

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ

**УЧРЕЖДЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ
«БРЕСТСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»**

**Строительный факультет, ОЛ НИЦИС БрГТУ, ООО «Лира САПР»,
ООО «ПСС-SOFiSTiK», ООО НПФ «СКАД СОФТ», ОДО НПП «Брест-КАД»,
Филиал РУП «Институт БелНИИС» – Научно-технический центр**

**ТЕОРИЯ И ПРАКТИКА
ИССЛЕДОВАНИЙ, ПРОЕКТИРОВАНИЯ
И САПР В СТРОИТЕЛЬСТВЕ**

**«RESEARCH, DESIGN & CAD IN CONSTRUCTION:
THEORY AND PRACTICE»
RDCAD 2023**

*Сборник статей VI Международной
научно-технической конференции
г. Брест, 23 ноября 2023 года*

Брест 2023

УДК 69.05:378.2(08)
ББК 38
Т33

Рецензент:

Д. т. н., директор Филиала РУП "Институт БелНИИС" – "Научно-технического центра" **Деркач В. Н.**

Редколлегия:

Шалобыта Н. Н. – проректор по научной работе БрГТУ, к. т. н., доцент;

Тур В. В. – заведующий кафедрой технологии бетона и строительных материалов БрГТУ, д. т. н., профессор;

Шурин А. Б. – заведующий кафедрой строительных конструкций БрГТУ, к. т. н., доцент;

Павлова И. П. – декан строительного факультета БрГТУ, к. т. н., доцент;

Надольский В. В. – доцент кафедры технологии строительного производства БрГТУ, к. т. н., доцент;

Кривицкий П. В. – заведующий отраслевой лабораторией «Научно-исследовательский центр инноваций в строительстве», доцент кафедры строительных конструкций БрГТУ, к. т. н., доцент;

Коцюра И. П. – заведующий лабораторией (учебной) кафедры строительных конструкций;

Дробыш А. И. – лаборант кафедры строительных конструкций

Т33 Теория и практика исследований, проектирования и САПР в строительстве : сб. статей VI Междунар. науч.-техн. конф., Брест, 23 ноября 2023 г. / Брестский государственный технический университет ; редкол.: Н. Н. Шалобыта [и др.]. – Брест : БрГТУ, 2023. – 116 с.

ISBN 978-985-493-620-8

Представлены статьи ведущих ученых Беларуси, Сербии, Австрии в области теории и практики исследований и проектирования в строительстве с применением систем автоматизированного проектирования (САПР).

УДК 69.05:378.2(08)
ББК 38

ISBN 978-985-493-620-8

© Издательство БрГТУ, 2023

МНОГОУРОВНЕВОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ ДИССИПАТИВНЫХ СТРОИТЕЛЬНЫХ СООРУЖЕНИЙ ИЗ ЭФФЕКТИВНЫХ ВИДОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА В ОСОБЫХ РАСЧЕТНЫХ СИТУАЦИЯХ

А. А. Лизогуб¹, И. В. Белкина², А. П. Воробей³, Т. В. Каленюк⁴

¹ М. т. н., мл. науч. сотр. НИЧ, БрГТУ, Брест, Беларусь, p_332_14lizogub@mail.ru

² М. т. н., мл. науч. сотр. НИЧ, БрГТУ, Брест, Беларусь, lutaja-95@mail.ru

³ К. т. н., ст. науч. сотр. НИЧ, БрГТУ, Брест, Беларусь, phdavarabei@gmail.com

⁴ Ассистент каф. ТБСМ, БрГТУ, Брест, Беларусь, tvkalianiuk@g.bstu.by

Реферат

В работе обоснована необходимость в разработке подходов и методов проектирования диссипативных строительных сооружений из эффективных видов железобетона. Представлены основные элементы стратегии проектирования диссипативных конструктивных систем в особых расчетных ситуациях. Приведены экспериментальные и теоретические исследования.

Ключевые слова: многоуровневое проектирование, диссипативная система, напрягающий фибробетон, живучесть, энергетический подход.

MULTI-LEVEL DESIGN OF DISSIPATIVE BUILDING STRUCTURES FROM EFFICIENT TYPES OF REINFORCED CONCRETE IN ACCIDENTAL DESIGN SITUATIONS

A. A. Lizahub, I. V. Belkina, A. P. Vorobej, T. V. Kalenyuk

Abstract

The article substantiates the need to develop approaches and methods for designing dissipative building structures made from effective types of reinforced concrete. The main elements of the design strategy for dissipative structural systems in accidental design situations are presented. Experimental and theoretical studies are presented.

Keywords: multi-level design, dissipative system, self-stressing fiber-reinforced concrete, robustness, energy approach.

Введение

Применение передовых конструктивных решений, использование новых эффективных материалов в строительстве, а также развитие отечественной и мировой строительной отрасли в целом приводит к необходимости в усовершенствовании существующих и разработке новых методов проектирования и оценки зданий и сооружений.

В соответствии с действующими нормативными документами Республики Беларусь и других стран в области строительства все здания и сооружения должны удовлетворять требованиям надежности, эксплуатационной пригодности, долговечности и живучести. Однако вплоть до настоящего времени подходы к назначению требуемого уровня надежности в особых расчетных ситуациях и методы оценки живучести зданий и сооружений базируются на национальном опы-

те проектирования, а не на последовательных, научно обоснованных методиках анализа рисков, что приводит к неэффективному использованию материальных ресурсов для обеспечения безопасности людей.

Широкое распространение в строительстве получают новые эффективные виды железобетона (высокопрочные, самонапряженные, дисперсно-армированные). Тем не менее, исследование влияния новых материалов на пластическую деформативность и диссипативность железобетонных конструкций в особых расчетных ситуациях изучено недостаточно.

Таким образом, возникает необходимость в разработке новых подходов и методик, ориентированных на практическое применение при проверке живучести зданий и сооружений из эффективных видов железобетона.

Реализация особого события (например, взрыва или удара) чаще всего имеет динамический характер. При этом в системе, подверженной особому воздействию, возникают колебания (рисунок 1).

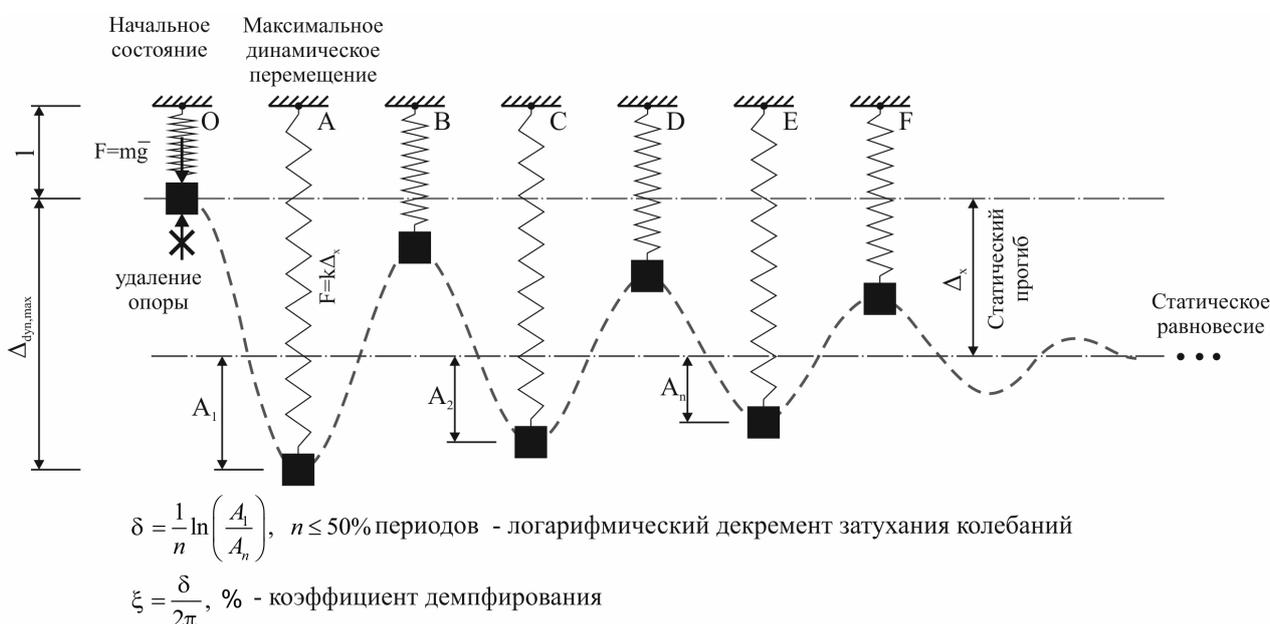


Рисунок 1 – Диссипация энергии колебательной системы

При колебаниях диссипативных систем происходит рассеивание энергии в окружающей среде, в материалах конструкции, в узлах сопряжения конструктивных элементов, а также в локальных участках развития пластических деформаций (пластических шарнирах). Эти потери вызываются силами неупругого сопротивления – диссипативными силами, на преодоление которых непрерывно и необратимо расходуется энергия колебательной системы или источника колебаний.

Цель исследований заключается в разработке подходов и методов многоуровневого проектирования зданий и сооружений из эффективных видов железобетона, способных к рассеиванию (диссипации) механической энергии, обусловленной реализацией особых воздействий, таких как, взрыв бытового газа, удар транспортного средства, просадка основания, террористическая атака, человеческие ошибки и т. д.), на уровне работы материалов, отдельных конструктивных элементов и целой конструктивной системы (рисунок 2).

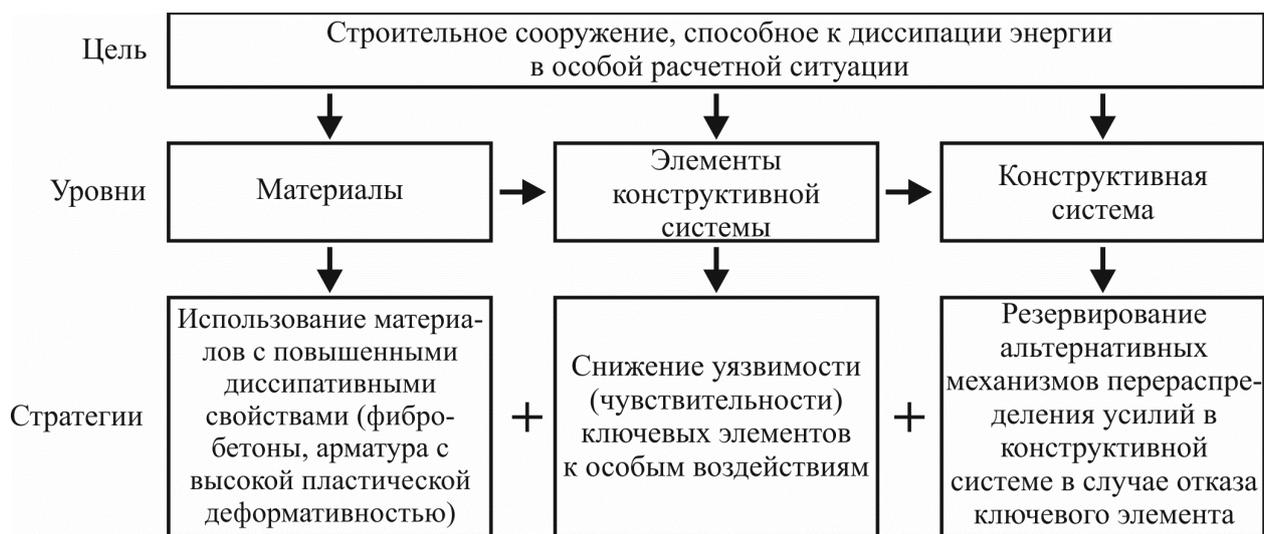


Рисунок 2 – Основные элементы стратегии проектирования диссипативных строительных сооружений из эффективных видов железобетона

Для достижения поставленной цели должны быть решены следующие задачи:

– получение новых экспериментальных и теоретических данных, позволяющих выявить влияние многоуровневого дисперсного армирования на прочностные, деформационные характеристики напрягающего бетона;

– проведение экспериментальных и теоретических исследований масштабных моделей фрагментов конструктивных систем для определения характера разрушения и проверки теоретических зависимостей оценки живучести в случае отказа ключевого элемента.

Исходные материалы и методы исследования

Выполнен ряд экспериментальных исследований дисперсно-армированного напрягающего бетона [1]. При выполнении исследований опытные образцы изготавливали из напрягающего бетона, различных номинальных составов. Дисперсное армирование напрягающего бетона выполнялось следующими типами волокон:

- фибра стальная анкерная диаметром 0,40 мм и длиной 30 мм;
- фибра композитная базальтовая диаметром 0,80 мм и длиной 50 мм;
- фибра базальтовая диаметром 0,016 мм и длиной 12 мм;
- фибра полипропиленовая диаметром 0,05 мм и длиной 12 мм.

Проведены экспериментальные исследования двух масштабных моделей фрагмента плоского монолитного железобетонного перекрытия в случае удаления центральной опоры при статическом (образец FS-1) и динамическом (образец FS-2) нагружениях [2].

Результаты экспериментов и их обсуждение

По итогам проведенных экспериментальных исследований дисперсно-армированного напрягающего бетона были получены данные, которые представлены в виде зависимостей собственных деформаций от времени для напрягающих бетонов с различной энергоактивностью [1]. Проанализировав полученные зависимости, установили, что сдерживание деформаций напрямую зависит от жесткостных параметров ограничения. Так, стальные волокна, относящиеся к высокомодульным, способны сдерживать значительные деформации расширения. При этом полипропиленовая фибра, обладая невысокими значениями модуля

упругости и коэффициента Пуассона, ожидаемо ограничивает деформации достаточно слабо. Тем не менее не раз был отмечен эффект, при котором фибробетоны с полимерным армированием достигали, а иной раз и превышали (серия III-1,6 и III-2) значения свободных деформаций неармированного образца (рисунок 3). На наш взгляд, данный эффект происходит в момент, когда постоянное увеличение объема вызывает образование дефектов структуры, но она при этом не успевает восстановиться, после чего происходит задержка роста деформаций или и вовсе спад – усадка. Наличие низко модульной микрофибры немного тормозит нарастание деформаций, при этом сокращает количество дефектов в структуре, позволяя в дальнейшем дать возможность реализовать энергию расширяющейся добавки в большей мере, нежели в дефектном материале. Данная гипотеза легла в основу предложенного способа иерархичного армирования каждого уровня напрягающего бетона (макро-, мезо-, микро-, субмикро-) соответствующими по размерам фиброволокнами. Проведенные эксперименты подтвердили данную гипотезу, из чего следует вывод, что многоуровневое дисперсное армирование является наиболее эффективным способом армирования, позволяющим достичь высоких показателей долговечности и эксплуатационной надежности. В данном случае низко модульные волокна не следует рассматривать в качестве ограничивающего элемента, поскольку основная их работа заключается в усилении цементной матрицы бетона. Ограничителем деформаций будет выступать высоко модульная макрофибра. Принимая во внимание данные условия, прогнозирование связанных деформаций с помощью деформационной модели будет нецелесообразно, так как в модели не заложены описанные механизмы, и результаты будут заведомо ложными. В таком случае остановимся на составах, в которых присутствуют высоко модульные волокна. А в случаях, где из-за усиления структуры связанные деформации значительно превысили свободные, в качестве исходных данных примем наибольшие.

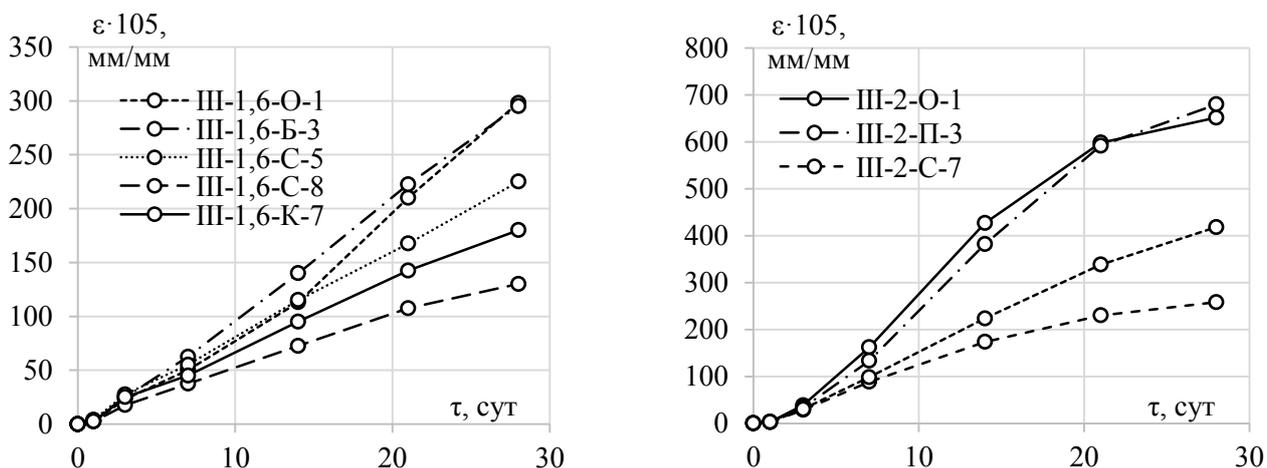


Рисунок 3 – Собственные деформации расширения для опытных образцов (серия III-1,6 и III-2)

В ходе испытаний масштабных моделей фрагмента плоского перекрытия были измерены такие параметры, как реакции в опорах, перемещения, относительные деформации бетона и арматуры в характерных местах. Испытания образца FS-1, выполненные методом статической разгрузки, позволили выявить и детально изу-

читать характерные этапы поведения конструктивной системы с плоской плитой перекрытия при удалении вертикального несущего элемента. В результате испытаний получена полная нелинейная квазистатическая реакция образца FS-1 для сценария удаления центральной колонны. Динамические испытания образца FS-2 позволили установить, что при внезапном динамическом приложении нагрузки различные механизмы сопротивления не включаются одновременно, что влияет на мгновенный динамический отклик системы. При уровне нагружения, соответствующем стадии пластического изгиба, произошло перераспределение внутренних сил и включение зарезервированных связевых элементов после реализации максимальных прогибов на первом полупериоде колебаний поврежденной системы. Диаграмма изменения вертикальных прогибов в центре плиты во времени при удалении опоры образца FS-2 представлена на рисунке 4.

Подъем плиты перед выключением из работы опоры объясняется механизмом удаления опоры. В данном случае подъем плиты компенсирует прогибы от предварительного нагружения, и может быть принят как точка нулевого отсчета вертикальных прогибов после удаления опоры.

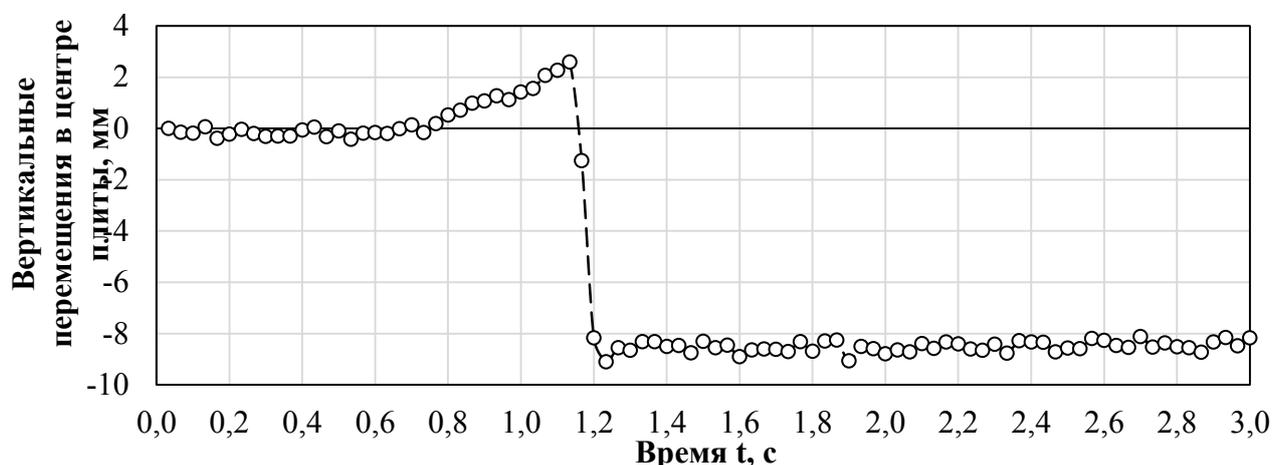


Рисунок 4 – Изменение вертикальных прогибов в центре плиты во времени при удалении опоры образца FS-2

Заключение

Исходя из результатов представленных теоретических и экспериментальных исследований можно сделать следующие выводы:

1. На уровне работы материалов применение многоуровневого дисперсного армирования позволяет расширить возможности использования напрягающего бетона при проектировании диссипативных систем за счет повышения его прочностных и деформационных характеристик.

2. На уровне работы конструктивных элементов и целой конструктивной системы в особой расчетной ситуации возникают различные механизмы сопротивления прогрессирующему обрушению. Правильное понимание их происхождения и развития позволяет более рационально и безопасно проектировать диссипативные строительные сооружения, отвечающие требованиям живучести в особых расчетных ситуациях.

Благодарности

Исследование осуществлено в рамках задания Белорусского республиканского фонда фундаментальных исследований (БРФФИ) на выполнение научно-исследовательской работы (договор № Т23РНФМ-060).

Литература

1. Павлова, И. П. Верификация модифицированной деформационной модели напрягающего фибробетона на фоне экспериментальных исследований / И. П. Павлова, И. В. Белкина, А. А. Лизогуб // Веснік Гродзенскага дзяржаўнага ўніверсітэта імя Янкі Купалы. Сер. 6. Тэхніка. – 2023. – Т. 13. – № 2. – С. 74–87.
2. Tur, V. V. Experimental and theoretical study of the reinforced concrete flat slabs with the central support loss / V. V. Tur, A. V. Tur, A. A. Lizahub // Building and Reconstruction. – 2023. – Vol. 1, № 1. – С. 77–103.

УДК 624.014

НОРМЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ В ОБЛАСТИ КОМПЬЮТЕРНОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

В. В. Надольский

*К. т. н., доцент, доцент кафедры технологии строительного производства БрГТУ,
Брест, Беларусь, Nadolski@mail.by*

Реферат

За последние десятилетия существенно возросло применение компьютерного конечно-элементного моделирования в области проектирования стальных конструкций. Многие формульные, рутинные проверки заменяются более «продвинутыми» численными моделями. Однако применение численного моделирования не отражено должным образом в нормативных документах. Данная ситуация в первую очередь осложняется интенсивным развитием этого направления, поэтому научные исследования не успевают внедрять в нормативные документы. Передовые исследования последних 10–20 лет не нашли отражения в отечественных нормах, а существующие указания устарели либо разобщены по разным частям нормативных документов. В строительных правилах по проектированию стальных конструкций СП 5.04.01-2021 содержатся только общие фразы по применению численных моделей. ТКП EN 1993 содержит более подробную информацию о типах численного анализа и указаниях по их применению, однако, учитывая то, что этот стандарт разрабатывался до 2004 г. и после этого не претерпел существенных обновлений, следует констатировать, что он также устарел. Данное обзорное исследование направлено на систематизацию типов численного анализа с указаниями по их применению при проектировании стальных строительных конструкций.

