 1.

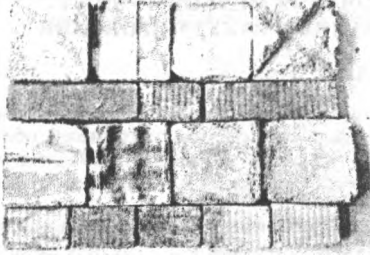


Рисунок 1 – Гипсово-песчаные декоративные блоки

Предложенный способ формирования позволяет получать только блоки правильной формы. Для увеличения номенклатуры выпускаемых изделий дальнейшие исследования были направлены на формирование изделий в имеющихся на рынке полиуретановых эластичных формах.

Исследовалась возможность одно- и двустороннего насыщения уплотнённой смеси, а также ускоренное формирование с использованием двудводного гипса в качестве ускорителя твердения. Двустороннее насыщение реализовывалось на перфорированных силиконовых формах. Гипсовая смесь укладывалась в формы, после чего происходило её ручное уплотнение, сверху укладывался лист газетной бумаги, предотвращающий размытие материала и засорение отверстий формы. Далее формы зажимались между двумя перфорированными пластинами и помещались в вакуумную камеру для последующего насыщения. Наилучшая структура изделий достигнута при двустороннем насыщении, позволившем добиться равномерной степени пропитки и избежать характерного для одностороннего метода перенасыщения контактного слоя.

На данный момент все производители гипсовых изделий пользуются добавками-пластификаторами, которые позволяют дольше работать с гипсовой смесью и получать лицевую поверхность высокого качества. Добавление же ускорителей твердения не рекомендуется в связи с ускорением схватывания, что приводит к высокой выбраковке изделий в конце заливки. Однако сухое формирование позволяет нам произвести как качественную укладку смеси, так и применить добавки для ускорения твердения. Добавление 10% молотого двудводного гипса позволило добиться ускорения процесса набора прочности и совершать распалубку сразу после полутораминутного насыщения камней. Использование минеральной добавки молотого двудводного гипса, получаемого из отбракованных изделий, в сочетании с технологией сухого формирования, позволяет сократить затраты на утилизацию бракованных изделий, повысить экологичность производства, а также значительно уменьшить время оборачиваемости форм за счёт ранней распалубки. При использовании технологии сухого формирования данная добавка позволила производить распалубку изделий уже через 5 минут после начала насыщения, в противовес 30-40 минутам твердения изделий с добавкой-пластификатором.

Выявлен ряд серьезных недостатков данного метода. При двустороннем насыщении требуется, чтобы на лицевой поверхности формы находились отверстия для притока воды, через которые вода вымывает гипс и оставляет на лицевой поверхности изделия следы пропитки. Ликвидация данных следов возможна только при укладке разделительного слоя фильтровальной бумаги между формой и гипсом, что затрудняет получение сложных фактур. Одностороннее же насыщение не позволяет достичь равномерности пропитки. Кроме того, гипс весьма требователен к уплотнению. При пропитке смеси в недоуплотнённых участках происходило проседание смеси, образование пузыря, препятствующего дальнейшему насыщению нижележащей зоны. При значительном увеличении времени пропитки и одностороннем насыщении была получена жидкая консистенция смеси, лицевая поверхность не имела дефектных пузырей, а безопасная для изделия распалубка была произведена через 15 минут от начала насыщения, что всё равно значительно быстрее, чем у смесей с пластификатором.

Отрицательной стороной гипса является его непригодность для применения во влажных эксплуатационных средах, в том числе и для наружной отделки. В настоящий момент большинство изделий для фасадной облицовки производится на цементной основе. Однако цемент обладает достаточно долгими сроками схватывания, и даже самое низкое водоцементные соотношения, полученное при сухом формировании, не позволяет осуществлять распалубку цементно-песчаных камней из силиконовых форм.

Поиски решения сложившейся ситуации привели к возможности использования готовой быстротвердеющей смеси на цементной основе типа «гидропломба», являющейся смесью поргланцементного клинкера, химических добавок и мелкого песка. Отличительной особенностью данной смеси является быстрое схватывание (менее 1 минуты после контакта с водой) и высокие темпы набора прочности при сжатии (15 МПа в первые сутки).