Ключевые слова: структурный анализ, компьютерное моделирование, численные модели сопротивления, особое воздействие, существующие конструкции.

STANDARDS IN THE FIELD OF COMPUTER MODELING OF STEEL STRUCTURES

V. Nadolski

Abstract

Over the past decade, the use of computer finite element modeling in the field of steel design has increased significantly. Many classical checks are being replaced by more "advanced" numerical models. However, the application of numerical models is not properly reflected in regulatory documents. This situation is primarily complicated by the intensive development of this area, so scientific research does not have time to implement in regulatory documents. The advanced research of the last 10–20 years has not been reflected in domestic norms, and the existing guidelines are outdated or divided into different parts of regulatory documents. The building regulations for the design of steel structures SP 5.04.01-2021 contain only general phrases for the use of numerical models. TCP EN 1993 contains more detailed information about the types of numerical analysis and instructions for their application, however, given that this standard was developed before 2004 and has not undergone significant updates since then, it should be noted that it is also outdated. This review study is aimed at systematizing the types of numerical analysis with instructions for their use in the design of steel building structures.

Keywords: structural analysis, numerical models of resistance, accidental action, existing structures.

Введение

С учетом современного развития оборудования и методов реализации вычислительных операций, возросло применение компьютерных технологий и разнообразие типов численного моделирования (численного анализа, компьютерного моделирования, конечно-элементного моделирования), применяемых в области проектирования стальных конструкций [1–7]. Многие формульные, рутинные проверки заменяются более «продвинутыми» численными моделями. Однако применение численного моделирования не отражено должным образом в нормативных документах. Данная ситуация, в первую очередь, осложняется интенсивным развитием этого направления, поэтому научные исследования не успевают внедрять в нормативные документы. Передовые исследования последних 10–20 лет не нашли отражения в отечественных нормах, а те указания, которые существуют, устарели либо разобщены по разным частям нормативных документов.

Базовый документ по проектированию строительных конструкций СН 2.01.01 с 2019 года допускает применение численных моделей для оценки несущей способности и проверки предельных состояний. С 2020 года в СП 5.03.01-2020 «Бетонные и железобетонные конструкции» внесены указания и требования по применению численных моделей сопротивления и оценке параметров надежности для проверок предельных состояний. Следует отметить, что это одно из эволюционных внедрений в отечественные нормы, которые существенно меняют возможности проектирования и открывают большие перспективы. Указания СП 5.03.01-2020 не являются исчерпывающими, из-за чего

могут быть подвержены критике о невозможности полноценного применения и т. д. Однако необходимо учитывать тот факт, что направление является новым во всем мире. В строительных правилах по проектированию стальных конструкций СП 5.04.01-2021 содержатся только общие фразы по применению численных моделей. ТКП EN 1993 содержит более подробную информацию о типах численного анализа и указаниях по их применению [8, 9], однако, учитывая то, что этот стандарт разрабатывался до 2004 г. и после этого не претерпел существенных обновлений, следует констатировать, что он также устарел.

Данное обзорное исследование направлено на систематизацию типов численного анализа с указаниями по их применению при проектировании стальных строительных конструкций.

Метод

Статья является обзорной, поэтому основным методом исследования является аналитический обзор и анализ литературных источников с последующей систематизацией информации.

Результаты и обсуждение

Типы численного анализа. Первым принципиальным разделением численных анализов является разделение на линейные и нелинейные. Если связь между нагрузкой на конструкцию и ее реакцией (напряжениями, деформациями и перемещениями) является линейной, то поведение конструкции называется линейным поведением, а соответствующий анализ – линейным анализом. В противоположном случае структурное поведение называется нелинейным поведением, а анализ – нелинейным анализом.

Структурные нелинейности возникают из следующих источников:

а) большие перемещения (которые изменяют геометрию конструкции, влияют на уравнения равновесия) и большие деформации (вызывающие нелинейную зависимость между перемещениями и деформациями в геометрических уравнениях), так называемая, геометрическая нелинейность;

б) нелинейная зависимость “напряжение-деформация”, так называемая, физическая нелинейность (материала);

в) изменение стадии работы соединения, состояния контакта во время расчета (топологическая/контактная нелинейность), обычно это связано с геометрической нелинейностью, возникающей при значительных перемещениях.

Нелинейность также может быть вызвана упругими конструктивными элементами в сборке, где происходит резкое изменение жесткости, например, переход тонкого элемента из растянутого состояния в сжатое (или наоборот). Нелинейное поведение соединений является еще одним источником структурной нелинейности.

Линейный анализ можно использовать, если ни одна из вышеперечисленных нелинейностей не существенная или если нелинейность учитывается формульными проверками. Если какой-либо источник нелинейности является необходимой частью оценки несущей способности посредством численной модели, то следует применять нелинейный анализ для данного источника.

При использовании линейного анализа применим принцип суперпозиции, и решение не зависит от истории нагружения. Если используется нелинейный анализ, необходимо выполнить отдельный анализ каждого нагружения или

комбинации нагружений. В нелинейном анализе применение частичных коэффициентов может быть нетривиальным. Наиболее распространенный случай, когда нагрузки или комбинацию нагрузок умножают на соответствующие частичные коэффициенты по нагрузке вместе с коэффициентами комбинации, и все приложенные нагрузки ступенчато увеличиваются в нелинейном анализе. Однако возможен случай, когда результирующий эффект умножается на частный коэффициент.

Схематично все типы численного анализа можно свести в таблицу (представлено в таблице 1).

Таблица 1 – Типы численного анализа в зависимости от учета геометрической, физической нелинейности и несовершенств

Тип анализа	Геом. нелин.	Физ. нелин.	Несов.
Линейный анализ (линейный упругий анализ, упругий анализ первого порядка, анализ с учетом только упругих деформации стали по недеформированной схеме) (LA)	нет	нет	нет
Физически нелинейный анализ (MNA, M-NA)	нет	да	нет
Геометрически нелинейный анализ (GNA, G-NA) (анализ по деформированной схеме)	да	нет	нет
Упрощенный геометрически нелинейный анализ (P-Δ, P-δ), анализ второго порядка или анализ с учетом эффектов второго порядка	да	нет	нет
Геометрически и физически нелинейный анализ (GMNA, GM-NA)	да	да	нет
Геометрически нелинейный анализ с несовершенствами (GNIA, GI-NA)	да	нет	да
Геометрически и физически нелинейный анализ с несовершенствами (GMNIA, GMI-NA)	да	да	да

Далее более подробно рассмотрим каждый тип численного анализа.

Линейный анализ (международная аббревиатура LA) оценивает поведение конструкции на основе малых перемещений и малых деформаций и линейно-упругого материала для идеальной геометрии моделируемой конструкции. Линейность следует из предположений о линеаризации всех уравнений строительной механики: физических уравнений (линейная упругая связь между напряжением и деформацией), геометрических уравнений (малые деформации) и уравнений равновесия (малые перемещения). Этот тип анализа в основном применяется для определения эффектов воздействий с последующими проверками на основании формульных моделей сопротивления. В отдельных случаях может применяться для прямой оценки несущей способности, если геометрическая нелинейность не существенна, проблемы устойчивости не актуальны, и в качестве критерия предельного состояния используются упругие деформации или напряжения. Если применяется линейный анализ, то вычисленные внутренние силы, перемещения или напряжения не учитывают эффекты второго порядка, большие деформации или нелинейность материала. Все эти эффекты следует учитывать при последующих «формульных» проверках конструкции.

Бифуркационный анализ (линейный бифуркационный анализ, упругий анализ потери устойчивости) (международная аббревиатура BA, LBA) оценивает значения критических сил и собственные формы потери устойчивости. Несовершенства любого рода игнорируются. Бифуркационный анализ применяют для следующих задач: (i) определение критических сил (длин потери устойчивости) и собственных форм потери устойчивости конструкции, которые будут использоваться в последующих формульных проверках, (ii) определение собственных форм потери устойчивости для применения в качестве геометрического или эквивалентного геометрического несовершенства для нелинейного анализа, или (iii) для проверки структурного поведения анализируемой конструкции.

Физически нелинейный анализ (международная аббревиатура MNA) выполняют для идеальной конструкции по недеформированной схеме с использованием предположений о малых перемещениях, малых деформациях, но с учетом неупругих деформаций материала. Результат физически нелинейного анализа можно использовать для расчета пластического сопротивления сечения или для оценки механизма пластического разрушения. Проектное сопротивление может быть определено с использованием этого типа анализа только в том случае, если конструкция не чувствительна к эффектам второго порядка (к геометрической нелинейности) и вид разрушения не чувствителен к несовершенствам. Приняв в анализе идеальный линейный закон упруго-идеально пластического материала без деформационного упрочнения, можно утверждать, что этот тип анализа дает эталонное значение пластического сопротивления конструкции при данном сочетании нагрузок. Эталонное пластическое сопротивление может использоваться при последующих проверках конструкции для расчета относительной гибкости.

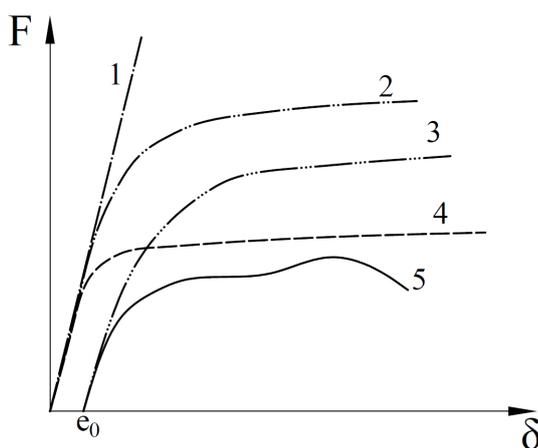
Геометрически нелинейный анализ (международная аббревиатура GNA) выполняют для идеальной конструкции с использованием линейного закона упругости материала и геометрической нелинейности. Геометрически нелинейный анализ можно использовать для определения внутренних сил, напряжений или результирующих напряжений в идеальной конструкции. Теоретически геометрически нелинейный анализ можно использовать для конструкций, которые не чувствительны к несовершенствам, но чувствительны к большим деформациям. Упрощенный геометрически нелинейный анализ, основанный на уравнении равновесия для деформированной конструкции, но с предпосылкой о “малых деформациях” как в линейном анализе, называется *анализом второго порядка или анализом с учетом эффектов второго порядка*. Геометрический нелинейный анализ следует применять для таких конструкций, где изменение геометрии может привести к значительному влиянию на распределение внутренних сил и напряжений. Следует отметить, что геометрический нелинейный расчет должен выполняться отдельно для каждого сочетания нагрузок, суперпозиция не применяется.

Геометрически и физически нелинейный анализ (международная аббревиатура GMNA) выполняют для идеальной конструкции. Этот тип анализа обычно применяется для прямой проверки сопротивления для конструкций не чувствительных к несовершенствам, например, конструкций, имеющих пластические виды разрушения (пластическое разрушение поперечного сечения, сопротивление сварных или болтовых соединений и т. д.).

Геометрически нелинейный анализ с несовершенствами (международная аббревиатура GNIA) выполняют для несовершенной структуры с использованием линейного упругого закона для материала и с учетом геометрических нелинейностей. Несοвершенства учитываются в явном виде и могут включать геометрические отклонения, отклонения в граничных условиях и влияние остаточных напряжений. Геометрически нелинейный анализ с несовершенствами можно использовать для определения внутренних сил, напряжений или результирующих напряжений в несовершенной конструкции. Обратите внимание, если в геометрической нелинейности рассматриваются допущения второго порядка, они называются внутренними силами, напряжениями второго порядка. Этот тип анализа обычно применяют для численных проектных расчетов, требующих последующих формульных проверок. Соответствующие проверки устойчивости могут быть преобразованы в проверки поперечного сечения или проверки напряжения, поэтому этот тип анализа широко используется в ежедневной практике проектирования. Суперпозиция не может быть применена, и для каждой комбинации нагрузок следует провести отдельный нелинейный анализ.

Геометрически и физически нелинейный анализ с несовершенствами (международная аббревиатура GMNIA) выполняют для несовершенной структуры с использованием допущений всех нелинейностей. Несοвершенства включены явно и могут включать геометрические отклонения, отклонения в граничных условиях и влияние остаточных напряжений. Геометрически и физически нелинейный анализ с несовершенствами можно применять для численных проектных расчетов с использованием прямой проверки сопротивления и для численного эксперимента. Раздельное моделирование геометрических несовершенств и остаточных напряжений обеспечивает наиболее точное представление фактической реакции конструкции. Однако эквивалентные геометрические несовершенства, учитывающие комбинированное влияние геометрических несовершенств и остаточных напряжений, обеспечивают хорошее приближение и широко используются для удобства и простоты моделирования [10] [11] [12].

Схематично вышеперечисленные типы анализа представлены на рисунке 1.



1 – линейный; 2 – геометрически нелинейный; 3 – геометрически нелинейный с начальным несовершенством e_0 ; 4 – физически нелинейный; 5 – геометрически и физически нелинейный с начальным несовершенством e_0

Рисунок 1 – Зависимость «нагрузка-перемещение» для разных типов численного анализа

Нормативное применение разных типов численного анализа при проектировании стальных конструкций

Определение гибкости элемента. В этом случае применение численных методов направлено на снижение неопределенности определения расчетной длины элемента. Линейный упругий бифуркационный анализ и физически нелинейный анализ могут применяться для определения гибкости конструкции. В этом случае относительная гибкость должна быть рассчитана в соответствии с выражением

$$\lambda = \sqrt{(F_c / F_{cr})}, \quad (1)$$

где F_{cr} — наименьшее значение критической нагрузки; F_c — значение нагрузки, вычисленное исходя из сопротивления поперечного сечения.

Сопротивление поперечного сечения может быть определено посредством физически нелинейного анализа или формульных моделей. Консервативное значение может быть получено с использованием линейного анализа. Соответствующие значения F_{cr} и F_c могут определяться для каждой отдельной составляющей нагружения (осевой силы, изгибающего момента) или для полного нагружения. Применение относительной гибкости следует интерпретировать в соответствии с рассматриваемым видом нагружения.

Определение эффектов второго порядка. Принцип, лежащий в основе этого подхода, заключается в предположении, что проверка устойчивости может быть заменена геометрически нелинейным анализом с несовершенствами, на основании которого определяют внутренние силы или напряжения второго порядка, с последующими проверками сопротивления по формульным моделям. При этом возможны два случая реализации данного подхода. Первый, когда отдельный проверяемый вид потери устойчивости можно заменить геометрически нелинейным анализом с эквивалентными несовершенством и проверкой устойчивости на основе конструктивной длины элемента. Этот подход широко используется для общей проверки устойчивости всей конструкции с использованием глобальных эквивалентных геометрических несовершенств. Второй подход основан на применении геометрически нелинейного анализа с эквивалентными несовершенствами. В рамках этого подхода моделируют все возможные несовершенства, связанные с различными формами потери устойчивости, в том числе с формами кручения, а проверка потери устойчивости может быть заменена проверкой прочности.

Параметры численного анализа

Результат нелинейных расчетов часто зависят от параметров (настроек), заданных программному обеспечению для управления ходом нелинейного анализа (далее используется термин *параметры решения*). Ниже представлены наиболее значимые параметры решения для нелинейного анализа. Параметры решения могут существенно повлиять на точность и эффективность нелинейного анализа.

Активация геометрической нелинейности. Геометрически нелинейный анализ должен быть активирован, когда этого требует критерий предельного состояния, например, при проверках устойчивости сжатых элементов. При выполнении геометрически нелинейного анализа использование только эффектов

второго порядка обычно допускается для рамных конструкций, но не для конструкций, включающих тросы и оболочки, для которых требуется реализация полностью нелинейного анализа, включающего большие перемещения и большие деформации.

Активация физической нелинейности. Физически нелинейный анализ требует задания нелинейной зависимости “напряжение-деформация” в качестве модели материала. Следует уделять внимание выбору нелинейной модели материала с учетом площадки текучести и зоны деформационного упрочнения стали.

Задание параметров управления нагрузкой, размером шага нагрузки (в данном контексте под «нагрузкой» интерпретируется в общем смысле, как сила, так и перемещение). Во всех нелинейных анализах настройки решения должны включать определенное количество шагов нагрузки (временных шагов) вместе с выбранными типами и критериями сходимости. Меньшие шаги нагрузки (временные шаги) и корректировка размера шага во время анализа могут улучшить сходимость и точность решения.

Во всех нелинейных анализах каждый шаг нагружения требует нескольких *итераций*, чтобы программное обеспечение достигло *сходимости решения* (конвергентного решения). Каждая итерация включает в себя решение подзадачи, постепенно приближаясь к результату, который удовлетворяет требованиям равновесия, совместимости и материального закона. Точность решения зависит от предопределенных критериев сходимости. Успешное решение достигается, когда выбранная норма неуравновешенных нагрузок или перемещений меньше заданного критерия сходимости. Как правило, для стальных конструкций при использовании полного подхода Ньютона-Рафсона для нелинейного решения коэффициент сходимости равный 0,1 % евклидовой нормы, основанной на остаточной силе, обеспечивает соответствующую точность для несущей способности. Выбранная программа КЭ для нелинейных задач должна быть в состоянии проверить, по крайней мере, несколько из следующих *критериев сходимости*: сил, перемещений, поворотов, моментов. Проверки сходимости моментов или поворотов требуются в моделях, в которых стержневые элементы или оболочки применяются в расчетах конструкции каркаса.

При выборе размеров шага нагрузки следует учитывать четыре аспекта:

- малый размер начального шага нагрузки может обеспечить лучшую сходимость в начале расчетов, особенно если в модели используются контактные элементы;

- задание небольшого среднего размера шага нагрузки обычно увеличивает время вычислений;

- применение большого шага минимальной нагрузки часто приводит к неустойчивости решения, особенно в зоне предельной нагрузки;

- на линейной части траектории нагрузки-перемещения можно использовать большие шаги нагрузки для достижения более быстрого расчета, но размер шага нагрузки следует уменьшить, как только нелинейные эффекты станут значительными.

Когда проблемы со сходимостью возникают из-за геометрической нелинейности, часто полезно уменьшить размер шага нагрузки. Там, где проблемы схо-

димости возникают из-за топологической нелинейности, могут помочь уменьшение размера шага нагрузки, переход на элементы более низкого порядка, изменение контактной жесткости.

В большинстве программ КЭ имеется возможность автоматической оптимизации размеров шага нагрузки. Автоматическая пошаговая процедура нагружения стремится сократить время решения, регулируя размер каждого шага нагружения. Если присутствуют нелинейности, автоматическое ступенчатое изменение нагрузки дает дополнительное преимущество в виде соответствующего увеличения нагрузки и позволяет вернуться к предыдущему конвергентному решению, если сходимости не достигается.

Активация эффекта предварительного напряжения, если это необходимо. Обычно эффекты предварительного напряжения реализуются в пределах первого шага нагрузки. Эффекты предварительного напряжения могут определяться температурными нагрузками или прямыми специфическими элементами предварительного напряжения, включенными в некоторые программы КЭ.

Задание вариантов численной стабилизации модели (вычислительной устойчивости). Решения, полученные методами численной стабилизации, приводят к приближенным результатам. Стабилизация может помочь решить проблемы сходимости, но также может повлиять на точность. После завершения анализа следует проверить энергию и силы стабилизации, чтобы проверить, не являются ли они чрезмерными. Также рекомендуется применять стабилизацию к аналогичным структурным задачам, для которых известен результат, чтобы можно было определить достигнутую степень приближения.

После завершения нелинейного анализа следует убедиться, что был реализован наиболее опасный путь нагрузки-перемещения. Появление отрицательных собственных значений на траектории нагрузки дает четкое указание на то, что бифуркация могла быть пропущена.

Выводы

В статье систематизированы типы численных анализов структурного поведения стальных конструкций. Отражены особенности каждого типа численного анализа и представлены рекомендации по назначению параметров численного нелинейного анализа. Проанализированы области применения разных типов численного анализа в отечественных нормах проектирования. Согласно ТКП EN 1993 численные методы анализа могут применяться для следующих целей: определение эффектов воздействий; определение гибкости элемента с последующими формульными проверками устойчивости элемента; определение эффектов второго порядка с последующими формульными проверками сопротивления элемента по устойчивости на основе конструктивной длины; определение эффектов второго порядка с последующими формульными проверками сопротивления сечения по прочности; определение непосредственно несущей способности. Хотя строительные нормы СН 2.01.01 и строительные правила допускают применение численных моделей для прямой оценки несущей способности и проверки предельных состояний, однако строительные правила СП 5.04.01 не содержат указаний по разработке моделей и оценке результатов.

Литература

1. Graciano, C. Steel plate girder webs under combined patch loading, bending and shear / C. Graciano, A. Ayestarán // *Journal of Constructional Steel Research*. – 2013. – Vol. 80. – P. 202–212.
2. Interaction behaviour of steel I-girders P. I: Longitudinally unstiffened girders / B. Kövesdi [et al.] // *Journal of Constructional Steel Research*. – 2004. – Vol. 103. – P. 327–343.
3. Interaction behaviour of steel I-girders; P. II: Longitudinally stiffened girders / B. Kövesdi [et al.] // *Journal of Constructional Steel Research*. – 2004. – Vol. 103. – P. 344–353.
4. Nadolski, V. Pilot numerical analysis of resistance of steel beams under combined shear and patch loading / V. Nadolski // *Proceedings of conference Modelling in Mechanics 2022, Ostrava, 26–27 May 2022 / Ostrava : VSB – Technical University of Ostrava, Faculty of Civil Engineering, Fakulta stavební*. – 2022. – P. 21–28.
5. Influence of patch load length on plate girders. Part II: Numerical research / S. Kovacevic [et al.] // *Journal of Constructional Steel Research*. – 2019. – Vol. 158. – P. 213–229.
6. Sinur, F. Moment – shear interaction of stiffened plate girders – Tests and numerical model verification / F. Sinur, D. Beg // *Journal of Constructional Steel Research*. – 2013. – Vol. 85. – P. 116–129.
7. Надольский, В. В. Параметры численных моделей несущей способности для стальных элементов / В. В. Надольский // *Строительство и реконструкция*. – 2023. – № 1 (1). – С. 43–56.
8. Мартынов, Ю. С. Особенности статического расчета по ТКП EN 1993-1-1 / Ю. С. Мартынов, В. В. Надольский // *Строительная наука и техника*. – 2011. – № 4 (37). – С. 50–53.
9. Надольский, В. В. Проверка устойчивости стальных элементов согласно ТКП EN 1993-1-1 / В. В. Надольский, Ф. А. Вережка // *Теория и практика исследований, проектирования и САПР в строительстве : сб. статей Междунар. науч.-техн. конф., 27 марта 2020 г. / редкол.: Н. Н. Шалобыта [и др.]*. – Брест : БрГТУ, 2020. – С. 126–133.
10. Lindner, J. Verification of flexural buckling according to EN 1993-1-1 using bow imperfections / J. Lindner, U. Kuhlmann, A. Just // *Steel Construction*. – 2016. – Vol. 9. – P. 349–362.
11. Lindner, J. Initial bow imperfections e_0 for the verification of flexural buckling according to Eurocode 3 Part 1-1 – additional considerations / J. Lindner, U. Kuhlmann, F. Jörg // *Steel Construction*. – 2018. – Vol. 11. – P. 30–41.
12. Walport, F. Equivalent bow imperfections for use in design by second order inelastic analysis / F. Walport, L. Gardner, D. A. Nethercot // *Structures*. – 2020. – Vol. 26. – P. 670–685.

ОСОБЕННОСТИ ОСАДОК ПЛИТНЫХ ФУНДАМЕНТОВ ЖИЛЫХ ЗДАНИЙ В ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЯХ Г. БРЕСТА

П. С. Пойта¹, С. Н. Кандыбо², Д. Н. Клебанюк³, П. В. Шведовский⁴

¹ Д. т. н., профессор, профессор кафедры геотехники и транспортных коммуникаций БрГТУ, Брест, Беларусь, *ofig@bstu.by*

² К. т. н., доцент, зав. кафедрой геотехники и транспортных коммуникаций БрГТУ, Брест, Беларусь, *svkandybo@yandex.com*

³ М. т. н., старший преподаватель кафедры геотехники и транспортных коммуникаций БрГТУ, Брест, Беларусь, *klebanyuk.dmitri@yandex.ru*

⁴ К. т. н., профессор, профессор кафедры геотехники и транспортных коммуникаций БрГТУ, Брест, Беларусь, *ofig@bstu.by*

Реферат

Дан анализ развития осадок плитных фундаментов жилых многоэтажных зданий, возводимых в инженерно-геологических условиях г. Бреста, полученных по результатам геодезических наблюдений. Проведено сравнение расчетных величин осадок с результатами фактических наблюдений. Выявлены некоторые особенности деформирования фундаментных плит и причины проявления относительной неравномерности осадок.

Ключевые слова: плитный фундамент, геодезические наблюдения, марки, осадки, относительная неравномерность осадок, правая и левая секция, показатель гибкости.

FEATURES OF SETTLEMENT OF SLAB FOUNDATIONS OF RESIDENTIAL BUILDINGS IN ENGINEERING AND GEOLOGICAL CONDITIONS OF BREST

P. S. Poyta, S. N. Kandybo, D. N. Klebanyuk, P. V. Shvedovsky

Abstract

An analysis of the development of sediments of slab foundations of residential multi-storey buildings erected in the engineering and geological conditions of Brest, obtained from the results of geodetic observations, was given. The calculated values of sediments were compared with the results of actual observations. Some features of deformation of foundation slabs and causes of occurrence of relative non-uniformity of sediments were revealed.

Keywords: slab foundation, geodetic observations, grades, sediments, relative unevenness of sediments, right and left sections, flexibility index.

Введение

Широкое применение фундаментов в виде сплошных плит большого размера в настоящее время обосновано рядом достоинств: простотой и технологичностью изготовления, надежностью и долговечностью, большой площадью контакта с основанием и др.

Вместе с тем, как утверждает М. И. Горбунов-Посадов [1], при приложении нагрузки к плите ее центр дает осадку до 60 % больше, чем ее края. Исследования, выполненные в натуральных условиях, подтверждающие такой характер деформирования плит, практически отсутствуют. Поэтому наблюдения за осадками плитных фундаментов как в процессе строительства зданий, так и в период эксплуатации, имеют большое значение. Результаты таких исследований, выполненных при возведении многоэтажных крупнопанельных жилых домов по ул. Грибоедова в Юго-Западном микрорайоне № 1 (ЮЗМП-1) в городе Бресте, приведены ниже.

По периметру здания было установлено 18 геодезических марок (рисунок 1). Геодезические наблюдения за осадками были организованы таким образом, чтобы измерения проводились в несколько циклов. Первый цикл – после завершения монтажа цокольных панелей; второй – после завершения монтажа панелей четырех этажей; третий – после завершения монтажа всех конструкций здания; четвертый – после завершения всех отделочных работ.

Здание разделено на две секции осадочным швом, левая из которых – девятиэтажная, а правая – семиэтажная. Высота фундаментной плиты – 500 мм. Инженерно-геологические условия строительной площадки приведены в [2].

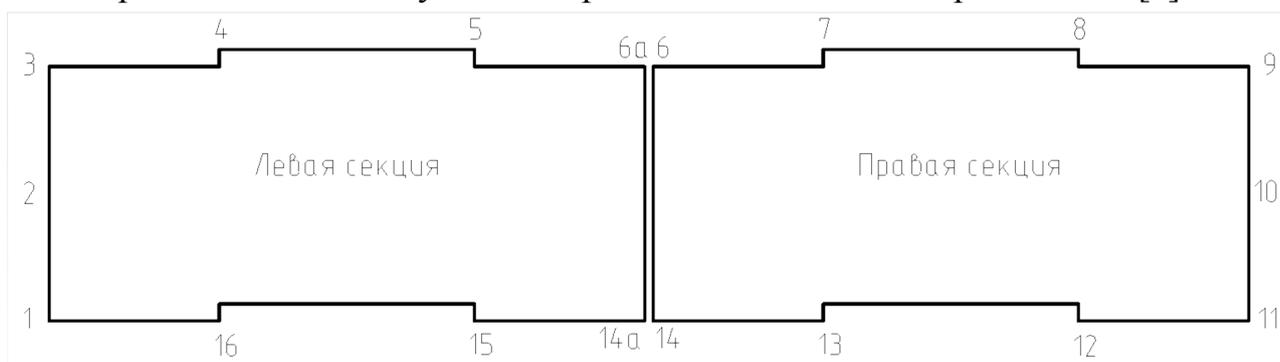


Рисунок 1 – Схема установки марок (дом № 9А)

По результатам наблюдений выявлено, что средняя осадка фундаментной плиты левой секции составляет 3,19 см, а правой – 1,95 см, т. е. средняя осадка левой секции в 1,64 раза больше, чем в правой. Различие в нагрузках на плиты составляет 1,29 раза. Большая осадка левой секции объясняется не только различием в нагрузке, но и особенностями инженерно-геологических условий. Под левой секцией на глубине 6,0 м от подошвы фундамента расположены суглинки текучие различной мощности, от 1,6 до 0,9 м и от 0,9 до 0,2 м в пределах правой секции. Мощность сжимаемой толщи составляет от 16,0 м до 21,0 м.

В целом, характер развития осадок обеих секций здания схожий. Имеет место наклон плиты в сторону марок 3...9, причем осадка угла плиты (марка 3) максимальная. Максимальная осадка характерна и для угла плиты правой секции (марка 6). Различие в осадке этих угловых точек плит – 2,05 раза. Осадка угла плиты (марка 3) в 1,75 раз больше осадки угла по той же стороне (марка 6). Осадка угловой точки (марка 3) в 1,44 раза больше угловой точки (марка 1). Осадка марки 6а в 1,79 раза больше осадки марки 14а. Различие в осадке угловых марок по длине плиты (марки 1 и 14а) составляет 2,19 раз.

Таким образом, очевидно, что в процессе приложения нагрузки имеет место сложный характер деформирования плиты, похожий на кручение, происходящее по ее торцам, с различной скоростью и различным по величине углом закручивания. Аналогичная картина деформирования плиты характерна и для правой секции, при меньшем проявлении параметров закручивания.

О преобладающих осадках марок 3...9, установленных по длинной стороне плитного фундамента свидетельствуют графики, показанные на рисунках 2 и 3. Очевидно, что, начиная с момента строительства, осадка плиты по стороне (марки 3 ... 9) значительно больше, чем у противоположной стороны.

На рисунке 2 показаны пределы изменения осадок марок, установленных по длинным сторонам фундамента левой секции. С момента начала строительства и до его завершения осадка фундаментной плиты вдоль длинных сторон значительно отличается. Средние осадки при $P = 80$ кПа по стороне, где установлены марки (3 ... 6) более чем в 2 раза больше средних осадок марок с противоположной стороны. И это различие остается практически без изменения к моменту завершения строительства. Для фундамента правой секции, где нагрузка значительно меньше, отношение средних осадок тоже меньше в 1,6 ... 1,7 раза.

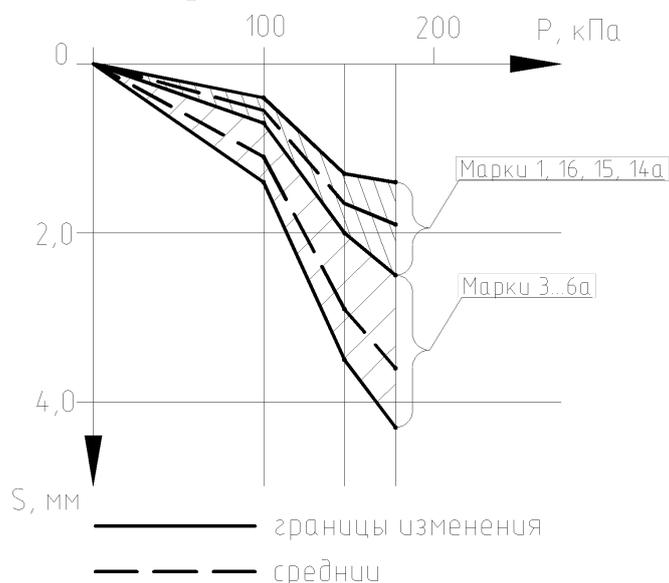


Рисунок 2 – Осадки марок в зависимости от P (левая секция)

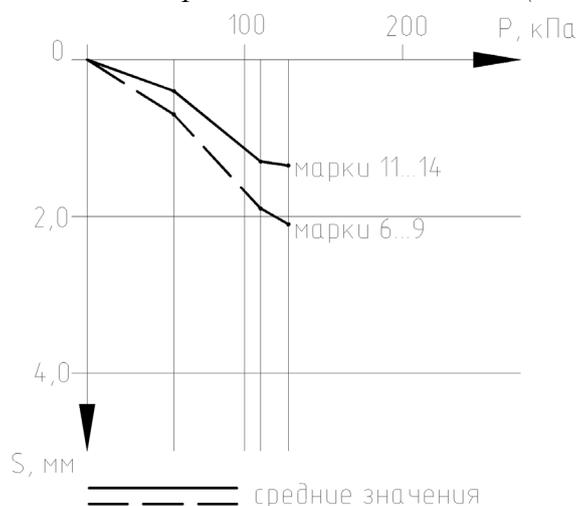


Рисунок 3 – Осадки марок в зависимости от P (правая секция)

Тенденцию более интенсивного одностороннего развития осадок подтверждают и эпюры, показанные на рисунках 4 (а...г). Практически по всем торцам фундаментных плит имеет место большая осадка в угловых точках, расположенных на стороне установки марок 3...9.

Для угловой точки (марка 3) левой секции осадка максимальная как после выполнения первого цикла измерений, так и после завершения строительства здания. Более равномерные величины осадки получены для торца (марки 9...11) правой секции.

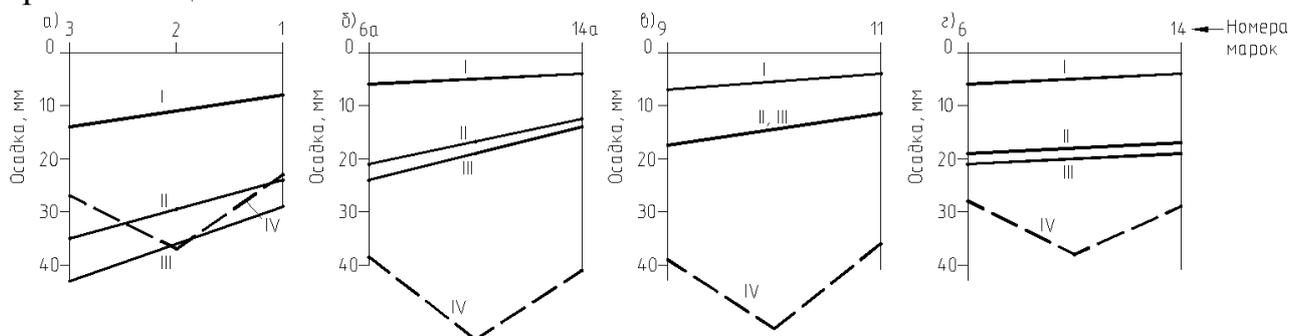


Рисунок 4 – Осадки марок в зависимости от P (правая секция)

Как отмечено выше, в соответствии с [1], при приложении нагрузки к плите, ее центр должен давать осадку значительно большую, чем ее края. Результаты расчетов, с использованием программного комплекса «LIRA – SAPR», подтверждают этот факт (кривые IV, рисунок 4). Однако такой закономерности по результатам натурных наблюдений не обнаружено. Следует отметить, что согласно [3] такие плиты относятся к тонким ($\frac{h}{b} = \frac{0.5}{16.4} = 0.03 < 0.1$) и гибким, так как показатель гибкости фундамента

$$r = \frac{3 \cdot \pi \cdot l^2 \cdot m_e \cdot b \cdot E_{cp}^{np} \cdot (1 - \mu_\delta^2)}{2 \cdot E_v \cdot h^3 \cdot (1 - \mu_{cp}^2)} > 50 \cdot \left(\frac{l}{b}\right)^2 \quad (1)$$

$$\text{и} \quad r = \frac{3 \cdot 3,14 \cdot 28,0^2 \cdot 1 \cdot 16,4 \cdot 1000 \cdot (1 - 0,2^2)}{2 \cdot 3450000 \cdot 0,5^3 \cdot (1 - 0,3^2)} = 148,14 > 50 \cdot \left(\frac{28,0}{16,4}\right)^2 = 145,75.$$

Если принять, что осадка в средней части ширины плиты лежит на прямой, соединяющей значения осадок в угловых точках, то можно определить отклонение подошвы плиты от горизонтали и, соответственно, перекосные деформации [4]. Для торца плиты левой секции (марки 1...3) этот угол равен $\alpha_1 = 0,047^\circ$, а у деформационного шва – $\alpha_2 = 0,039^\circ$. Для правой секции эти углы соответственно равны $\alpha_1 = 0,0074^\circ$ и $\alpha_2 = 0,022^\circ$.

Отсюда, соответственно, перекосные деформации относительно больших сторон равны: для левой секции 0,00066 и 0,00058, что составляет $0,038^\circ$ и $0,033^\circ$, для правой секции, соответственно, 0,000114 и 0,00026, что составляет $0,0065^\circ$ и $0,00026^\circ$.

Учитывая, что нет роста осадки в середине ширины и длины плитного фундамента, можно говорить о наличии крена. Различие в относительной неравномерности осадок по ширине составляет для правой секции – 3,0 раза, для левой – 1,2 раза, а по длине – 2,28 и 1,14 раза соответственно.

Очевидно, что для фундаментной плиты правой секции, несмотря на значительно меньшие величины осадок, их неравномерность проявляется в большей степени, чем в левой.

Объяснение проявления относительной неравномерности осадок можно найти в двух взаимосвязанных причинах:

- некачественное уплотнение значительной по мощности (3,4 м) песчано-гравийной смеси, а именно, в большей степени у торца котлована (марки 1...3) и по его длине (марки 3...9);

- началом возведения здания (приложения нагрузки) именно от его угла (марка 3) и в дальнейшем монтаж каждого последующего этажа начинался, как правило, с этой же точки.

Устранять причины возникновения и развития неравномерных осадок плитных фундаментов возможно, обеспечивая качественную укладку и уплотнение искусственного слоя из песчано-гравийной смеси и оптимизируя конструктивную и технологическую схемы нагружения плитного фундамента, начиная с цокольного этажа.

Заключение

1. По результатам геодезических наблюдений установлено проявление неравномерных деформаций плитных фундаментов, начиная с момента возведения цокольной части здания и до завершения его строительства.

2. Несмотря на то, что по классификации [3] фундаментные плиты относятся к тонким и гибким, при действующих нагрузках осадок, больших в их середине, чем по краям, не выявлено, что противоречит результатам расчета с использованием программного комплекса "LIRA-SAPR"

3. При производстве работ по устройству искусственной подушки из песчано-гравийной смеси и монтажу надфундаментных конструкций важным является обеспечение качества уплотнения грунта и обоснованной последовательности монтажа панелей, плит перекрытия, обеспечивающие равномерное нагружение фундаментной плиты и основания.

Литература

1. Горбунов-Посадов, М. И. Расчет конструкций на упругом основании / М. И. Горбунов-Посадов, Т. А. Маликова, В. И. Соломин. – М. : Стройиздат, 1973. – 679 с.

2. Выполнить наблюдение за осадками и разработать рекомендации по выбору оптимальных вариантов фундаментов многоэтажных зданий в условиях г. Бреста. Этап 2. Выполнить 3 цикла наблюдений за осадками, расчеты осадок с использованием различных программ, анализ полученных данных: научно-технический отчет (краткий) (х/д № 22/82). – Брест, 2023. – 58 с.

3. Руководство по проектированию фундаментных плит каркасных зданий / Научно-исследовательский институт оснований и подъемных сооружений им. Н. М. Герсеванова. – М. : Стройиздат, 1977. – 129 с.

4. Фундаменты плитные. Правила проектирования. ТКП 45-5.01-67-2007 (02250). – Введ. 02.04.2007. – Минск : Минстройархитектуры, 2008. – 138 с.

ДЕФЕКТЫ МОСТОВЫХ СООРУЖЕНИЙ И МЕТОДЫ ИХ ДИАГНОСТИКИ

П. В. Кривицкий¹, Н. В. Матвеевко²

¹ К. т. н., доцент, зав. отраслевой лабораторией «Научно-исследовательский центр инноваций в строительстве» БрГТУ, Брест, Беларусь, *krivitskiyp@mail.ru*

² М. т. н., ст. науч. сотр. отраслевой лаборатории «Научно-исследовательский центр инноваций в строительстве» БрГТУ, Брест, Беларусь, *nikifarych@yandex.by*

Реферат

В статье классифицированы основные дефекты и повреждения конструкций мостовых сооружений. Выделены причины их появления и последующего влияния на долговечность, грузоподъемность сооружения и безопасность движения. Рассмотрены современные методы диагностики дефектов и обследования мостовых сооружений. Проанализированы существующие подходы прогнозирования долговечности сооружений транспортной инфраструктуры.

Ключевые слова: мостовое полотно, пролетное строение, карбонизация, коррозия, прогнозирование.

DEFECTS OF BRIDGE STRUCTURES AND METHODS OF THEIR DIAGNOSIS

P. V. Krivitskiy, N. V. Matweenko

Abstract

The article classifies the main defects and damages of bridge structures. The reasons for their appearance and the subsequent impact on the durability, load capacity of the structure and traffic safety are highlighted. Modern methods of defect diagnostics and inspection of bridge structures were considered. The existing approaches to forecasting the durability of transport infrastructure structures were studied.

Keywords: bridge canvas, bridge beams, carbonation, corrosion, forecasting.

Введение

Постановлением Совета Министров Республики Беларусь № 212 от 09.04.2021 утверждена Государственная программа «Дороги Беларуси» на 2021–2025 годы [1]. Основной целью программы является улучшение эксплуатационно-технического состояния автомобильных дорог общего пользования. При этом следует отметить, что одним из наиболее проблемных направлений является содержание и ремонт мостовых сооружений на республиканских и местных автомобильных дорогах. По данным дорожной диагностики 2019 года из двух тысяч двухсот семидесяти трех мостовых сооружений на республиканских автомобильных дорогах не соответствуют нормативным требованиям грузоподъемности и (или) габариту пятьсот пятьдесят одно сооружение (24,2 %), из трех тысяч двадцати пяти мостов на местных автомобильных дорогах не соответствуют нормативным требованиям тысяча сто два (36,4 %). Кроме этого, по данным результатов технических обследований мостовых сооружений, выполненных отраслевой лабораторией «Научно-исследовательский центр инноваций в строительстве» в различных регионах республики установлено, что большинство сооружений нуждается в текущем ремонте.

Как правило, дорожно-эксплуатационные службы при определении периодичности ремонтно-восстановительных работ и работ по содержанию сооружений руководствуются требованиями соответствующих нормативных документов [2, 3]. Основные требования по срокам восстановления или замены отдельных конструктивных элементов в соответствии с [2, 3] представлены в таблице 1.

Таблица 1 – Проектный срок службы конструктивных элементов и периодичность их ремонта

Элементы мостов	Проектный срок службы, лет, не менее	Виды работ	Периодичность выполнения работ
1	2	3	4
Конструкции опор мостов	100	– восстановление сливов; – ремонт сколов и поврежденный бетона; – гидрофобизация увлажняемых поверхностей; – обработка поверхностей железобетонных конструкций ингибиторами коррозии, подщелачивание поверхностного (защитного) слоя бетона	при необходимости; по мере возникновения; 1 раз в 5 лет; 1 раз в 20 лет
Конструкции пролетных строений с пролетами более 33 м / до 33 м включительно	100/75	– заделка сколов, раковин и мелких повреждений бетона; – гидрофобизация увлажняемых поверхностей железобетонных конструкций; – обработка поверхностей железобетонных конструкций ингибиторами коррозии (ребра балки); – ремонт и восстановление лакокрасочных покрытий: * на фасадных поверхностях железобетонных балок; * стальных балок	по мере возникновения; 1 раз в 5 лет; 1 раз в 20 лет; 1 раз в 2 года; при необходимости
Покрытие проезжей части мостов на республиканских автомобильных дорогах и в городах/ на местных автомобильных дорогах, в сельских населенных пунктах	7/10	– очистка проезжей части и тротуаров от мусора; – герметизация трещин в покрытии; – ремонт сколов и поврежденный бетона элементов мостового полотна; – гидрофобизация бетонных поверхностей элементов мостового полотна	1 раз в 10 дней, при необходимости – чаще; 2 раза в год, весной и осенью; по мере возникновения; раз в 2 года – на мостах на автомобильных дорогах I–III категорий, 1 раз в 3 года – на остальных мостах
Гидроизоляция проезжей части мостов	15	–	–

Продолжение таблицы 1

Система водоотвода и дренажа	20	– очистка водоотводных трубок и других отверстий для отвода воды с мостового полотна; очистка лотков из термопласт-композита для отвода воды	1 раз в месяц
Деформационные швы	7/10	– продувка сжатым воздухом, очистка и герметизация мастикой трещин по границе заполнения щебеночно-мастичных швов и покрытия; – герметизация трещин в покрытии над деформационными швами закрытого типа; – промывка водой под давлением всех элементов мостового полотна и насадок опор под деформационными швами; – очистка деформационных швов открытого типа; – восстановление мастичного заполнения штрабы вдоль деформационных швов с резинометаллическими компенсаторами и штрабы на тротуарах с удалением старой мастики; – подтяжка шпилек болтов и пружин в деформационных швах перекрытого типа	2 раза в год, весной и осенью; 2 раза в год, весной и осенью; 1 раз в год, весной; 3–4 раза в год; по мере разрушения мастичного заполнения, предусмотренного проектной документацией; 1 раз в год весной при промывке элементов мостового полотна
Металлические опорные части	–	Очистка металлических элементов от продуктов коррозии и их окраска атмосферостойкой краской, нанесение графитовой смазки (эмульсии) на рабочие поверхности стальных подвижных опорных частей	1 раз в 2 года
Резиновые опорные части	25	Герметизация трещин на боковых поверхностях резино-металлических опорных частей	по мере возникновения
Полиуретановые опорные части	100	–	–

В ряде случаев даже при строгом соблюдении требований нормативных документов в части периодичности ремонтных работ могут возникать дефекты и повреждения отдельных конструктивных элементов, приводящие к снижению несущей способности и эксплуатационной пригодности как отдельных конструктивных элементов, так и всего сооружения в целом. Причинами появления указанных дефектов могут выступать нарушения требований технических нормативных правовых актов при проектировании и (или) строительстве сооружений, различного рода механические повреждения в процессе эксплуатации как результат дорожно-транспортных происшествий.