Одностороннее насыщение изделий толщиной 1–1,5 см длилось 1 минуту. После раскручивания прижимных пластин блоки обладают достаточной прочностью для их извлечения из силиконовой формы и немедленной окраски. Обратная сторона такой скорости твердения – высокая стоимость смеси, составляющая 2р/кг, что в 13 раз превышает стоимость цемента и в 5 раз стоимость гипса Г-16.

Ускорение темпов набора прочности изделий на основе цемента возможно и без применения добавок. Например цемент, получаемый при помоле клинкера без добавления гипса, называется «быстрык» и схватывается сразу при контакте с водой, что стало серьёзным препятствием для его широкого распространения в строительной сфере. Однако такие малые сроки схватывания в сочетании с быстрыми темпами набора прочности в начальный период времени являются оптимальными для технологии сухого формования.

В настоящий момент осуществляются эксперименты по поиску оптимального быстротвердеющего состава бетона на «быстрыке». Для получения быстросхватывающегося цемента использовался кричевский клинкер. Помол осуществлялся в шаровых мельницах до достижения удельной поверхности 3000–3300 см²/г, что соответствует четырём часам. Рассматривается возможность интенсификации процесса при помощи совместного помола клинкера с песком, а также минеральными добавками.

Опыты по формованию образцов-балочек показали, что предельная толщина одностороннего насыщения цемента «быстрыка» составляет не более 20 мм. При этом насыщенный слой обладает высокой водонепроницаемостью, и по истечении 14 суток хранения балочек в воде внутреннее ядро образца осталось ненасыщенным. В торцах балочек насыщенная зона составляла от 3 до 4 см, что не оставляет возможности для определения прочностных характеристик на образцах балочек.

Для определения прочностных характеристик были изготовлены образцы-кубы с ребром 20 мм. Уплотнение сухой смеси осуществлялось вручную, подвод воды двусторонний. Водоцементное соотношение составило 0,26, немедленно осуществлялась распушка и помещение образцов в воду, и они хранились при температуре 20±2°С. Образцы испытывались в возрасте 5 часов, 1, 3, 7, 14 и 28 суток водного твердения. Результаты испытаний приведены в таблице 1.

Таблица 1 – Прочность образцов при сжатии

Возраст образцов, сут.	Прочность образцов при сжатии, МПа
0,21 (5 часов)	2,15
1	17,2
3	49,7
7	69,4
14	95,9
28	109,2

В возрасте 3 суток водного твердения образцы обладают достаточной прочностью для покраски и отпуска покупателям. Полученная прочность значительно превышает активность кричевского цемента, получаемого при помоле клинкера и гипса, составляющую по разным данным от 60 до 70 МПа в возрасте 28 суток. Это создаёт предпосылки для серьёзного повышения прочности бетонных и железобетонных конструкций при использовании в качестве вяжущего быстросхватывающегося цемента. Помимо этого, быстросхватывающийся цемент показал незначительное увеличение прочности.

Было произведено формование декоративных плиток в силиконовых формах. Уплотнение смеси на данный момент осуществляется вручную. Насыщение изделий толщиной 10–15 мм длится 55 секунд, распушка осуществляется непосредственно после извлечения формы из вакуумного ящика. Сразу после распушки образцы помещаются в воду или в пигментирующий состав на водной основе.

Серия формовок цементных камней помогла выделить особенности насыщения и установить гарантированную толщину насыщаемых изделий, составившую 15 мм. Это ограничивает номенклатуру выпускаемых изделий. Введение в тело изделия заполнителя позволит увеличить глубину насыщения материала и тем самым расширить номенклатуру выпускаемых изделий. Полученные образцы представлены на рисунке 2.