Дефекты мостовых сооружений

Согласно [4], в зависимости от степени влияния дефекты подразделяются: на дефекты содержания, являющиеся результатом нарушения сроков выполнения регламентных работ по техническому обслуживанию сооружения; дефекты безопасности, препятствующие свободному и безопасному движению транспортных средств и пешеходов по сооружению и под ним (при необходимости) и дефекты грузоподъемности, приводящие к снижению несущей способности пролетных строений и опор. Наиболее часто встречающиеся дефекты, установленные по результатам обследования мостовых сооружений для каждой категории, приведены в таблице 2.

Также в отдельную категорию можно выделить дефекты долговечности, которые не оказывают непосредственного влияния на эксплуатационные показатели сооружения, но при несвоевременном устранении могут привести к снижению грузоподъемности и ухудшению показателей безопасности в будущем.

При диагностике и обследовании технического состояния мостовых сооружений выявление дефектов производится на основании визуального осмотра, а отнесение его к той или иной категории во многом зависит от квалификации, опыта и субъективного мнения специалиста, проводящего обследование. При этом ряд дефектов и повреждений может быть установлен визуально – наличие коррозионных или силовых трещин, размораживание бетона, несоответствие отдельных конструктивных элементов нормативным требованиям. Иные дефекты не могут быть обнаружены без использования современных узкоспециализированных приборов или проведения лабораторных исследований – такие, как скрытая коррозия арматуры, карбонизация и насыщение хлоридами бетона, но могут привести к стремительному ухудшению технического состояния конструкций.

Современные методы диагностики дефектов мостовых сооружений

Наиболее распространенным методом выявления коррозии рабочей арматуры несущих конструкций мостового сооружения является вскрытие защитного слоя бетона и визуальная оценка степени коррозионного износа арматурных стержней. Для определения степени карбонизации и насыщения хлоридами бетона, как правило, выполняют отбор проб бетона на различных участках конструкций для их последующего лабораторного анализа. Также весьма распространенным является метод оценки карбонизации бетона в полевых условиях, который заключается в увлажнении свежего сухого бетонного скола поверхности индикаторной жидкостью (1 %-ным спиртовым раствором фенолфталеина или тимолфталеина).

Основным недостатком описанных выше методов диагностики является выявление дефектов (или их отсутствия) только на локальных участках (в местах вскрытия защитного слоя бетона или отбора проб). Проведение сплошного контроля в таких условиях сложно осуществить из-за повышенной трудоемкости работ, а также ослабления конструкции в результате механических повреждений, сопровождающих данные работы.

Одним из направлений, позволяющих выполнять более полную оценку технического состояния конструкций при сохранении их целостности, является применение методов неразрушающего контроля. В частности, использование потенциометрического метода позволяет производить оценку коррозионного состояния арматуры конструкций по изменению потенциала проверяемого стального стержня. В зависимости от величины измеренного потенциала (рисунок 1) может быть сделан вывод о состоянии арматуры конструкции, согласно таблице 3 [5].

Таблица 2 – Дефекты мостовых сооружений

Дефекты мостовых сооружений		
Влияющие на долговечность сооружения	Влияющие на безопасность движения	Влияющие на грузоподъемность сооружения
<ul style="list-style-type: none"> –разрушение конструкции гидроизоляции мостового полотна; –замокание, замшелость, высолы по бетону; –размораживание (морозная деструкция) бетона в том числе с оголением арматуры; –недостаточный защитный слой бетона, коррозия конструктивной арматуры; –коррозионные трещины (коррозия рабочей арматуры); –фильтрация воды по стыку, выщелачивание, замшелость, выцветы, сталактиты; –разрушение бетона стыка; –сколы бетона без оголения арматуры и с оголением арматуры; –деформационные швы негерметичны, разрушены; –размораживание торцов балки, коррозия анкерных шайб; –коррозия и разрушение опорных частей; –водоотводные трубки коротки или разрушены; –просадка конуса под насадками крайних опор и переходными плитами; –размыв конусов и откосов насыпи 	<ul style="list-style-type: none"> –трещины в покрытии мостового полотна и подходов; –ямочность в покрытии подходов; –загрязнения мостового полотна и тротуаров; –элементы барьерного ограждения или их крепление на мосту и походах не соответствуют нормативным требованиям (отсутствуют светоотражающие вставки, коррозия металлических элементов); –перила шатаются; –просадка конуса под насадками крайних опор и переходными плитами; –размыв конусов и откосов насыпи; –разрушено организованное сопряжение тротуаров с подходами; –сквозное разрушение тротуаров; –отсутствует покрытие тротуаров; –водоотводные трубки не имеют решеток; –лестницы на подходах разрушены или отсутствуют 	<ul style="list-style-type: none"> – коррозия рабочей арматуры; – размораживание (морозная деструкция) бетона в том числе с оголением арматуры; – повышенная толщина ездового полотна; – коррозия анкерных шайб; – разрушение опорных частей

Таблица 3 – Критерии коррозионного состояния стальной арматуры (согласно [5])

Диапазон потенциалов на поверхности железобетонной эксплуатируемой конструкции, Вмсэ	Характеристика коррозионного состояния арматурной стали
$P > -0,200$	Вероятность отсутствия коррозионного процесса более 90 %
$-0,200 > P > -0,350$	Коррозионный процесс арматурной стали маловероятен
$P < -0,350$	Вероятность коррозионного процесса более 90 %
$P < -0,50$	Трещины в бетоне

В свою очередь, данные о величине потенциалов на поверхности железобетонной конструкции косвенно могут быть использованы для оценки степени карбонизации и насыщения хлоридами бетона (таблица 4). Следует отметить, что показания приборов неразрушающего контроля не могут считаться точными, поскольку во многом зависят от влажности бетонной поверхности, положения арматуры, наличия в бетоне добавок и т. д. Поэтому выполнение лабораторных исследований точно отобранных проб бетона позволяет произвести калибровку прибора для каждой конкретной конструкции.

Таблица 4 – Значения потенциалов металлов в бетоне

Электрод	Потенциал, Вмсэ
Кислородный электрод в щелочной среде бетона при отсутствии хлор-ионов	$< +0,17$
Стержень стальной арматуры в бетоне находится: в насыщенном растворе $\text{Ca}(\text{OH})_2$ в водонасыщенном бетоне при отсутствии кислорода в нормально увлажненном бетоне, содержащем хлор-ионы в нормально увлажненном бетоне, не содержащем хлор-ионы в карбонизированном бетоне с нормальным содержанием влаги в сухом карбонизированном бетоне в сухом бетоне	$> -1,1$ $> -1,1$ $> -0,6$ от $+0,1$ до $-0,1$ включ. от $+0,1$ до $-0,3$ включ. от $+0,2$ до 0 включ. от $+0,2$ до 0 включ.
Нержавеющая сталь в бетоне с нормальным содержанием влаги	от $+0,1$ до $-0,2$ включ.
Медь в бетоне с нормальным содержанием влаги	от $+0,1$ до $-0,2$ включ.
Гальванизированная сталь в сухом бетоне	$> -1,1$

Немаловажным этапом обследования технического состояния сооружения является прогнозирование долговечности моста. Согласно [6], прогнозирование рекомендуется выполнять на основе данных результатов предыдущих обследований, экстраполируя снижение класса грузоподъемности по эллиптической зависимости. При неблагоприятных условиях эксплуатации (систематические замораживания, воздействия химически активных антиобледенителей) необходимо учитывать снижение прочностных и деформативных свойств бетона в результате деградиационных процессов в соответствии с Приложением В [6]. На снижении грузоподъ-

емности пролетного строения также сказывается коррозия арматуры, поэтому в методике, разработанной в Российской Федерации [7], предусмотрено не только прогнозирование карбонизации бетона, но и коррозии арматуры.

Для выполнения обоснованных расчетов прогнозируемой долговечности элементов мостовых сооружений необходимо иметь точную и подробную информацию о протекающих в конструкции процессах карбонизации бетона и коррозии арматуры на этапе обследования. Такую возможность предоставляют методы сплошного неразрушающего контроля.

Приведенные в нормативных документах [6, 7] методики не всегда позволяют достоверно получить данные о прогнозном сроке службы конструкций, поскольку скорость развития процессов карбонизации бетона и коррозии арматуры во многом зависит от начального качества материалов, а также условий эксплуатации конструкции, которые могут сильно отличаться даже в пределах одного сооружения: крайние и средние балки пролетных строения, конструкции, расположенные у деформационного шва и т. д.

Для полноценной оценки технического состояния и прогнозирования остаточного ресурса конструкций специалисту, выполняющему обследование, необходимо иметь данные о состоянии конструкции, степени карбонизации бетона, протекающих процессах коррозии в арматуре на протяжении всего периода эксплуатации, что не всегда является возможным.

Выводы

1. Для обеспечения необходимых грузоподъемности и технико-эксплуатационных показателей мостовых сооружений необходимо производить ремонт и замену конструкций точно в сроки, установленные нормативно-правовыми актами, а также регулярно выполнять диагностику технического состояния сооружений.

2. Диагностика дефектов мостовых сооружений может осуществляться по результатам визуального осмотра и соответствующих измерений. Наиболее перспективными являются методы сплошного неразрушающего контроля, которые позволяют получить максимально обширную информацию о состоянии конструкции, выявить скрытые дефекты без повреждения элементов моста.

3. Прогнозирование долговечности моста по данным о его грузоподъемности, определенной по результатам предыдущих обследований, позволяет учитывать развитие деградационных процессов в бетоне и коррозии арматуры. Для выполнения соответствующих расчетов необходима информации о степени карбонизации бетона и коррозионного повреждения арматуры, а также скорость их прогрессирования.

Литература

1. О Государственной программе «Дороги Беларуси» на 2021–2025 гг. [Электронный ресурс] : постановление Совета Министров Респ. Беларусь от 09 апреля 2021 г., № 212. – Режим доступа: <https://pravo.by/document/?guid=3871&p0=C22100212>. – Дата доступа: 15.04.2021.

2. СН 3.03.01-2019. Мосты и трубы. Строительные нормы Республики Беларусь. – Минск : Минстройархитектуры, 2020. – 279 с.

3. ТКП 376-2019. Мосты и трубы. Правила эксплуатации. – Минск : РУП БелдорНИИ, 2019. – 74 с.
4. ТКП 227-2018. Мосты автодорожные. Правила выполнения диагностики. – Минск : Минстройархитектуры, 2017. – 118 с.
5. СТБ 1994-2009. Конструкции железобетонные эксплуатируемые. Потенциометрический метод определения состояния арматуры. – Минск : Госстандарт, 2010. – 13 с.
6. ТКП 479-2019. Правила определения грузоподъемности железобетонных и сталежелезобетонных балочных пролетных строений автодорожных / Минтранспорта и коммуникаций РБ. – Минск, 2019. – 248 с.
7. Шестериков, В. И. Методика расчетного прогнозирования срока службы железобетонных пролетных строений автодорожных мостов / В. И. Шестериков, Л. И. Иосилевский, Е. А. Андропова. – М. : Росавтодор, 2002. – 140 с.

УДК 624.012.35

ЧИСЛЕННЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ НАПРЯЖЕННО- ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК ПРИ СОПРОТИВЛЕНИИ СРЕЗУ

А. А. Невдах¹, П. В. Кривицкий²

¹ *М. т. н., мл. науч. сотр. отраслевой лаборатории «Научно-исследовательский центр инноваций в строительстве» БрГТУ, Брест, Беларусь, alina.nevdah@mail.ru*

² *К. т. н., доцент, зав. отраслевой лабораторией «Научно-исследовательский центр инноваций в строительстве» БрГТУ, Брест, Беларусь, krivitskiyp@mail.ru*

Реферат

В статье анализируется влияние сжатой зоны бетона на сопротивление срезу железобетонных балочных элементов. Произведено численное моделирование железобетонных балок. Составлена база образцов, отмечены варьируемые параметры и выполнен анализ.

Ключевые слова: поперечное усилие, сжатая зона, прочность бетона на сжатие, коэффициент армирования, отношение пролета среза.

FEATURES OF THE STRESS-STRAIN STATE OF THE COMPRESSED CONCRETE ZONE OF REINFORCED CONCRETE BEAMS WITH SHEAR RESISTANCE

A. A. Nevдах, P. V. Krivitskiy

Abstract

The article analyzes the effect of the compressed concrete zone on the shear resistance of reinforced concrete beam elements. A numerical study of the shear resistance of reinforced concrete beams under various variation factors has been performed. A sample database has been compiled, variable parameters have been noted and an analysis has been performed.

Keywords: shear force, compressed zone, concrete compressive strength, reinforcement factor, shear span ratio.

Введение

В практике расчета и конструирования сопротивление срезу железобетонных балок продолжает оставаться одной из наиболее обсуждаемых проблем. Данный вопрос требует уточнения, поскольку обеспечение необходимой несущей способности железобетонных балок имеет первостепенное значение для обеспечения безопасности и эффективности инфраструктурных объектов.

Сложность проблемы заключается в многочисленности взаимосвязанных факторов, оказывающих влияние на формирование и развитие плоского напряженно-деформированного состояния, трещинообразование и форму разрушения изгибаемого элемента в зоне среза. Из-за совместного действия изгибающих моментов и поперечных сил в железобетонных балочных конструкциях возникает система наклонных трещин, разделяющих элемент на отдельные блоки, соединенные продольным армированием в растянутой зоне и не цельной части бетона над вершиной наклонной трещины. При этом в наклонном сечении возникает ряд внутренних усилий, воспринимающих перерезывающие силы.

На сопротивление срезу изгибаемых железобетонных балочных элементов оказывает влияние множество факторов, таких как вид бетона и его прочностные характеристики, геометрические параметры поперечного сечения балки, процент продольного и поперечного армирования, наличие продольного усилия в элементе и т. д. Значительное число работ посвящено исследованию вклада составляющих на сопротивление срезу, однако в них не определяется изменение вклада сжатой зоны в сопротивление срезу при различных параметрах (пролет среза, коэффициент армирования и т. д.).

В данной статье представлен анализ результатов численных исследований, направленных на изучение напряженно-деформированного состояния железобетонных балок при сопротивлении срезу. Цель его заключается не только в исследовании численных моделей в анализе сопротивления срезу железобетонных балок, но и в выдвигании новых перспектив для будущих исследований, направленных на повышение эффективности и безопасности строительных конструкций.

Численное моделирование железобетонных балок

Численное моделирование с применением конечно-элементной модели представляет собой метод анализа поведения объекта или системы с использованием математического инструмента, называемого методом конечных элементов. Численное моделирование подразумевает замену физических экспериментов виртуальными, проведенными на компьютере. Вместо фактических тестов используются численные методы для имитации различных условий и воздействий на объект или систему.

Моделирование позволяет визуализировать и анализировать развитие трещин в материале. Это особенно важно для предотвращения разрушения конструкции из-за среза. Полученные схемы трещин помогут понять, как трещины формируются и распространяются внутри балки. Анализ напряжений в продольной арматуре дает представление о том, как обеспечивается равномерное распределение нагрузок, и какие участки балки подвергаются наибольшему напряжению.

В работе [1] подробно рассматривается воздействие прочности бетона на сжатие, коэффициента армирования и геометрических размеров на поперечное воздействие в сжатой зоне бетона на основе экспериментальных исследований. Для получения объективной картины напряженно-деформированного состояния и детализации характера трещинообразования проведены численные исследования с разработкой конечно-элементной модели железобетонных балок, в рамках которых варьировались параметры, такие, как прочность бетона на сжатие и пролет среза.

Для проведения численных исследований с применением конечно-элементного моделирования сформирована база образцов, основанная на экспериментальных исследованиях *A. G. Mphonde* [2], в котором варьировалась прочность бетона на сжатие. Полученная база основана на трех натуральных образцах, основные конструктивные характеристики которых представлены в таблице 1.

Таблица 1 – Основные конструктивные характеристики образцов из экспериментального исследования *A. G. Mphonde* [2]

Образцы	b_w , мм	d , мм	a/d	ρ , %	c , мм	f_c , МПа
1	2	3	4	5	6	7
A0-7-3b	152	298	3,6	3,36	127	45,24
A0-11-3b	152	298	3,6	3,36	102	81,13
A0-15-3b	152	298	3,6	3,36	92,9	101,83

Для выполнения численного моделирования в качестве образцов применялись железобетонные балочные элементы прямоугольного поперечного сечения с размерами $b \times h = 160 \times 340$ мм длиной 2440 мм (расчетный пролет 2140 мм), выполненные из бетона с прочностью на сжатие, варьирующейся в пределах $45,24 \div 101,83$ МПа. Армировались балки в растянутой зоне тремя стержнями диаметром 25 ($A_{st} = 14,73 \text{ см}^2$), расположенными в одной горизонтальной плоскости. Коэффициент армирования сечения составляет 3,36 %. В балках применялась стержневая арматура со значением предела текучести $f_{yk} = 415$ МПа. В статье [3] подробно описываются конструктивные характеристики балок сформированной базы образцов, а также результаты численного моделирования.

При создании конечно-элементной модели для образцов заданы свойства, характеризующие закон сцепления арматуры с бетоном, моделирующий изменение напряжения по длине зоны анкеровки. При этом задается минимальное проскальзывание арматуры в бетоне. Для разбиения образца создается конечно-элементная сетка, состоящая из параллелепипедов с соотношением сторон 3:4.

Анализ результатов численного моделирования

Испытывались образцы по схеме: балка на двух опорах, загруженная одной или двумя сосредоточенными силами в зависимости от пролета среза. Нагрузка прикладывалась постепенно.

В ходе проведения численного моделирования были созданы детальные модели железобетонных балок. Эти модели позволили визуализировать и анализировать распределение трещин под воздействием поперечных сил. Полученные схемы развития трещин детально показывают поведение балок в условиях среза. Для дальнейшего анализа отобрано три образца, которые по своим характеристикам (пролет среза и прочность бетона на сжатие) схожи с образцами, представленными в экспериментальных исследованиях.

Отобранные образцы имеют следующие характеристики:

- пролет среза (отношение a/d) у всех образцов составляет 3,6;
- прочность бетона на сжатие у образца Б-С1-Пр1 (рисунок 1) составляет 101,83 МПа;
- для образца Б-С2-Пр1 (рисунок 2) f_c составляет 45,24 МПа;
- для образца Б-С3-Пр1 (рисунок 3) f_c составляет 81,13 МПа.

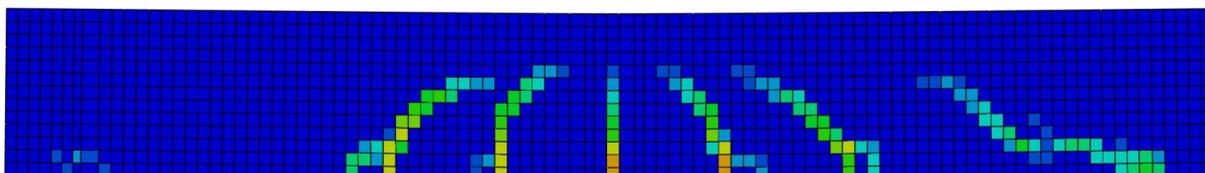


Рисунок 1 – Схема развития трещин образца Б-С1-Пр1

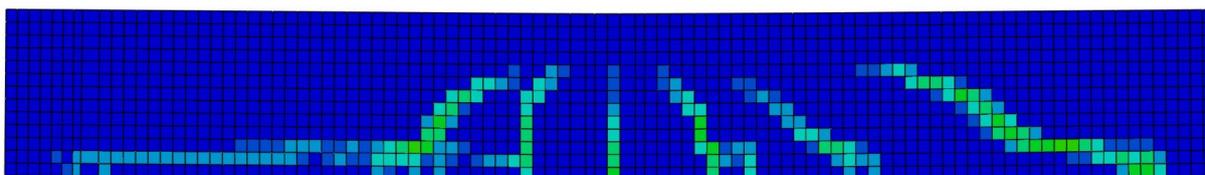


Рисунок 2 – Схема развития трещин образца Б-С2-Пр1

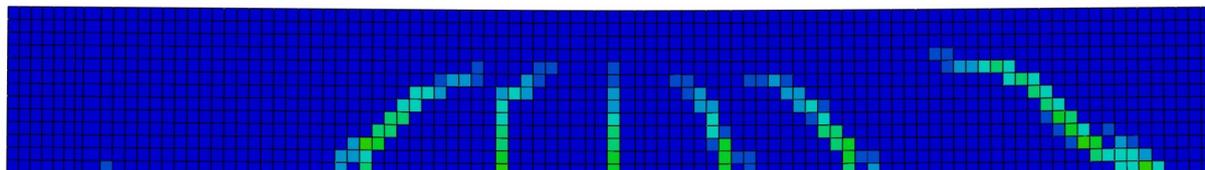
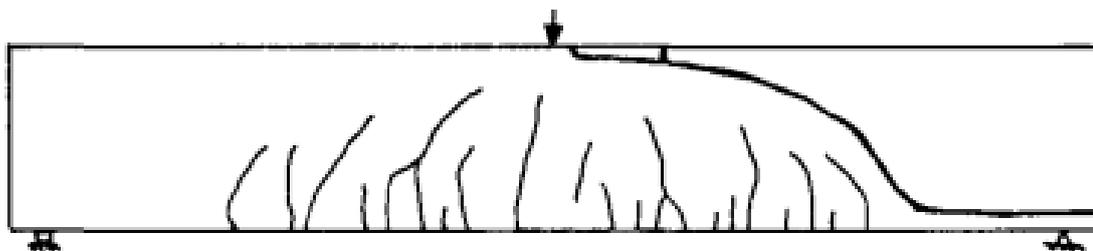


Рисунок 3 – Схема развития трещин образца Б-С3-Пр1

Для верификации численных результатов были использованы реальные экспериментальные данные, представленные на типовой схеме распределения трещин железобетонных балок (рисунок 4).



*Рисунок 4 – Типовая схема развития трещин в экспериментальных исследованиях
А. Г. Мфонде [2]*

В ходе анализа были выделены общие характеристики трещин, такие как их направление и длина. Сравнение численного моделирования с реальными экспериментальными данными позволяет выявить сходства и различия между предсказанным и фактическим поведением балок. В случае соответствия распределения трещин в численном моделировании реальным данным, можно сделать вывод о точности модели и её способности воспроизводить реальное поведение конструкции при срезе. Однако, необходимо учесть, что реальные эксперименты могут подвергаться воздействию различных факторов, влияющих на результаты. Также на рисунке показана укрупненная схема развития трещин, отражающая совокупность полученных различных экспериментальных данных.

Для анализа совместного влияния прочности бетона на сжатие и пролета среза указанная ранее база образцов была рассчитана по различным моделям сопротивления среза: модели *К. Н. Reineck* [4], диско-связевой модели *А. С. Залесова* [5], методу предельных усилий в расчетном наклонном сечении [6], модели *Н. Park, К. Choi* и *Ж. К. Wight* [7]. Подробнее об этих моделях описано в статье [1]. В таблице 2 представлены характеристики образцов, экспериментальные значения воспринимаемой поперечной силы для образцов с идентичными характеристиками и расчетные значения поперечных усилий в сжатой зоне бетона. На рисунке 5 представлены полные и расчетные значения поперечных усилий.

Таблица 2 – Размеры и характеристики образцов, расчетные значения поперечных усилий в сжатой зоне бетона

Серия	Марка образца	b_w , мм	d , мм	a/d	ρ , %	c , мм	f_c , МПа	V_{exp} , кН	$V_{cd2.1}$, кН	$V_{cd2.2}$, кН	$V_{cd2.3}$, кН	$V_{cd2.4}$, кН
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Б-С1	Б-С1-Пр1	160	300	3,6	3,36	95	101,83	100,10	23,70	34,80	87,92	97,63
	Б-С1-Пр2	160	300	3,0	3,36	102	101,83	–	25,67	37,37	87,92	98,89
	Б-С1-Пр3	160	300	2,5	3,36	82	101,83	–	20,13	30,04	87,92	96,69
	Б-С1-Пр4	160	300	2,0	3,36	75	101,83	–	18,26	27,48	87,92	113,81
Б-С2	Б-С2-Пр1	160	300	3,6	3,36	108	45,24	82,89	16,56	23,04	51,19	61,84
	Б-С2-Пр2	160	300	3,0	3,36	125	45,24	–	19,59	26,66	51,19	72,25
	Б-С2-Пр3	160	300	2,5	3,36	95	45,24	–	14,33	20,26	51,19	67,87
	Б-С2-Пр4	160	300	2,0	3,36	80	45,24	–	11,85	17,06	51,19	76,39
Б-С3	Б-С3-Пр1	160	300	3,6	3,36	95	81,23	89,23	20,57	29,91	75,56	78,23
	Б-С3-Пр2	160	300	3,0	3,36	105	81,23	–	23,02	33,06	75,56	88,93
	Б-С3-Пр3	160	300	2,5	3,36	85	81,23	–	18,18	26,79	75,56	87,21
	Б-С3-Пр4	160	300	2,0	3,36	75	81,23	–	15,85	23,61	75,56	101,23

Примечание – В таблице использованы следующие обозначения: $V_{cd2.1}$ – поперечное усилие, воспринимаемое сжатым бетоном по *К. Н. Reineck* [4], $V_{cd2.2}$ – то же по *А. С. Залесову* [5], $V_{cd2.3}$ – поперечное усилие для элементов без поперечного армирования по модели [6], $V_{cd2.4}$ – то же по *Н. Park* [7].

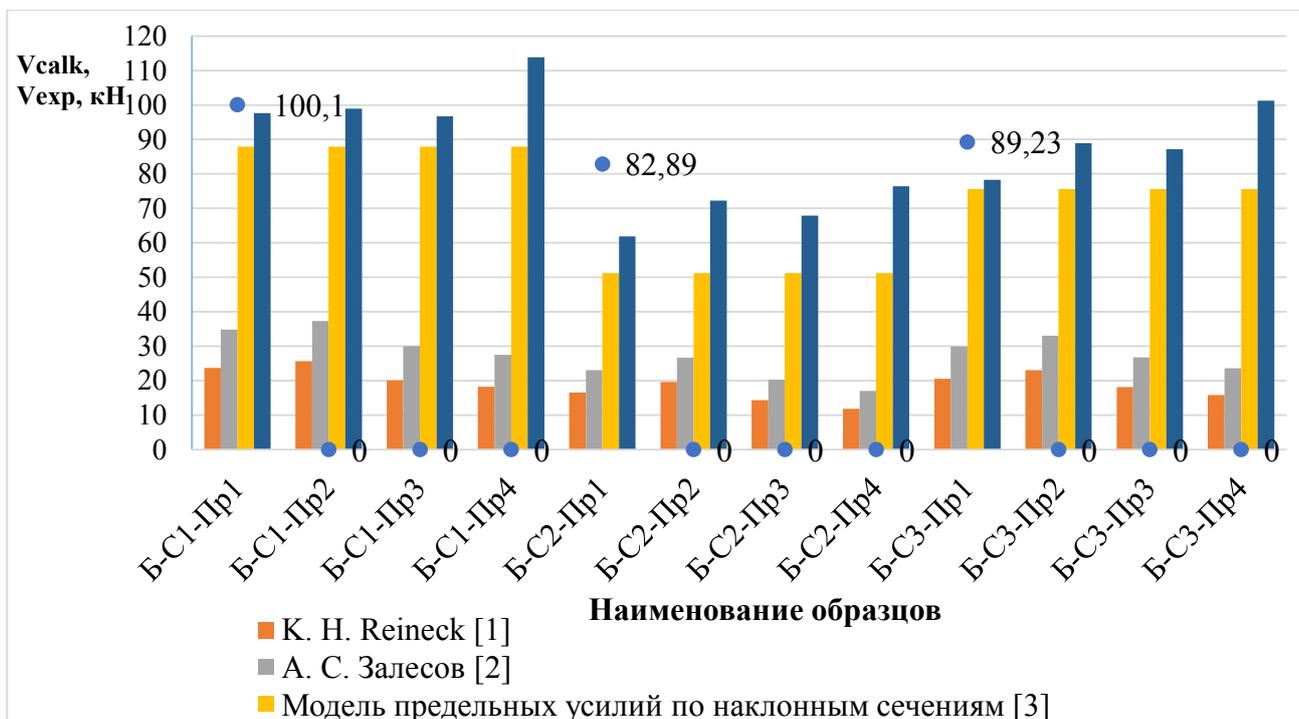


Рисунок 5 – Экспериментальные значения полной поперечной силы сечения и расчетные значения поперечных усилий в сжатой зоне бетона

По результатам проведенного анализа полученных данных можно сделать следующие выводы:

1. В модели *К. Н. Reineck* [4] в общем случае значение поперечного усилия, воспринимаемого сжатой зоной, составляет от 21,8 % до 26,1 % от полного значения. Автор подчеркивает, что максимальный вклад поперечного усилия сжатой зоны бетона может быть не более 30 %. Данное положение подтверждается результатами расчета сопротивления срезу образцов сформированной базы. Отклонение в расчетных значениях составляет 4,3 %. При совместном влиянии прочности бетона на сжатие и пролета среза модель чувствительна к изменению каждого из факторов.

2. Модель, разработанная авторами [5], оценивает вклад сжатой зоны бетона от 30,5 % до 34,2 % от полного значения сопротивления срезу. Отклонение в расчетных значениях составляет 3,7 %. При оценке совместного влияния нескольких факторов, полученный результат зависит от каждого из них.

3. Модель [6] имеет большой разброс значений: от 46,9 % до 83,7 %. При этом проценты отклонения составляют: 36,8 %. Модель рассчитывает полную поперечную силу, воспринимаемую сжатой зоной бетона. Но из-за недостаточного учета влияния на сопротивление срезу других составляющих (нагельный эффект, зацепление по берегам наклонной трещины), значения имеют значительное расхождение с экспериментальными данными. При оценке влияния многофакторности на модель не влияет изменение пролета среза, что не соответствует общим представлениям о работе изгибаемых железобетонных элементов.

4. Расчетные значения, полученные по модели *H. Park* [7] находятся в пределах 87,8 % – 98,6 % от экспериментальных значений. Модель также рассчитывает полную поперечную силу, воспринимаемую сжатой зоной бетона. Отклонение расчетных значений в пределах одного эксперимента составляет 10,8 %. При совместном влиянии прочности бетона на сжатие и пролета среза модель зависит от каждого из факторов.

Результаты сопоставления теоретических и натуральных данных по трем из четырех примененных методик расчета сопротивления срезу железобетонных балок показали значения, близкие к экспериментальным. Это свидетельствует о том, что данные методики обладают определенной точностью и хорошо описывают поведение балок при срезе, учитывая реальные условия эксплуатации.

Однако, в случае модели [6], обнаружены существенные различия между теоретическими предсказаниями и экспериментальными данными. Это обусловлено тем, что данная методика не учитывает все важные варьирующиеся характеристики, оказывающие влияние на сопротивление железобетонных балок срезу.

Таким образом, анализ различий в результатах подчеркивает важность дальнейших исследований, чтобы обеспечить более точные и надежные модели сопротивления срезу железобетонных балок.

Литература

1. Невдах, А. А. Влияние сжатой зоны бетона на сопротивление срезу железобетонных балок / А. А. Невдах, П. В. Кривицкий // Вестник Полоцкого государственного университета. – 2022. – № 14 : Серия F. – С. 51–57.

2. Mphonde, A. G. Use of Stirrup Effectiveness in Shear Design of Concrete Beams / A. G. Mphonde // ACI Structural Journal – Sept.–Oct., 1989. – V. 86, No. 5. – P. 541–545.

3. Невдах, А. А. Особенности напряженно-деформированного состояния сжатой зоны бетона железобетонных балок при сопротивлении срезу / А. А. Невдах, П. В. Кривицкий // Перспективные направления инновационного развития и подготовки кадров : сб. науч. статей Междунар. науч.-практ. конф., Брест, 14–15 декабря 2022 г. / редкол.: В. В. Зазерская [и др.] – Брест : БрГТУ, 2022. – Ч. 1. – С. 61–66.

4. Reineck, K. H. Ultimate Shear Force of Structural Concrete Members without Transverse Reinforcement Derived from a Mechanical Model / K. H. Reineck // ACI Structural Journal. – Sept.-Oct., 1991. – Vol. 88, № 5. – P. 592–602.

5. Залесов, А. С. Прочность железобетонных конструкций при действии поперечных сил / А. С. Залесов, Ю. А. Климов. – К. : Будивэльнык, 1989. – 104 с.

6. Бетонные и железобетонные конструкции : СНБ 5.03.01-2002. – Введ. 01.07.2003. – Минск : М-во архит. и строит. Респ. Беларусь, 2003. – 144 с.

7. Wight, J. Strain-Based Shear Strength Model for Slender Beams without Web Reinforcement / J. Wight, H.-G. Park, K.-K. Choi // ACI Structural Journal. – Jan., 1991. – Vol. 103, № 6. – P. 783–793.

ЧИСЛЕННО-ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ЗОНЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ЭЛЕМЕНТА, НАГРУЖЕННОЙ ЛОКАЛЬНОЙ ОТРЫВАЮЩЕЙ СИЛОЙ

Н. Н. Шалобыта¹, Е. С. Матвеевко², Е. А. Деркач³

¹ К. т. н., проректор по научной работе БрГТУ, Брест, Беларусь, *nshalobyta@mail.ru*

² М. т. н., аспирант кафедры строительных конструкций БрГТУ, Брест, Беларусь,
elizabeth.brenkovich@yandex.by

³ М. т. н., начальник испытательного центра БрГТУ, Брест, Беларусь,
www.kamora@mail.ru

Реферат

Проведено численно-экспериментальное исследование работы однопролетных железобетонных балок с различным процентом армирования, подверженных местному действию растягивающих усилий. По результатам численного моделирования и испытания опытных образцов были получены данные об особенностях образования и развития трещин в зоне отрыва, а также выявлена зависимость угла наклона трещин отрыва и размера зоны отрыва от положения точки приложения отрывающего усилия.

Ключевые слова: поддерживающая балка, поддерживаемая балка, отрыв, конечно-элементный анализ, эксперимент, зона отрыва, трещины отрыва.

NUMERICAL AND EXPERIMENTAL STUDY OF THE STRESS-STRAIN STATE OF A REINFORCED CONCRETE ELEMENT ZONE LOADED WITH A RADIAL TEARING FORCE

N. N. Shalobyta, E. S. Matveenko, E. A. Derkach

Abstract

A numerical and experimental study of the operation of single-span reinforced concrete beams with different percentages of reinforcement exposed to local tensile forces has been carried out. Based on the results of numerical modeling and testing of prototypes, data were obtained on the features of the formation and development of cracks in the separation zone, and the dependence of the angle of inclination of the separation cracks and the size of the separation zone on the position of the point of application of the tearing force was revealed.

Keywords: supporting beam, supported beam, separation, finite element analysis, experiment, separation zone, separation cracks.

Введение

Практика эксплуатации железобетонных конструкций, элементы которых подвержены местному действию растягивающих усилий (отрыву), показывает, что содержащиеся в отечественных [1] и зарубежных нормативно-правовых актах по проектированию бетонных и железобетонных конструкций [2–5] требования по

обеспечению несущей способности и эксплуатационной пригодности рассматриваемых конструкций не всегда гарантируют необходимый уровень надежности, результатом чего являются серьезные повреждения конструкций [6].

Рекомендации по конструированию зон, подверженных местному действию растягивающих усилий, как правило, сводятся к установке дополнительного конструктивного поперечного армирования или увеличению длины анкеровки вырываемых элементов [7]. Следует отметить, что влияние поперечного армирования таких конструкций, установленного, исходя из общего расчета прочности, по наклонным сечениям, а также влияние работы бетона на растяжение (отрыв) не учитывается.

Следует отметить, что выполнение требований [1–5] не исключает вероятность образования трещин в зоне отрыва, что и определяет актуальность исследования особенностей работы железобетонных элементов на отрыв.

Экспериментальное исследование напряженно-деформированного состояния зоны отрыва при местном действии растягивающих усилий

В качестве экспериментальных образцов для исследования работы железобетонных элементов при местном действии растягивающих усилий (отрыве) использованы железобетонные однопролетные балки (поддерживаемые (главные)) с примыканием поддерживаемых (второстепенных).

Поддерживаемая железобетонная балка запроектирована из условия обеспечения сопротивления изгибу и срезу в соответствии с [1]. Длина балки принята 3000 мм, размеры сечения – $b \times h = 220 \times 500$ мм.

Испытывались две серии опытных образцов, отличающихся размером продольного рабочего армирования и положением точки приложения, отрывающего усилия d_s .

Железобетонные балки запроектированы и изготовлены с продольной рабочей арматурой в растянутой зоне 2Ø14 мм класса S500 (балки серии Б-I) и 2Ø16 мм класса S500 (балки серии Б-II). В сжатой зоне установлены 2Ø8 мм класса S500. Поперечное армирование приопорной зоны балок представлено хомутами из проволоки диаметрами 5 мм класса S500, установленными с шагом 100 мм (рисунок 1).

Поперечное армирование в месте пересечения балок (в месте передачи отрывающего усилия) не предусмотрено, с целью анализа размеров зоны отрыва в поддерживаемой балке (отрывающая нагрузка воспринимается только бетоном).

Информация о конструктивных особенностях опытных образцов представлена на рисунке 1 и в таблице 1.

Таблица 1 – Основные конструктивные характеристики опытных балок

Серия	Размеры, см			Продольная арматура		Поперечная арматура (3)	ρ_s , %	f_{ctm} , МПа	f_{cm} , МПа	d_s , мм
	b	h	l	нижняя (1)	верхняя (2)					
Б-I	22	50	300	2Ø14 S500	2Ø8 S500	Ø5 S500 в приопорных зонах	1,48	3,05	32,4	210
Б-II	22	50	300	2Ø16 S500	2Ø8 S500		1,83			270

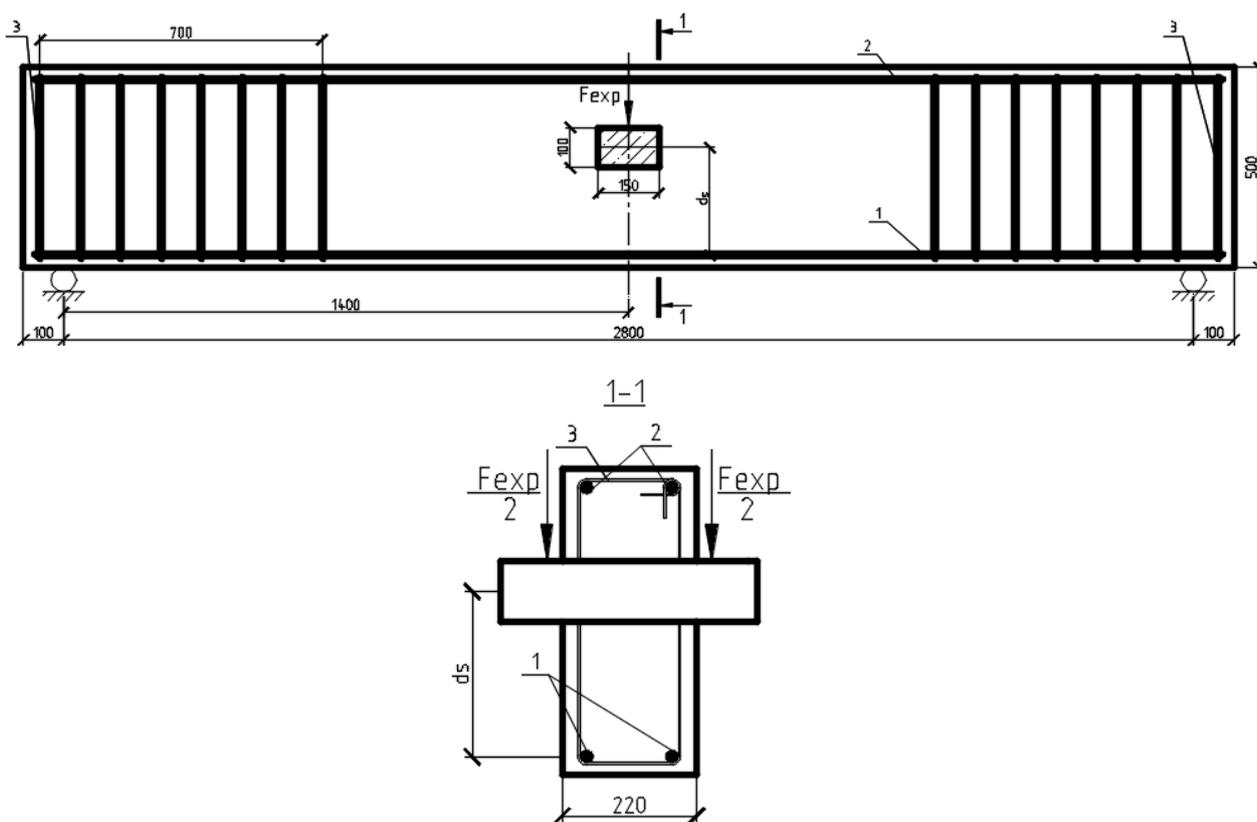


Рисунок 1 – Конструкция опытных балок

Опытные образцы были установлены на две независимые опоры: шарнирно-неподвижную, обеспечивающую одну степень свободы (поворот и ограничение перемещения по вертикали и горизонтали), и шарнирно-подвижную, которая ограничивала только вертикальные перемещения (рисунок 2).



Рисунок 2 – Общий вид испытательной

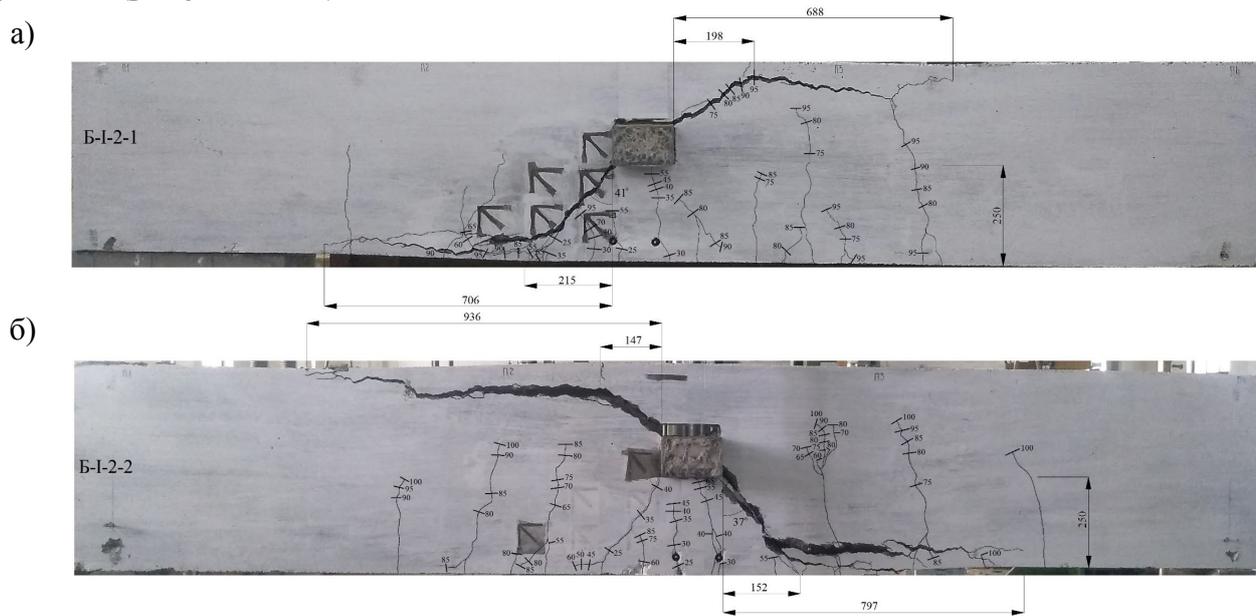
Загружение балок производилось одной сосредоточенной силой, приложенной на расстоянии 1,4 м от опоры (в середине пролета). При помощи траверсы сосредоточенная нагрузка распределялась на консольные участки поддерживаемой балки по обе стороны от поддерживающей.