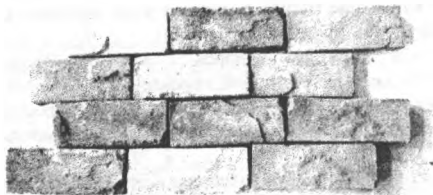


Рисунок 2 – Декоративные блоки из быстротвердеющего цемента

Основной проблемой сухих смесей является их расслаивание при уплотнении, в результате которого образуются дефекты внешнего вида в виде запесоченных выкрашивающихся участков, снижающих качество фактуры. Для ликвидации данного эффекта было предложено увеличение содержания вяжущего в составе смеси. Для улучшения экономических характеристик было предложено замещение части вяжущего молотым песком, а также песком фракции менее 0,32 мм, в дальнейшем обозначается как $P_{0,32}$. В связи с тем, что крупные фракции песка также способствуют выкрашиванию смеси, помимо строительного песка с модулем крупности 2,6 (в таблице обозначается как П) применялся песок с максимальной крупностью зёрен 2,5 мм (в таблице обозначается как $P_{2,5}$) и 1,25 мм (в таблице обозначается как $P_{1,25}$).

Оценка качества смеси проводилась при помощи прозрачных цилиндров из пластика. Сухая смесь уплотнялась, после чего осуществлялось её насыщение водой. Высота водяного столба составляла 50 мм и поддерживалась на постоянном уровне. В качестве показателей качества смеси показателям были выбраны время насыщения при атмосферном давлении первых двух сантиметров смеси, время полного насыщения, а также качество отформованного столбика смеси после распулочки. Полученные данные для разных составов отражены в таблице 2.

Таблица 2 – Влияние зернового состава смеси на качество образцов

№	Вид состава	Массовое соотношение долей	Время насыщения при атмосферном давлении, мин.		Качество образца
			Слой 2 см	Слой 5 см	
1	2	3	4	5	6
1	Ц	1	2,0	-	Глянцевая поверхность
2	Ц:М	1:1	2,0	20	Глянцевая поверхность
3	Ц:М:П	1:1:1	1,5	10	Гладкая поверхность, следы крупных камней
4	Ц:М:П	1:1:2	1,0	5	Гладкая поверхность, следы крупных камней
5	Ц:П	1:3	0,2	2	Пористая поверхность, выкрашивание крупных камней
6	Ц:М: $P_{1,25}$	1:1:1	2,0	18	Гладкая поверхность
7	Ц:М: $P_{1,25}$	1:1:2	2,0	16	Гладкая поверхность
8	Ц:М: $P_{2,5}$	1:1:1	1,9	19	Гладкая поверхность
9	Ц:М: $P_{2,5}$	1:1:2	1,9	17	Гладкая поверхность
10	Ц: $P_{0,32}$: $P_{1,25}$	1:1:1	2,0	18	Гладкая поверхность
11	Ц: $P_{0,32}$: $P_{1,25}$	1:1:2	1,9	16	Гладкая поверхность
12	Ц: $P_{0,32}$: $P_{2,5}$	1:1:1	1,9	18	Гладкая поверхность, следы крупных камней
13	Ц: $P_{0,32}$: $P_{2,5}$	1:1:2	1,8	16	Гладкая поверхность, следы крупных камней
14	Ц: $P_{0,32}$:П	1:1:1	1,2	8	Гладкая поверхность, следы крупных камней
15	Ц: $P_{0,32}$:П	1:1:2	0,7	3	Шероховатая поверхность, выкрашивание крупных камней

Формовка декоративных камней из составов 1 и 2 показала, что повышенные темпы схватывания смеси могут негативно влиять на качество получаемой продукции. Насыщение первых 5 миллиметров смеси длится 15 секунд, после чего скорость насыщения стремительно замедляется. Пока происходит насыщение оставшейся части образца, протекающие в насыщенной зоне процессы гидратации цемента приводят к возникновению усадочных деформаций. В результате чего затрудняется связь между различными зонами цементного камня. Особенно данный эффект был замечен на составе 2, где большое количество молотого песка ещё более ослабляет внутренние связи. Для уменьшения усадки смеси и улучшения связи между насыщаемыми слоями в состав необходимо вносить более крупный песок.

Анализ полученных данных позволил установить, что экономичные составы под номерами 7 и 11 позволяют получать гладкую поверхность, повторяющую заданную формой фактуру. Также полученная поверхность не имеет внешних следов крупных камней, тем самым позволяет равномерное прокрашивание изделий, что является оптимальным для создания декоративных камней. Составы под номерами 4 и 13 также позволяют снизить расход вяжущего, но непригодны для изготовления декоративных элементов. Однако, хорошая проницаемость таких смесей позволяет рассматривать их как перспективных для изготовления иных типов изделий.