балках в зоне действия максимального изгибающего момента на крайних растянутых волокнах при нагрузке $F_{\text{exp}} = 20\text{--}25$ кН. И только при нагрузке в $F_{\text{exp}} = 25$ кН в балке Б-II-1 появилась первая диагональная трещина, стартовая с нижнего угла поддерживаемого элемента в направлении растянутой зоны бетона (с одной стороны).

Для балки Б-II-1 при нагрузке $F_{\text{exp}} = 55$ кН диагональная трещина достигла рабочей продольной арматуры балки, и дальнейшее развитие этой трещины происходило вдоль центра тяжести арматуры по направлению к опоре.

А при нагрузке $F_{\text{exp}} = 75$ кН в балки Б-II-1 получила развитие наклонная трещина, развивающаяся по диагонали от верхнего угла поддерживаемого элемента к верхней грани железобетонной балки (рисунок 4, а).

В балке Б-II-2 при нагрузке $F_{\text{exp}} = 55$ кН по обе стороны от поддерживаемого элемента симметрично стартовали две нормальные трещины (рисунок 4, б). Дальнейшее нагружение балки характеризовалось поочередным образованием нормальных трещин с каждой из сторон от поддерживаемого элемента, стартовых от нижней грани поддерживаемого элемента и достигающих на этапе образования длины в 130–300 мм. Все нормальные трещины при последующем нагружении постепенно развивались по вертикали по мере уменьшения сжатой зоны железобетонной балки. Разрушение балки Б-II-2 имело тот же вид, что и балки Б-II-1 – взаимным сдвигом частей балки в зоне действия растягивающего усилия (рисунок 4, б).



а) – балка Б-II-1; б) – балка Б-II-2

Рисунок 4 – Трещинообразование и разрушение балок серии Б-II

Разрушение опытных балок Б-II-1 и Б-II-2 происходило при нагрузке $F_{\text{exp}} = 97,7$ кН и $F_{\text{exp}} = 105$ кН соответственно.

Угол наклона к вертикали диагональных трещин отрыва для балки Б-II-1 по результатам эксперимента составил 38° для нижней трещины и 52° для верхней, длина проекции наклонных трещин, по которым происходило разрушение, составила 1544 мм (рисунок 4, а).

Для балки Б-II-2 угол наклона нижней трещины отрыва составил 37° , верхней – 53° , длина проекции наклонных трещин равна 1883 мм (рисунок 4, б).

Численное исследование напряженно-деформированного состояния зоны отрыва при местном действии растягивающих усилий

Для получения более подробных данных об особенностях напряженно-деформированного состояния в зоне отрыва железобетонных элементов, к которым приложено локальное растягивающее усилие, а также уточнения зависимости угла наклона трещин отрыва и размера зоны отрыва от положения точки приложения, отрывающего усилия, проведен численный эксперимент в среде программного комплекса «*Abaqus/CAE*», реализующего метод конечных элементов [8].

Конечно-элементный анализ проводился для опытных железобетонных балок серии Б-I и Б-II, особенности конструирования и схема загрузки представлены на рисунках 1 и 2 соответственно.

По результатам численного эксперимента для каждой из балок были получены картины распределения трещин отрыва по высоте сечения поддерживающего элемента, а также размеры зоны отрыва (рисунок 5).

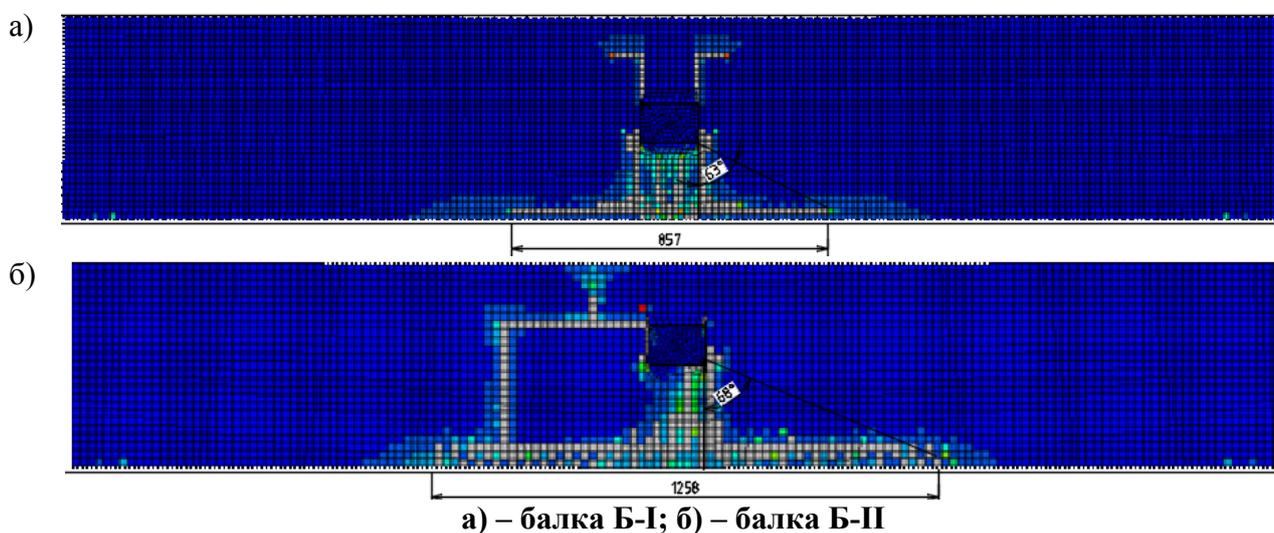


Рисунок 5 – Распределение трещин в зоне отрыва моделируемых балках

Работа балок при приложении отрывающей нагрузки характеризуется появлением первых трещин при нагрузке, равной 15 кН и 25 кН для балок Б-I и Б-II соответственно. Зоной локализации первых диагональных трещин является область сопряжения поддерживающей и поддерживаемой балок. Первые нормальные трещины стартуют в растянутой зоне бетона поддерживающей балки непосредственно под зоной приложения отрывающего усилия. Развитие этих трещин по вертикали прекращается после их достижения нижней продольной арматуры главной балки, что является следствием передачи растягивающих напряжений от бетона арматуре.

При увеличении нагрузки до 45 кН и 120 кН для балок Б-I и Б-II соответственно возникают нормальные трещины ближе к опорам, которые впоследствии отклоняются в направлении центра тяжести второстепенной балки.

Увеличение прикладываемого отрывающего усилия так же приводит к развитию диагональных трещин, образовавшихся в углах верхней грани поддерживаемого элемента, в направлении сжатой зоны бетона. Для балки Б-I харак-

терно постепенное симметричное развитие диагональных трещин в направлении сжатой зоны бетона с ростом прикладываемого отрывающего усилия. Диагональные трещины, распространяющиеся в направлении сжатой зоны бетона, при увеличении отрывающего усилия для балки Б-II развиваются только с одной стороны, постепенно принимая горизонтальное направление.

Разрушение опытных образцов происходило при следующих значениях отрывающего усилия:

- 52 кН для балки Б-I;
- 134 кН для балки Б-II.

Как видно по результатам численного эксперимента, несущая способность сопряжения поддерживающего и поддерживаемого элементов при действии растягивающего (отрывающего) усилия зависит как от диаметра рабочего продольного армирования, так и от положения точки приложения, отрывающего усилия. Железобетонная поддерживающая балка Б-II разрушилась при отрывающей нагрузке, более чем в два раза превышающей значение нагрузки, при которой произошло разрушение железобетонной поддерживаемой балки Б-I.

Выводы

1. По результатам численно-экспериментального исследования сопротивления в узле фрагмента пересечения балок – поддерживающей (главной) и поддерживаемой (второстепенной) – выявлено, что на несущую способность соединения существенное влияние оказывает размер рабочего продольного армирования поддерживающего элемента, а также положение поддерживаемого элемента. При увеличении площади продольного рабочего армирования поддерживающей железобетонной балки и смещении точки приложения отрывающего усилия по высоте сечения в направлении верхней грани на 22 %, несущая способность сопряжения поддерживающего и поддерживаемого элементов увеличивается более чем в два раза.

2. Характер разрушения рассматриваемого соединения в большей степени зависит от положения точки приложения отрывающего усилия по высоте сечения поддерживающей балки. Так, для серии балок, поддерживаемый элемент которых располагается ближе к нижней грани, разрушение происходило вследствие выделения усеченной пирамиды отрыва под нижней гранью поддерживаемого элемента. Разрушение балок, положение точки приложения отрывающего усилия для которых смещено в направлении верхней грани относительно первой серии балок, характеризовалось взаимным сдвигом частей балки в зоне действия растягивающего усилия.

3. Так как при изменении положения точки приложения, отрывающего усилия характер разрушения рассматриваемых соединений меняется, следовательно, методики расчета таких соединений должны учитывать эти различия, в том числе при подборе и расстановке дополнительного поперечного армирования в зоне отрыва.

Литература

1. Бетонные и железобетонные конструкции : СП 5.03.01-2020. – Введ. 16.09.2020. – Минск : Минстройархитектуры, 2020. – 244 с.

2. Еврокод 2. Бетонные и железобетонные конструкции. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий : ТКП EN 1992-1-1-2009. – Введ. 10.12.2009. – Минск : Минстройархитектуры, 2009. – 191 с.

3. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные правила : СП 63.13330.2018 – Введ. 20.06.2019. – М. : М-во строит. и жил.-коммунал. хозяйства, 2019. – 118 с.

4. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary (318R-19) : ACI Committee 318 – MI ; Farmington Hills : American Concrete Institute, 2019. – 628 p.

5. Design of concrete structures : CSA A23.3-04 – Canadian standards association standard, 2019. – 301 p.

6. Анализ методов расчета прочности элементов железобетонных конструкций на отрыв / Н. Н. Шалобыта [и др.] // Вестник Брестского государственного технического университета. – 2021. – № 1(124). – С. 39–42.

7. Analysis of calculation methods and numerical simulation of the stress-strain state of reinforced concrete elements under local action of tensile forces / N. N. Shalobyta [et al.] // Vestnik of Brest State Technical University. – 2023. – No. 3 (132). – P. 35–40.

8. Abaqus 6.13. Analysis User's Guide. Volume III : Materials. – Dassault Systemes Simulia Corp., Providence : RI, 2013. – 699 p.

УДК 624.014

ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА БОЛТОВЫХ СОЕДИНЕНИЙ НА СРЕЗ ПО EN 1993-1-8, СП 5.04.01 И ANSI/AISC 360-05

А. Б. Шурин¹, Д. А. Жданов², А. И. Дробыш³

¹ К. т. н., доцент, зав. кафедрой строительных конструкций БрГТУ, Брест, Беларусь

² К. т. н., доцент кафедры строительных конструкций БрГТУ, Брест, Беларусь

³ Магистрант, лаборант кафедры строительных конструкций БрГТУ, Брест, Беларусь

Реферат

Расчет болтовых соединений является важной составляющей проектирования в строительстве. EN 1993-1-8 [1], СП 5.04.01 [2] и ANSI/AISC 360-05 [3] – это нормативные документы, которые регламентируют расчет и конструирование болтовых соединений в соответствии с европейскими, белорусскими и американскими нормами.

Использование таких стандартов обеспечивает надежность и безопасность проектирования болтовых соединений, их конструкций, а также соответствие современным техническим требованиям, что, в свою очередь, способствует улучшению качества и надежности проектов. Они обеспечивают универсальность и применимость методов и правил к различным условиям и областям промышленности и строительства [4].

Ключевые слова: металлические конструкции, болтовое соединение, болт, срез, смятие, податливость.

FEATURES OF CALCULATION BOLTED CONNECTIONS FOR SHEAR BY EN 1993-1-8, SP 5.04.01 AND И ANSI/AISC 360-05

A. B. Shuryin, D. A. Jdanov, A. I. Drobysch

Abstract

The calculation of bolted joints is an important component of design in construction. EN 1993-1-8 [1], SP 5.04.01 [2] and И ANSI/AISC 360-05 [3] are normative documents that regulate the design and calculation of bolted joints in accordance with European, Belarusian and American National Standards Institute (ANSI) standards.

The use of such standards ensures the reliability and safety of the design of bolted joints, their structures, as well as compliance with modern technical requirements, which, in turn, contributes to improving the quality and reliability of projects. They ensure the universality and applicability of methods and rules to various conditions and areas of industry and construction [4].

Keywords: metal structures, bolted connection, bolt, cut, crumple, pliability.

Введение

Понятие «Металлические конструкции» включает в себя их конструктивную форму, технологию изготовления и способы монтажа. Уровень развития металлических конструкций определяется, с одной стороны, потребностями в них экономики, а с другой – возможностями технической базы: развитием металлургии, металлообработки, строительной науки и техники.

Металлические конструкции применяются сегодня во всех видах зданий и сооружений, особенно, если необходимы значительные пролеты, высота и нагрузки. Потребность в металлических конструкциях чрезвычайно велика.

Одним из достоинств металлических конструкций является возможность устройства надежных соединений: болтовых, заклепочных или сварных.

Болтовое соединение – это удобный, быстрый и надежный способ скрепления сопрягаемых поверхностей. Его эксплуатация может производиться десятилетиями. Используя этот вид крепежа, можно решить любую технологическую, производственную, хозяйственную и даже дизайнерскую задачу.

Достоинствами болтовых соединений является:

Разъемность. В отличие от сварки, болтовое соединение имеет разъемный характер. Это удобно для конструкций, которые периодически подвергаются разборке, например, для осмотра и внедрения новых узлов. Благодаря такой удобной особенности, болтовое соединение приобрело огромную популярность, что спровоцировало оптовую продажу крепежа различной сложности.

Практичность. Существуют такие метизы, которые в ходе изготовления приобретают столь высокие прочностные и эксплуатационные характеристики, что могут спокойно заменить сварку и по сроку использования, и по надежности. На такие болты цена не столь велика, за счет чего их использование полностью окупается. А возможность периодического демонтажа позволяет сделать соединение особенно практичным.

Простота монтажа, способствующая широкому распространению при монтаже металлических конструкций.

Недостатки болтовых соединений:

- повышенная металлоемкость из-за наличия стыковых накладок;
- ослабление поперечного сечения элементов отверстиями для болтов.

Еще один недостаток болтовых соединений классов точности В и С – это податливость. При приложении к таким соединениям внешних усилий имеют место значительные перемещения, обусловленные разностью в диаметрах болта и отверстия, а также неодновременностью вступления в работу всех болтов соединения [4].

Расчет болтовых соединений на срез по EN 1993-1-8 [1] выполняется как по площади брутто (1), так и по площади нетто (2):

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}}; \quad (1)$$

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{M2}}, \quad (2)$$

где A – площадь сечения болта брутто; A_S – площадь сечения болта нетто; f_{ub} – предел прочности болта; γ_{M2} – частный коэффициент; α_v – понижающий коэффициент (если резьба проходит через плоскость среза то $\alpha_v = 0,5$, иначе 0,5 или 0,6, в зависимости от класса прочности болта).

В то же время расчет болтовых соединений на срез по СП 5.04.01-2021 или СП 16.13330 выполняется только по площади брутто (3)

$$N_{bs} = f_{bs} \cdot A_b \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c, \quad (3)$$

где f_{bs} – расчетное значение прочности одноболтовых соединений на срез; A – площадь сечения стержня болта; γ_b – коэффициент условий работы болтового соединения; γ_c – коэффициент условий работы.

Расчет болтовых соединений по американским нормам может быть выполнен по нормам ANSI/AISC 360-05 [3] в которых изложены два метода расчета: метод допускаемых напряжений (ASD) – традиционный метод расчета металлических конструкций в США и метод частных коэффициентов безопасности (LRFD). Для целей данной статьи мы воспользуемся положениями [3] для определения расчетного сопротивления срезу одного болта ϕR_u (или его резьбовой части) на основе метода частных коэффициентов безопасности

$$\phi R_u = 0.75 \cdot F_{nv} \cdot A_b, \quad (4)$$

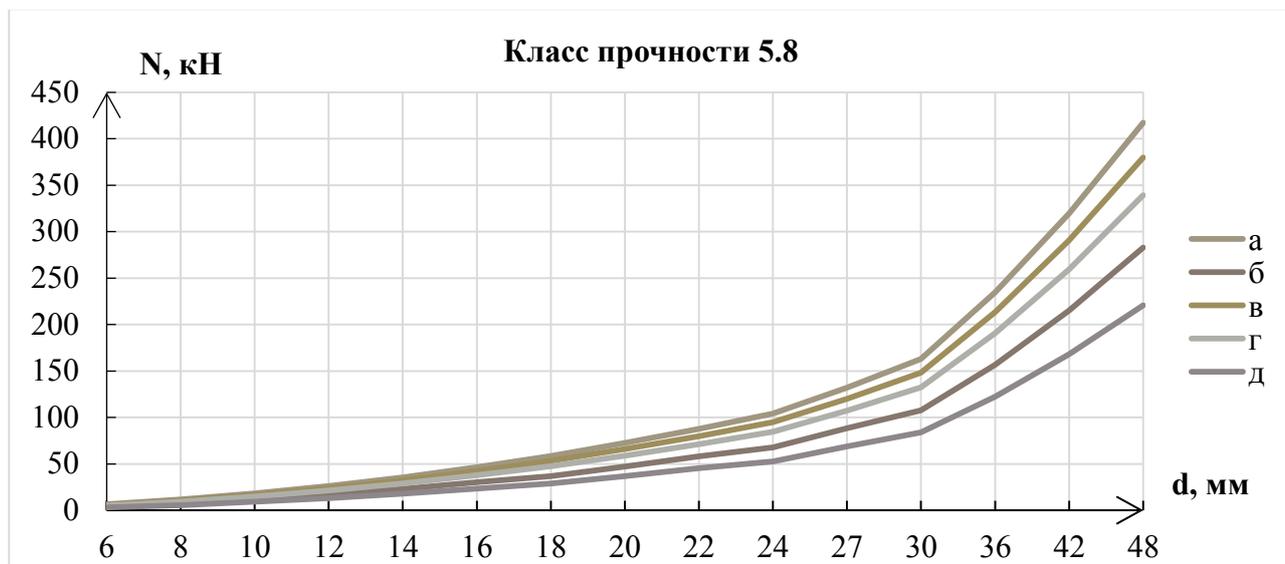
где F_{nv} – напряжение среза, определяемое по таблице J3.2 [3]; A_b – номинальная площадь поперечного сечения гладкой части болта.

Напряжение среза болта (за исключение болтов А307, А325 и А490, произведенных по американским стандартам) определяется по выражениям:

- плоскость среза проходит через гладкую часть болта $F_{nv} = 0.5 F_u$;
- плоскость среза проходит через резьбовую часть болта $F_{nv} = 0.4 F_u$,

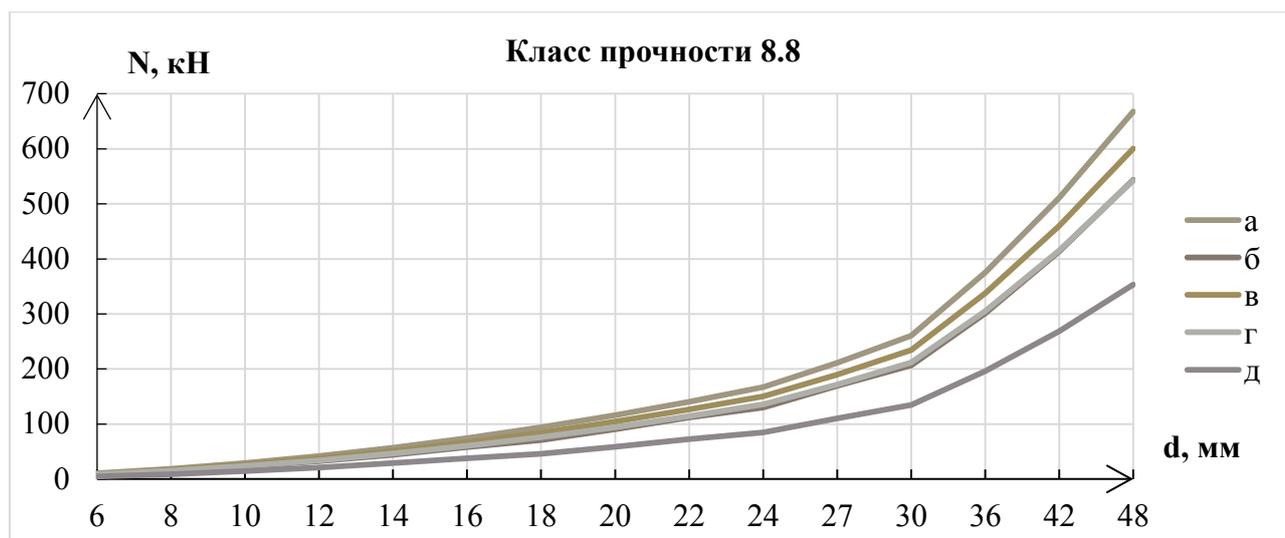
где F_u – минимальный предел прочности материала болта на растяжение.

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



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

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



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

Рисунок 2 – Несущая способность болта класса прочности 8.8 из условия среза

Анализ формул 1, 2 и 4 позволяет установить, что расчет болтовых соединений на срез по европейским и американским нормам может выполняться как по гладкой части болта, так и по резьбовой. Расчет на срез по СП 5.04.01 (или СП 16.13330) может выполняться только по гладкой части болта. Однако, в соответствии с таблицей 2 ГОСТ 7798 [6] установлено, что болты длиной до 40 мм выпускаются только с нарезкой резьбы по всей длине стержня. Поэтому расчет таких соединений по СП 5.04.01-2021 невозможен.

Из рисунка 1 и 2 следует, что расчет по EN 1993-1-8 (формулы 1 и 2) дает большее значение несущей способности болта из условия среза на 10 % для болтов класса прочности 4.6 и для болтов 8.8 – 12 %, по сравнению с расчетом по СП 5.04.01 (формула 3). Расчет на срез по ANSI/AISC 360-05 [3] дает меньшее на 10% значение несущей способности на срез по сравнению с СП 5.04.01.

Выводы по работе

1. Выполнено сравнение по расчету болтовых соединений на срез европейским, американским и белорусским нормам проектирования. Различия между стандартами заключаются прежде всего в подходах к расчету и требованиях к монтажу [4, 7].

2. Расчет болтовых соединений на срез по европейским (EN 1993-1-8 [1]) и американским нормам (ANSI/AISC 360-05 [3]) выполняется как по гладкой, так и по резьбовой части болта. В то же время расчет болтовых соединений на срез по СП 5.04.01-2021 [2] может выполняться только по гладкой части болта. В соответствии с ГОСТ 7798 [6] болты длиной до 40 мм выпускаются только с нарезкой резьбы по всей длине стержня. Поэтому расчет таких соединений по СП 5.04.01-2021 невозможен.