Декоративные блоки, изготовленные методом сухого формования, имели расплывчатую прочность через 5 минут после начала насыщения смеси. Теоретические расчёты показывают, что ускорение процесса уплотнения смеси при помощи метода вдавливания штампа позволит сократить время между двумя формовками до десяти минут, что эквивалентно шести формовкам в час или 48-ми формовкам за рабочую смену, что в 48 раз сокращает капитальные затраты на приобретение форм, максимальный оборот которых составляет на данный момент одну заливку в сутки. Использование добавок-ускорителей набора прочности в сочетании с микроармированием позволяет ещё сильнее сократить период формовки и осуществлять немедленную распалубку. Также в данный момент рассматривается возможность автоматизации процесса формовки, что позволит снизить трудоёмкость и влияние человеческого фактора на качество изделий. Также исключение из состава цемента гипса как замедлителя твердения положительно сказывается на стоимости вяжущего.

Чтобы судить о возможности применения технологии сухого формования для создания облицовочных плит для наружной отделки зданий, на данный момент ведутся испытания плитки составов 1, 4 и 11 на морозостойкость.

ВЫВОДЫ

1. В ходе проведённых исследований была найдена одна из областей рационального применения метода сухого формования. 2. Создание тонкослойных декоративных камней методом одностороннего насыщения позволяет ускорить темпы работ, добиться большей производительности и выхода материала из одной формы. 3. Отсутствие добавки замедлителя твердения в цементе значительно повышает как темпы набора прочности, так и саму прочность цемента. 4. Помимо совершенствования вышеизложенного метода, ведётся поиск других быстротвердеющих строительных материалов, формирование изделий из которых может быть упрощено и ускорено методом сухого формования. 5. Выделено направление организации безотходного производства гипсовых изделий методом сухого формования.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Батяновский, Э.И. Особо плотный бетон сухого формования. – Минск: НПООО «Стринко», 2002. – 224 с.

2. Гипсовые материалы и изделия (производство и применение): справочник / Ассоциация строительных вузов; под ред. А.В. Ферронской; сост. В.Ф. Коровяков [и др.]. – Москва: Изд-во АСВ, 2004.

3. Минеральные вяжущие вещества: учеб. / А.В. Волженский. – 4-е изд., перераб. и доп. – Москва: Стройиздат, 1986. – 464 с. : ил.; 21 см. – Библиогр.: с. 459-460 (45 назв.). – Предм. указ.: с. 461-462.

Научное издание

*Сборник статей II Международной
научной конференции*

**«АКТУАЛЬНЫЕ ПРОБЛЕМЫ ИССЛЕДОВАНИЯ МАТЕРИАЛОВ,
КОНСТРУКЦИЙ, ТЕХНОЛОГИЙ И ОРГАНИЗАЦИИ
СТРОИТЕЛЬСТВА В ТРАНСГРАНИЧНОМ АСПЕКТЕ»**

*«2nd International Conference on Current Research Problems
of Materials, Structures, Technologies and Organization
of Civil Engineering in Cross-Border Approach»*

18-20 октября 2017 года

Текст печатается в авторской редакции

Ответственный за выпуск: Кисель Е.И.

Редактор: Боровикова Е.А.

Компьютерная верстка: Боровикова Е.А.

Корректор: Никитчик Е.В.

ISBN 978-985-493-406-8



9 789854 934068

Издательство БрГТУ.

Свидетельство о государственной регистрации
издателя, изготовителя, распространителя печатных
изданий № 1/235 от 24.03.2014 г.

Подписано в печать 12.10.2017 г. Гарнитура «Times».

Формат 60×84 ¹/₁₆. Бумага писчая. Заказ № 1038.

Уч. изд. л. 15,75. Усл. печ. л. 14,65. Тираж 50 экз.

Отпечатано на ризографе Учреждения образования

"Брестский государственный технический университет".

224017, г. Брест, ул. Московская, 267.