3. Т. к. расчетное значение несущей способности на срез, рассчитанное по гладкой части болта в соответствии с СП 5.04.01 менее несущей способности на срез, рассчитанной по EN 1993-1-8, предлагается внести изменения в формулу 197 СП 5.04.01 [3] с последующей корректировкой коэффициента γ_b :

- при расчете по гладкой части болта $N_{bs} = f_{bs} \cdot A_b \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c$;
- при расчете по резьбовой части болта $N_{bs} = f_{bs} \cdot A_{b,n} \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c$.

Литература

1. Технический кодекс установившейся практики. Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-8. Общие правила и правила для зданий : ТКП EN 1993-1-8-2009*. – Минск : Минстройархитектуры, 2015. – 128 с.

2. Стальные конструкции : СП 5.04.01-2021. – Введ. 29.07.2021. – Минск : Минстройархитектуры, 2021. – 147 с.

3. Specification for Structural Steel Buildings, March 9, 2005, American institute of steel construction, INC.

4. Шурин, А. Б. Сравнительный анализ расчета и проектирования элементов стальных конструкций по ТКП EN 1993-1 и СНиП II-23 / А. Б. Шурин, И. В. Зинкевич, А. В. Мухин // Вестник БрГТУ. – 2020. – № 1 : Строительство и архитектура. – С. 23–27.

5. Драган, В. И. Податливость стержневых систем с узловыми соединениями на пространственных листовых фасонках / В. И. Драган, А. Б. Шурин // Промышленное и гражданское строительство. – М., 2015. – № 7. – С. 37–44.

6. Межгосударственный стандарт. Болты с шестигранной головкой гост класса точности В: ГОСТ 7798. Конструкция и размеры. – М. : Стандартиформ, 2010.

7. Проектирование стальных конструкций в соответствии с требованиями EUROCODES. / А. Б. Шурин [и др.]. – М. : Издательство АСВ, 2021. – 224 с.

СОЕДИНЕНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ВИНТОВ, ВОСПРИНИМАЮЩИХ ОСЕВЫЕ УСИЛИЯ

Е. В. Маркечко

*М. т. н., старший преподаватель кафедры строительных конструкций БрГТУ,
Брест, Беларусь, bk-2112@mail.ru*

Реферат

В статье представлены результаты исследования работы соединений элементов деревянных конструкций с использованием винтов, воспринимающих осевые усилия. Показаны достоинства и недостатки существующей методик расчета таких соединений. Разработаны рекомендации по усовершенствованию методики расчета соединений элементов деревянных конструкций с использованием винтов, воспринимающих осевые усилия.

Ключевые слова: древесина, винт, воспринимающий осевые усилия, методика расчета, конечно-элементная модель узлового соединения элементов деревянных конструкций, устойчивость винта.

SCREWED CONNECTIONS OF TIMBER ELEMENTS WITH AXIALLY LOADED SCREWS

E. V. Markechko

Abstract

The results of the study of the operation of timber joints with axially loaded screws are presented in the article. The advantages and disadvantages of the existing methods of calculation of such connections are shown. Recommendations on improvement of the methodology of calculation of timber joints with axially loaded screws are developed.

Keywords: timber, axially loaded screw, methodology of calculation of timber joints, FE-model of timber joints, screw stability.

Одной из актуальных проблем при проектировании деревянных конструкций является конструирование узловых соединений. Широкое распространение в практике строительства получили соединения на механических связях. К соединениям такого типа и относятся соединения на винтах. Использование винтов в соединениях элементов деревянных конструкций позволяет уменьшить влияние пороков древесины (сучков, свилеватости и косослоя) на их несущую способность, а по сравнению с клееными стержнями – сократить сроки их изготовления и монтажа. Вместе с тем накопленный опыт строительства зданий из деревянных конструкций с соединениями такого типа, показывает, что в процессе эксплуатации они не всегда удовлетворяют требования надежности и долговечности. Это свидетельствует о несовершенстве существующих методик расчета таких соединений.

Анализ существующих методик расчета соединений элементов деревянных конструкций с использованием винтов, воспринимающих осевые растягивающие усилия, выполнен в [1]. Следует отметить, что существующая методика определения несущей способности винтовых соединений, приведенная в [2–4], справедлива, во-первых, при угле наклона оси винта к направлению волокон древесины от 30° до 90° , во-вторых, для винтов, максимальный диаметр которых не превышает 12 мм. Использование винтов в узловых соединениях элементов деревянных конструкций, где имеет место действие значительных по величине внутренних усилий, не всегда может быть воспринято винтами малых диаметров. В настоящее время есть необходимость в использовании винтов, отличающихся по своим геометрическим параметрам, таким, как диаметр винта, шаг резьбы, угол наклона резьбы к оси винта, от винтов, приведенных в [5–7]. Для использования таких винтов в соединениях элементов деревянных конструкций должна быть разработана методика расчета таких соединений, учитывающая особенности их работы.

С учетом этого были выполнены экспериментально-теоретические исследования работы данных соединений. Результаты данных исследований приведены в [9–13].

В [11] представлена конечно-элементная модель узлового соединения элементов деревянных конструкций, выполненного с использованием винтов, работающих на осевое растяжение. Установлено, что в результате сопоставления напряженного состояния элементов соединения деревянных конструкций с винтами, воспринимающими осевые усилия, эксперимента и численной модели, была получена хорошая сходимость. Следовательно, данная модель отражает действительную работу соединения элементов деревянных конструкций с винтами, воспринимающими осевые усилия. С использованием этой модели был выполнен численный анализ напряженного состояния элементов соединения деревянных конструкций с винтами, воспринимающими осевые усилия. В результате анализа были выявлены закономерности изменения напряженного состояния в зависимости от диаметра винта, длины анкеровки, а также от угла наклона оси винта по отношению к волокнам [9, 12]. Это позволило спланировать дальнейший комплекс экспериментальных исследований.

Следует отметить, в зоне обрыва анкеровки винта в древесине возникает растяжение поперек волокон, которое должно учитываться при определении несущей способности соединения в качестве дополнительного условия [11]. Для уменьшения величины растягивающих усилий поперек волокон необходимо устанавливать дополнительные винты, воспринимающие это усилие.

Зная напряженное состояние элементов соединения деревянных конструкций с винтами, воспринимающими осевые усилия, можно определить несущую способность или сопротивление выдергиванию.

В результате исследований [13] приведены модели сопротивления для винтов $d = 3,5\text{--}5$ мм и $d = 16$ мм; 20 мм. Установлены зависимости сопротивления выдергиванию винта из массива древесины от прочности древесины при выдергивании винта под углом α к направлению волокон на единицу поверхности контакта нарезной части винта с древесиной, образованной по наружному диаметру резьбы, а также от длины анкеровки и диаметра винта.

Поскольку прочность древесины при сжатии поперек волокон значительно ниже, чем вдоль, а опорные площадки нижележащих несущих конструкций имеют ограниченные размеры, очень часто возникает необходимость в увеличении сопротивления опорных площадок стропильных балок или ферм из клееной древесины. Одним из таких методов усиления является установка винтов перпендикулярно волокнам древесины.

Анализ существующих методик расчета соединений элементов деревянных конструкций с использованием винтов, воспринимающих осевые сжимающие усилия, выполнен в [14–15]. Методики расчета соединений деревянных конструкций с использованием винтов, воспринимающих осевые сжимающие усилия, представлены в [2–4]. Согласно нормам, несущая способность винта, воспринимающего действие осевого сжимающего усилия, должна определяться из трех условий: обеспечение прочности материала винта при сжатии, сопротивление древесины продавливанию винта и обеспечение устойчивости винта в массиве древесины. Следует отметить, что в [2–4] для первых двух условий имеются соответствующие расчетные модели, что же касается третьего условия – проверки устойчивости, то здесь отсутствуют какие-либо расчетные модели. В работе [16] предложена расчетная модель винта, воспринимающего действие осевого сжимающего усилия, которая не нашла должного отражения в нормативных документах [2–4]. Однако данная расчетная модель нашла свое отражение в [8].

В [14–15] разработано одно из возможных решений задачи потери устойчивости винта в массиве древесины с учетом таких факторов, как различные способы закрепления головки винта, неравномерное сжатие винта по длине в массиве древесины, а также изменение изгибной жесткости по длине винта. В результате данных исследований была предложена методика определения коэффициента расчетной длины μ винтов в массиве древесины.

На основании результатов, полученных при исследовании сопротивления винтов выдергиванию из массива древесины, были разработаны предложения для внесения изменений в [2], касающиеся методики определения несущей способности узловых соединений с винтами $d = 3,5–5$ мм и $d = 16$ мм и 20 мм. Сущность данных изменений заключается в следующем: если правила 9.4.3.1 не выполняются, то характеристическое значение несущей способности при выдергивании винта $F1_{ax,\alpha,Rk}$, определяют по выражению (9.45) для соединений с винтами $d = 3,5–5$ мм и $d = 16–20$ мм. Если диаметры винтов отличаются от вышеуказанных, то характеристическое значение несущей способности при выдергивании винта $F1_{ax,\alpha,Rk}$, определяют по выражению (9.45ж).

Внесенные изменения в качестве уточнения методики расчета соединений элементов деревянных конструкций с использованием винтов, воспринимающих осевые усилия, позволят повысить надежность таких соединений и, как результат, безопасность эксплуатации деревянных конструкций.

Литература

1. Маркечко, Е. В. Анализ существующих методик расчета соединений деревянных конструкций с использованием винтов, воспринимающих осевые растягивающие усилия / Е. В. Маркечко // Вестник Полоцкого государственного университета. Серия F. Строительство. Прикладные науки 2021. – С. 80–86.

2. Деревянные конструкции : СП 5.05.01-2021. – Введ. 01.06.2021. – Минск : Минстройархитектуры, 2021. – 115 с.
3. Свод правил. Деревянные конструкции : СП 64.13330.2017. – Введ. 28.08.2017. – М : Минстрой России, 2017. – 97 с.
4. Eurocode 5 : Design of timber structures – Part 1-1: General – Common rules and rules for buildings. : EN 1995-1-1. – Apr. 16.04.2004. – Brussels: CEN, 2004. – 121 p.
5. Шурупы с полукруглой головкой. Конструкция и размеры : ГОСТ 1144-80. – Введ. 01.01.1982. – М. : Издательство стандартов, 1980. – 6 с.
6. Шурупы с полупотайной головкой. Конструкция и размеры : ГОСТ 1146-80. – Введ. 01.01.1982. – М. : Издательство стандартов, 1980. – 6 с.
7. Конструкции деревянные. Крепежные детали типа штифта. Технические требования : СТБ EN 14592-2009. – Введ. 01.01.2010. – Минск : Госстандарт : БелГИСС, 2010. – 64 с.
8. Свод правил. Конструкции деревянные с узлами на винтах. Правила проектирования : СП 299.1325800.2017. – Введ. 17.02.2018. – М. : Минстрой России, 2017. – 19 с.
9. Найчук, А. Я. Численное исследование напряженного состояния древесины в зоне винтов, работающих на выдергивание поперек волокон / А. Я. Найчук, Е. В. Лещук // Сб. трудов междунар. науч.-техн. конф. «Строительная наука-2014: теория, образование, практика, инновации» (посвящается 55-летию ИСиА САФУ), Архангельск, 22–23 мая 2014 г. / под ред. Б. В. Лабудина. – Архангельск, 2014. – С. 276–282.
10. Найчук, А. Я. К вопросу методики определения расчетного сопротивления выдергиванию винта под углом 90° к направлению волокон древесины / А. Я. Найчук, Е. В. Лещук // Современные строительные конструкции из металла и древесины: сб. науч. тр. № 18 / Одесская гос. академия строительства и архитектуры; под ред. В. В. Стоянова. – Одесса, 2014. – С. 122–130.
11. Маркечко, Е. В. КЭ-модель узлового соединения элементов деревянных конструкций с использованием винтов, воспринимающих осевые усилия растяжения / Е. В. Маркечко, А. Я. Найчук // Вестник Брестского государственного технического университета. – 2023. – № 1(130). – С. 33–36.
12. Найчук, А. Я. Численное исследование напряженного состояния древесины в зоне контакта с винтом, установленным под углом к волокнам и воспринимающим осевое усилие растяжения / А. Я. Найчук, Е. В. Маркечко // Вестник Брестского государственного технического университета. – 2023. – № 2(131). – С. 82–86.
13. Найчук, А. Я. Сопротивление выдергиванию винта из древесины элемента соединения / А. Я. Найчук, Е. В. Маркечко // Промышленное и гражданское строительство. – 2023 – № 8. – С. 35–43.
14. Найчук, А. Я. Устойчивость стальных центрально сжатых винтов в массиве древесины / А. Я. Найчук, К. К. Глушко, Е. В. Маркечко // Промышленное и гражданское строительство. – 2020 – № 3(65). – С. 4–9.
15. Глушко, К. К. Численный анализ устойчивости центрально сжатых стальных винтов в деревянных конструкциях / К. К. Глушко, Е. В. Маркечко // Теория и практика исследований, проектирования и САПР в строительстве : сб. статей Междунар. науч.-метод. конф., Брест, 27 марта 2020 г. / БрГТУ ; редкол.: Н.Н. Шалобыта [и др.]. – Брест : БрГТУ, 2020. – С. 46–57.
16. Bejtka, I. Self-tapping screws as reinforcement in beam supports / I. Bejtka, H. J. Blass. – Karlsruhe, 2011. – 25 s.

К ВОПРОСУ ИССЛЕДОВАНИЯ ТЕХНОЛОГИИ ПРИГОТОВЛЕНИЯ КОНСТРУКЦИОННОГО КЕРАМЗИТОБЕТОНА

Е. В. Шелест

М. т. н., мл. науч. сотр. отраслевой лаборатории «Научно-исследовательский центр инноваций в строительстве» БрГТУ, Брест, Беларусь, shelest.elena@list.ru

Реферат

В статье рассматривается опыт проектирования и строительства гражданских, промышленных объектов и объектов транспортной инфраструктуры с применением конструкционного керамзитобетона в Республике Беларусь и в мировой практике. Представлены результаты экспериментальных исследований влияния предварительного замачивания заполнителя на механические (прочностные) свойства и характеристики керамзитобетона.

Ключевые слова: керамзитобетон, прочность на сжатие, заполнитель, водопоглощение, легкий бетон.

ON THE ISSUE OF RESEARCHING THE TECHNOLOGY STRUCTURAL EXPANDED CLAY CONCRETE OF PREPARATION

E. V. Shelest

Abstract

The article discusses the experience of designing and building civil, industrial and transport infrastructure facilities using structural expanded clay concrete in the Republic of Belarus and in world practice. The results of experimental studies of the effect of preliminary soaking of aggregate on mechanical (strength) properties and characteristics of expanded clay concrete are presented.

Keywords: compressive strength, aggregate, water absorption, lightweight concrete.

Введение

Современный уровень развития строительной отрасли диктует необходимость совершенствования и разработки новых, эффективных, долговечных строительных материалов, конструкций и технологий изготовления, которые способствуют решению проблем энергосбережения, снижения себестоимости строительно-монтажных работ, сокращению сроков строительства. Одним из таких материалов в практике современного строительства является керамзитобетон. На сегодняшний день керамзит является одним из востребованных искусственных заполнителей для легкого бетона. Обладая относительно большой прочностью на сжатие при небольшой средней насыпной плотности, большим количеством замкнутых пор, он служит хорошим конструкционным материалом [1, 2].

Опыт применения конструкционного керамзитобетона. Большое распространение конструкционный высокопрочный керамзитобетон получил в США, Канаде, Великобритании, Германии. Сегодня в Европе производится широкая номенклатура искусственных ячеистых заполнителей в виде разделенного по фракциям керамического гравия. В Германии это вспученные сланцы Liapor 3 –

Liapor 8 с фракциями 4–8 и 8–16 мм и насыпной плотностью, соответственно, от 325 до 800 кг/м³, а также Liapor-sand с крупностью до 4 мм [3]. В Швеции и Норвегии производится керамзит разной плотности под торговой маркой Leca™ (lightweight expanded clay) [4, 5], в Великобритании производят зольный гравий под маркой Lytag® [6].

Весьма эффективно применение легкого бетона в сборных большепролетных несущих конструкциях зданий различного назначения, где существенную долю от расчетной нагрузки имеет их собственная масса. В материалах fib (международная федерация бетона и железобетона) имеется информация об эффективном использовании легких бетонов в достаточно больших объемах в сборных конструкциях следующих видов: ненапряженные кровельные плиты, конструкции рам, преднапряженные стропильные фермы, консольные элементы кровли пролетом до 30 м, балки, перекрытия, плиты покрытий, крупноразмерные оболочки покрытий различной конфигурации, пролетные строения мостов. Приводятся такие уникальные примеры применения керамзитобетона в сборных конструкциях, как забивные сваи, высоконапорные трубы больших диаметров в России, цилиндрические трубы малых диаметров в транспортном строительстве в США, сборные элементы морских гидротехнических сооружений, в частности, свай-оболочки причальных сооружений и платформы для добычи нефти в северных приливных морях. В транспортном строительстве из монолитного легкого бетона выполняют конструкции мостов, покрытия дорог и аэродромов.

В последние десятилетия наметилась тенденция к увеличению доли конструкционного легкого бетона прочностью 45–70 МПа в вертикальных несущих элементах высотных зданий, предварительно напряженных сборных плитах покрытий и перекрытий, конструкциях мостов и морских сооружений (Норвегия, Голландия, США, Германия, Великобритания, Япония и др.). На постсоветском пространстве, в частности, в России, патентный поиск показал, что запатентованных составов высокопрочного легкого бетона ($R_{сж} \geq 40$ МПа) практически нет. Единственный патент был получен в 2007 г. российскими учеными А. Н. Пономаревым и М. Е. Юдовичем. В его состав входят наномодификатор и модифицированное базальтовое волокно. Прочность бетона при сжатии достигает 47 МПа при плотности 1,63 кг/дм³ [7]. В Республике Беларусь также на данный момент сложно получить легкий бетон на основе керамзитовых заполнителей с высокой прочностью на сжатие в виду невысоких физико-механических показателей добываемого сырья.

В настоящий момент в Республике Беларусь керамзитовые заполнители производят только два предприятия: ОАО «Завод керамзитового гравия г. Новолукомль» и ЗАО «Лидский керамзитовый завод». Для приготовления легких бетонов используют и песок, и гравий (щебень). И пока данные заводы-изготовители выпускают керамзитовый гравий крупных фракций с довольно низкими показателями марок по дробимости. В 2013 году керамзитовый гравий ОАО «Завод керамзитового гравия г. Новолукомль» имел марку по дробимости не выше П75, керамзитовый гравий ЗАО «Лидский керамзитовый завод» – марку П200 (предпочтительнее, не выше П150). На сегодняшний день самая высокая марка выпускаемого керамзита фракции 10–20 мм по дробимости соответствует марке П75 при марке по насыпной плотности М600. Он классифицируется по ГОСТ 32496-2013 как керамзитовый щебень и имеет прочность на сдавливание в

цилиндре 1,615 МПа. Такая прочность крупного заполнителя позволяет изготовить керамзитобетон с маркой по прочности на сжатии, соответствующей по СТБ 1187-2020, классу бетона не выше LC20/22. Ввиду этого методика подбора состава керамзитобетона представляется только в одном варианте, а именно, при известных характеристиках производимых материалов требуется установить возможность достижения с применением этих материалов заданной плотности и прочности на сжатие с учетом подвижности бетонной смеси.

При проектировании состава керамзитобетонной смеси необходимо принимать во внимание наличие ощутимого процента пылевидных частиц, которые химически неактивны по отношению к цементу в вопросе повышения прочности, но являются причиной неучтенного фактора снижения воды затворения. В связи с этим необходимо предусматривать просеивания керамзита как крупной фракции, так и мелкой. Наблюдается также и нарушение целостности структуры зерен крупного заполнителя, способствующее увеличению водопоглощения пористого заполнителя, которое не принималось в расчет при назначении водоцементного соотношения.

Так как пока действующими стандартами требования по однородности к керамзитовым заполнителям не предъявляются, несмотря на совершенствование технологий получения керамзитового гравия, есть задачи по выпуску керамзита с постоянными свойствами, которые требуют доработки.

Задаваясь вопросом повышения прочности легких бетонов при имеющейся невысокой прочности пористого заполнителя, изучили приемы совершенствования структуры.

В частности, были проведены эксперименты на предмет установления, в каком состоянии, в сухом или водонасыщенном, пористые заполнители наиболее полно проявят свои потенциальные возможности в формировании структуры и прочности бетона.

В настоящее время есть диаметрально противоположные мнения о том, в каком состоянии, в сухом или влажном, следует вводить пористый заполнитель в бетонную смесь. Некоторые исследователи считают, что предварительное насыщение пористых заполнителей водой (т. е. при исключении отсоса воды заполнителями) обеспечивает нарастание прочности даже больше, чем при самовакуумировании. Подобно этому некоторые американские ученые полагают, что пористые заполнители перед смешиванием нужно увлажнять, но не до полного насыщения, и выдерживать заполнитель после увлажнения не менее 12-ти часов для равномерного распределения влаги. Так, к примеру, Min-Hong Zhang, инженер по исследованию материалов (Канада) совместно с Odd E.Gjorv, профессором кафедры гражданского строительства Норвежского технологического института, предлагали во избежание преждевременной осадки крупнозернистый заполнитель предварительно смешивать примерно с половиной от общего количества воды в течение, примерно, 10-ти минут [8]. И затем добавлять цемент, диоксид кремния и мелкие заполнители вместе с остальной водой, диспергатором, замедлителем и перемешивать еще 5 минут. Противоположные факты обнаружались в работах И. Н. Максимовой, Н. И. Макридина [9]. Полученные ими экспериментально-опытным путем прочностные характеристики керамзитобетонных образцов показывают наибольшую прочность на сжатие (35 МПа) в возрасте 28-ми суток у образцов, в которых керамзит использовался

в воздушно-сухом состоянии. Продолжая работу над вопросом изучения технологических особенностей формирования структуры и свойств конструкционных легких бетонов, они предложили следующие рекомендации:

1) в общем случае, когда водосодержание бетонной смеси позволяет произвести нормальное уплотнение ее при укладке, заполнитель следует применять в воздушно-сухом состоянии;

2) в случае недостаточной удобоукладываемости рационально повышать ее за счет введения пластифицирующих добавок, а не проводить предварительное насыщение [10].

В. Н. Ярмаковский, исследуя физико-химические и структуро-технологические основы получения высокопрочных и высокодолговечных конструкционных легких бетонов, отмечает, что легкобетонная смесь ведет себя как саморегулируемая система, до тех пор, пока в ней не устанавливается равновлажное и равновесное с окружающей средой состояние. И делает практический вывод о введении заполнителя в сухом состоянии при изготовлении легкобетонной смеси, ввиду того, что процесс установления равновесной влажности в рассматриваемой системе подчиняется, по существу, закону маятника [11].

Необходимо принимать во внимание и то, что обратная миграция влаги из зерен заполнителя в цементное тесто происходит, в зависимости от водоцементного соотношения, в пределах от 30 до 120 мин [9]. То есть, период аккумуляции ее с обратной отдачей в цементное тесто короткий, но значительно превышает время, допустимое на приготовление образцов, регламентируемое действующими ТНПА. Поэтому, при предварительном намачивании крупного заполнителя и замешивании бетонной смеси с требуемым водоцементным соотношением, есть вероятность снижения прочности ввиду избытка воды, которая будет образовываться в заформованных изделиях за счет обратной миграции.

Иной подход к влажностному состоянию заполнителя, вводимого в бетонную смесь, приводит А. Ф. Косач в своей диссертации на тему «Структурообразование в керамзитобетоне при совершенствовании технологии перемешивания и уплотнения» [12]. При исследовании вопроса технологии изготовления легких бетонов на керамзите на предмет влияния своей пористости и повышенной влагоемкости, различных термических расширений компонентов смеси, значительного количества вовлеченного воздуха и т. д., отмечалось, что влагообмен между пористым заполнителем и растворной фазой бетона приводит к неравномерному распределению влаги по растворной части и влажностным деформациям гранул керамзита, в результате чего возникают градиенты концентрации новообразований и напряжений по сечению растворной фазы, имеющие деструктивный характер. В разрешение задачи по снижению объема мигрируемой воды между керамзитом и растворной фазой исследователь предлагал следующее:

– активизацию цемента при применении скоростных смесителей турбулентного типа, что позволит снизить градиенты в растворной фазе по концентрации новообразований, теплоте смачивания и пористости;

– предварительную пропитку керамзита водными растворами, ускоряющими и пластифицирующими добавками в период приготовления смеси за счет изменения порядка загрузки компонентов смеси в смеситель, при этом однородность растворной фазы должна повыситься;

– повторное виброуплотнение смеси в оптимальное время, что имеет своей целью увеличить однородность растворной фазы.

Заключение

Анализ выполненных ранее [8–12] и собственных экспериментальных исследований по установлению влияния предварительного замачивания керамзита на прочностные показатели керамзитобетона, проведенные в отраслевой лаборатории «Научно-исследовательский центр инноваций в строительстве» Брестского государственного технического университета, подтвердил теорию об использовании заполнителя в сухом состоянии при изготовлении легкого бетона. При работе с двумя одинаковыми зерновыми составами в водоцементном соотношении наблюдался дефицит воды затворения уже на стадии перемешивания смеси, проявившийся малой подвижностью смеси. В результате получается сверхжесткая, неоднородная смесь с неравномерными физико-механическими характеристиками. При технологии изготовления керамзитобетона со смешиванием компонентов с предварительным увлажнением крупного заполнителя прочность на сжатие меньше, чем при смешивании сухих компонентов, из-за сложности достижения однородности смеси и структуры бетона в последующем.

Литература

1. Дворкин, Л. И. Основы бетоноведения / Л. И. Дворкин, О. Л. Дворкин. – СПб. : ООО «Стройбетон», 2006 – 692 с.
2. Орендлихер, Л. П. XXI век – век легких бетонов / Л. П. Орендлихер // Технологии бетонов. – 2010. – № 1–2. – С. 31–33.
3. Bennett, D. Innovations in concrete / D. Bennett. – London : Thomas Telford, 2002. – 369 p.
4. Chandra, S. Lightweight aggregate concrete / S. Chandra, L. Berntsson. – London : Elsevier Science, 2008. – 450 p.
5. Clay materials used in construction / edited by G. M. Reeves, I. Sims, J. C. Cripps. – London : Geological Society, 2006. – 525 p.
6. Lytag® lightweight aggregate [Electronic resource]. – Mode of access: <http://www.lytag.com>. – Date of access: 01.09.2023.
7. Бетонная смесь : пат. № RU 2355656 МПК C04B28/02 / А. Н. Пономарев, М. Е. Юдович. – Опубл. 20.05.2009. – 3 с.
8. Zhang, Min-Hong Permeability of high-strength lightweight concrete / Min-Hong Zhang, E. G. Odd // Acl Materials Journal. – 1991. – P. 463–469.
9. Максимова, И. Н. Строительное материаловедение конструкционных легких бетонов: моногр. / И. Н. Максимова, Н. И. Макридин. – Пенза : ПГУАС, 2014. – 204 с.
10. Максимова, И. Н. Технологические особенности формирования структуры и свойств конструкционных легких бетонов / И. Н. Максимова, Н. И. Макридин // Региональная архитектура и строительство. – 2012. – № 2. – С. 45–48.
11. Ярмаковский, В. Н. Физико-химические и структурно-технологические основы получения высокопрочных и высокодолговечных конструкционных легких бетонов // Строительные материалы. – 2016. – № 6. – С. 6–11.
12. Косач, А. Ф. Структурообразование в керамзитобетоне при совершенствовании технологии перемешивания и уплотнения : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / А. Ф. Косач. – Омск, 1985. – 199 с.

РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТНЫХ СЕТЧАТЫХ ПЛИТ НА УПРУГОМ СЛОЕ**С. В. Босаков¹, О. В. Козунова²**

¹ Д. т. н., профессор, гл. науч. сотр. РУП «Институт БелНИИС», профессор кафедры «Математические методы в строительстве» БНТУ, Минск, Беларусь

² К. т. н., доцент, докторант БНТУ, Минск, Беларусь

Реферат

В рассматриваемой работе авторами разработана методика расчета фундаментных сетчатых плит на упругом основании, моделируемом упругим однородным изотропным слоем, под действием внешней нагрузки. Из истории развития расчета конструкций на упругом основании видно, что методы их расчета совершенствовались и уточнялись по мере развития научно-технического прогресса. Это можно проследить на различных моделях упругого основания, которыми моделировались реальные грунты в естественном залегании или в искусственном основании при постановке принципиально новых задач расчета конструкций.

Разнообразие практических задач приводит к неоднозначному моделированию упругого основания. Авторы ссылаются на работы А. Н. Тарасевича, О. В. Козуновой и С. Д. Семенюка, в которых приведен обширный систематизированный обзор моделей упругого основания для расчета фундаментных балок, балочных и фундаментных плит, а также для расчета перекрестных лент фундаментов мелкозаложенного.

Актуальность и своевременность предлагаемой работы в том, что вопросы расчета сетчатых плит и системы перекрестных лент на упругом основании до настоящего времени не исследованы в полной мере. Авторам известны работы М. И. Горбунова-Посадова, И. А. Симвулиди, Г. Я. Попова, С. Д. Семенюка, С. Н. Клепикова, в которых различными подходами проведены исследования по расчету сетчатых плит и пространственных монолитных фундаментов как системы перекрестных лент на упругом основании.

Предлагаемая методика основана на вариационном методе Ритца и смешанном методе строительной механики с использованием функций влияния Жемочкина. Для определения коэффициентов канонических уравнений и свободных членов смешанного метода строительной механики через способ Жемочкина в расчете используются соотношения прогибов с защемленной в центре плиты нормалью.

Численная реализация нового универсального подхода выполнена на примере симметрично нагруженной равномерно-распределенной нагрузкой прямоугольной фундаментной плиты с отверстиями на упругом однородном изотропном слое. Приводятся графические результаты расчета для осадок фундаментной сетчатой плиты и распределения контактных напряжений под плитой.

Ключевые слова: фундаментная сетчатая плита, упругое основание, упругое полупространство, упругий однородный изотропный слой, вариационный метод Ритца, способ Жемочкина, смешанный метод строительной механики, функции влияния, осадки, контактные напряжения.

CALCULATION OF FOUNDATION MESH SLABS ON AN ELASTIC LAYER

S. Bosakov, O. Kozunova

Abstract

In this work, the authors developed a methodology for calculating mesh plates on an elastic base modeled by an elastic half-space under the action of an external load. From the history of the development of calculation of structures on an elastic basis, it can be seen that the methods of their calculation have been improved and refined as scientific and technological progress develops. This can be traced on various models of the elastic foundation, which were used to simulate real soils in a natural occurrence or in an artificial foundation when setting up fundamentally new problems of structural analysis.

Load of a rectangular foundation slab with holes in the elastic half-space. Graphical calculation results are given. A variety of practical problems leads to ambiguous modeling of the elastic base. The authors cite the works of Tarasevich, Kozunova and Semenyuk, which provides an extensive systematic review of elastic foundation models for calculating foundation beams, beam and foundation plates, as well as for calculating cross tapes of shallow foundations.

The relevance and timeliness of the proposed work is that the issues of calculating mesh plates and a system of cross tapes on an elastic base have not yet been fully investigated. The authors know the work of M. I. Gorbunova-Posadova, I. A. Simvulidi, G. Ya. Popova, S. D. Semenyuk, S. N. Klepikova, in which various approaches conducted research on the calculation of mesh plates of spatial monolithic foundations, as a system of cross tapes on an elastic base.

The proposed methodology is based on the Ritz variational method and the mixed method of structural mechanics using the influence functions of Zhemochkin. To determine the coefficients of the canonical equations and the free terms of the mixed method of structural mechanics through the Zhemochkin method, the calculation uses the ratio of deflections with the normal pinched in the center of the plate.

The numerical implementation of the new approach is carried out on the example of a symmetrically loaded uniformly distributed for the precipitation of the mesh plate and the distribution of contact stresses under the plate.

Keywords: mesh plate, elastic base, elastic half-space, Ritz variational method, Zhemochkin method, mixed method of structural mechanics, influence functions, precipitation, contact stresses under the plate.

Введение. Обзор литературы

Одним из разделов строительной механики является расчет конструкций на упругом основании. Задача расчета таких конструкций состоит в определении реактивных давлений (контактных напряжений), возникающих под подошвой фундаментных конструкций, в определении осадок сооружения. Одной из основных задач является также определение напряженно-деформированного состояния самой конструкции, лежащей на упругом основании [1, 2].

Из истории развития расчета конструкций на упругом основании видно, что в результате научно-технического прогресса совершенствовались и уточнялись методы расчета указанных выше конструкций [1–6]. Это можно проследить на различных моделях упругого основания, которыми моделировались реальные грунты в естественном залегании или в искусственном основании при постановке принципиально новых задач расчета конструкций.

Разнообразие практических задач приводит к неоднозначному моделированию упругого основания. Особую трудность представляет собой выбор расчетной модели упругого основания для разных видов грунтов. Обзор моделей упругого основания для расчета фундаментных балок, балочных плит и фундаментных плит сплошного сечения приводится в работах [7, 8]. В монографии Семенюка С. Д. в ходе статического расчета перекрестных лент фундаментов мелкого заложения систематизируются и классифицируются модели упругого основания [9] с дальнейшими практическими приложениями.

Если на начальном этапе довольствовались гипотезой линейного распределения реактивных напряжений [1, 2, 5], то при бурном строительстве железнодорожных путей, а также понтонных сооружений, получила развитие модель Фусса – Винклера – Циммермана [10, 11]. Однако и последняя не удовлетворяла реальной работе связных грунтов. Так появилась модель упругого полупространства (при пространственной постановке задачи) и всем известное решение Буссинеска для этой модели [2, 12], а при плоской постановке – модель упругой полуплоскости с решением Фламана [2, 8] соответственно. В дальнейшем появились различные модификации и комбинации указанных моделей. Комбинация модели упругого полупространства и модели Винклера весьма успешно подходит для расчета конструкций на неоднородных основаниях, имеющих слоистую структуру. Такие основания встречаются при устройстве фундаментов на песчаной подушке и моделируются комбинированными моделями [13, 14].

С механической точки зрения расчет конструкций на упругом основании есть решение контактной задачи соприкасающихся тел [15]. Данные задачи сводятся к решению интегральных уравнений, решение которых зависит от ядра интегрального уравнения и формы соприкасающихся тел [16]. При простых формах контактирующих тел основная трудность состоит в определении ядра интегрального уравнения, которое еще называют функцией Грина контактирующих тел [6, 15, 16]. Функция Грина представляет собой функцию перемещений точек поверхности упругого основания от действия единичной сосредоточенной силы [6].

В инженерной практике нецелесообразно решать каждую контактную задачу через интегральные уравнения в связи с трудоемкими математическими вычислениями. Поэтому на практике успешно используют метод Жемочкина [17], который сводит контактную задачу к задаче строительной механики.

Вопросы расчета фундаментных сетчатых плит и системы перекрестных лент на упругом основании до настоящего времени не исследованы в полной мере. Авторам известны работы М. И. Горбунова-Посадова [2], И. А. Симвулиди [18], Г. Я. Попова [19], С. Д. Семенюка [9], С. Н. Клепикова [4], в которых различными подходами проведены исследования по расчету сетчатых плит и пространственных монолитных фундаментов, как системы перекрестных лент на упругом основании.

Ниже используется общий подход для расчета сетчатых плит на линейно-деформируемом основании, который был предложен ранее авторами и численно апробирован для упругого полупространства в статье [23]. Этот универсальный подход основан на способе Жемочкина [17], позволяющем с единых позиций рассчитывать сетчатые плиты или систему перекрестных лент любой формы и жесткости на различных моделях упругого основания на произвольную вертикальную нагрузку. Численная реализация предлагаемого подхода выполнена на примере симметрично нагруженной равномерно распределенной нагрузкой прямоугольной фундаментной плиты с отверстиями на упругом однородном изотропном слое.

Постановка задачи и алгоритм линейного расчета. Рассматривается прямоугольная фундаментная плита как сетчатая плита на упругом основании размерами $L \times B$ постоянной толщины h с прямоугольными отверстиями (размерами a и b) под действием вертикальной нагрузки (рисунок 1).

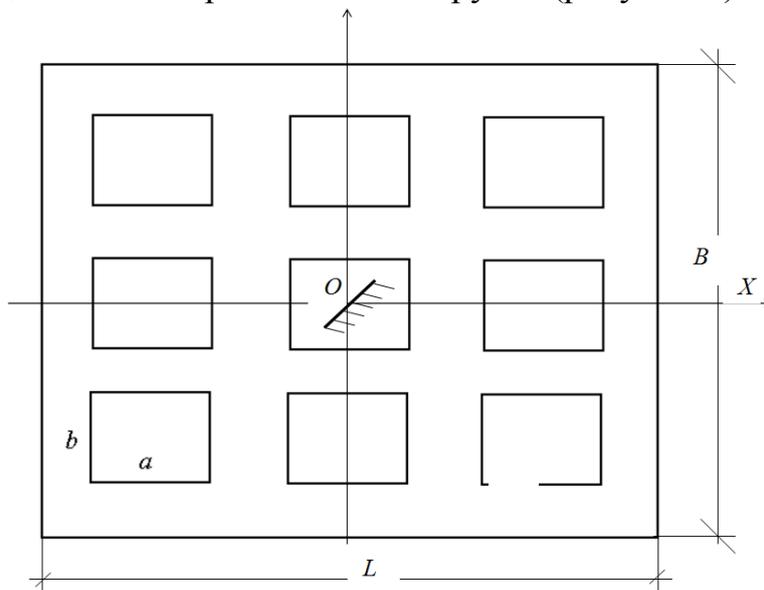


Рисунок 1 – Прямоугольная фундаментная плита с отверстиями или сетчатая плита

Принимаются следующие гипотезы и допущения:

- для сетчатой плиты или фундамента из перекрестных лент справедливы гипотезы изгиба тонкой плиты [15];
- связи между плитой и упругим основанием могут работать на сжатие и растяжение;
- в зоне контакта плиты и основания не учитываются касательные напряжения;
- длина a , ширина b отверстий в плите соответствуют соотношению

$$2 < \left(\frac{\text{Min}(L, B)}{a}, \left(\frac{\text{Min}(L, B)}{b} \right) \right) < 6$$

Такие соотношения обычно встречаются в практике возведения фундаментов мелкого заложения в виде монолитной железобетонной плиты с отверстиями, то есть сетчатой плиты.

В предлагаемой работе ставится задача определения контактных напряжений под подошвой сетчатой плиты, ее осадок и внутренних усилий в плите от вертикальной нагрузки.

Решение задачи

Поставленную задачу будем решать методом Жемочкина [17]. Разобьем плиту на одинаковые прямоугольные участки и в центре каждого участка поставим связь, через которую осуществляется контакт плиты с упругим основанием. Надо отметить, что ленту по ширине необходимо разбивать не менее чем на два участка, чтобы учесть влияние крутящих моментов. Будем считать, что усилие в связи вызывает равномерную эпюру контактных напряжений в пределах каждого участка.

Составляем систему линейных алгебраических уравнений (СЛАУ) смешанного метода строительной механики

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_{1,1}X_1 + \dots + \delta_{1,n}X_n + u_0 - \phi_x y_1 - \phi_y x_1 + \Delta_{1,F} = 0 \\ \dots \\ \delta_{n,1}X_1 + \dots + \delta_{n,n}X_n + u_0 + \phi_x y_n + \phi_y x_n + \Delta_{n,F} = 0 \\ -\sum_{i=1}^n X_i + R = 0 \\ \sum_{i=1}^n X_i y_i + M_{xR} = 0 \\ \sum_{i=1}^n X_i x_i + M_{yR} = 0, \end{array} \right. \quad (1)$$

где $\delta_{i,j}$ – взаимное перемещение разрезанной связи с номером i от действия единичных сил, приложенных в j -той связи Жемочкина, через которую осуществляется контакт плиты с упругим основанием. Состоит из двух слагаемых [17]; X_i – неизвестное усилие в связи i Жемочкина; u_0 , ϕ_x , ϕ_y – неизвестные вертикальное и угловые перемещения во введенном в центре плиты защемлении; x_i , y_i – координаты центра прямоугольного участка Жемочкина с номером i ; $\Delta_{i,F}$ – перемещение точки i сетчатой плиты с защемленной нормалью от действия внешней нагрузки F ; R , M_{xR} , M_{yR} – равнодействующая внешней нагрузки и моменты равнодействующей относительно осей X и Y соответственно; n – количество участков Жемочкина.

Коэффициенты при неизвестных $\delta_{i,j}$ в уравнениях СЛАУ для упругого полупространства с модулем упругости E_0 и коэффициентом Пуассона ν_0 определяются по формуле [17]

$$\delta_{i,k} = \frac{1-\nu_0^2}{\pi E_0 \Delta x} F_{i,k} + \frac{L^2}{D} W_{i,k}, \quad (2)$$

где $W_{i,k}$ – вертикальное перемещение середины участка с номером i сетчатой плиты с защемленной нормалью от действия единичной силы, приложенной в точке k сетчатой плиты; L – размер плиты в направлении оси OX ; Δx – размер участка Жемочкина по оси OX ; $F_{i,k}$ – безразмерная функция для определения вертикального перемещения точки i поверхности упругого основания от

действия единичной силы, распределенной по участку с номером k ; ν_0, E_0 – коэффициент Пуассона и модуль упругости упругого основания.

Безразмерная функция $F_{i,k}$ в формуле (2) определяется через соотношения из монографии [14], а именно

$$F_{i,i} = 2 \frac{c}{b} \left[\ln \frac{b}{c} + \frac{b}{c} \ln \left(\frac{c}{b} + \sqrt{\frac{c^2}{b^2} + 1} \right) + \ln \left(1 + \sqrt{\frac{c^2}{b^2} + 1} \right) \right];$$

$$F_{i,k} = \frac{1}{|x_i - x_k|}. \quad (3)$$

Для упругого однородного изотропного слоя, шарнирно соединенного с недеформируемым основанием, вертикальные перемещения поверхности упругого слоя от сосредоточенной силы P определяются через соотношение (2.13) из монографии [6]

$$W(R) = \frac{P(1-\nu_0^2)}{\pi E_0} \left[\frac{1}{R} + \frac{1}{h} \sum_{n=0}^{\infty} a_n \frac{\Gamma(n+1)}{\left(4 + \frac{R^2}{h^2}\right)^{\frac{n+1}{2}}} P_n \left(\frac{2h}{\sqrt{R^2 + 4h^2}} \right) \right], \quad (4)$$

где $R = \sqrt{x^2 + y^2}$ – радиус-вектор перемещающихся точек с координатами (x, y) исследуемой поверхности упругого слоя;

h – мощность (толщина) упругого слоя, м;

$\Gamma(n+1)$ – гамма-функция [17];

$P_n \left(\frac{2h}{\sqrt{R^2 + 4h^2}} \right)$ – полином Лежандра [17];

a_n – неопределенные коэффициенты разложения в ряд.

В монографии [6] были определены в следующих значениях $a_0 = -1$; $a_1 = -3/2$; $a_2 = -1$; $a_3 = -1/3$; $a_4 = 1/18$; ...

После интегрирования (4) по площади прямоугольного участка размерами $\Delta x \cdot \Delta y$ получаем выражения для определения перемещений центра участка Б. Н. Жемочкина с номером i от действия сосредоточенной силы, равной 1, приложенной к центру участка с номером k .

Первое слагаемое в формуле (4) определяет функцию вертикальных перемещений для упругого однородного изотропного полупространства (решение Буссинеска), интегрируется точно (оно сингулярное), остальные – не сингулярные и не интегрируются. Для практических расчетов в формуле (4) можно ограничиться пятью членами ряда [6].

В монографии [6] получено также и следующее соотношение для перемещения точки $M(x_i, y_i)$

$$\begin{aligned}
W(x_i, y_i) = & \frac{1 - \nu_0^2}{\pi E_0 \Delta x} \left[\begin{aligned} & \frac{y_i - d}{\Delta y} \ln \frac{x_i - b + \sqrt{(x_i - b)^2 + (y_i - d)^2}}{x_i - a + \sqrt{(x_i - a)^2 + (y_i - d)^2}} + \\ & + \frac{y_i - c}{\Delta y} \ln \frac{x_i - a + \sqrt{(x_i - a)^2 + (y_i - c)^2}}{x_i - b + \sqrt{(x_i - b)^2 + (y_i - c)^2}} + \\ & + \frac{x_i - b}{\Delta y} \ln \frac{y_i - d + \sqrt{(x_i - b)^2 + (y_i - d)^2}}{y_i - c + \sqrt{(x_i - b)^2 + (y_i - c)^2}} + \\ & + \frac{x_i - a}{\Delta y} \ln \frac{y_i - c + \sqrt{(x_i - a)^2 + (y_i - c)^2}}{y_i - d + \sqrt{(x_i - a)^2 + (y_i - d)^2}} \end{aligned} \right] + \\
& + \frac{1 - \nu_0^2}{\pi E_0 h} \sum_{h=0}^{\infty} a_n \frac{\Gamma(n+1)}{\left(4 + \frac{(x_i - x_k)^2 + (y_i - y_k)^2}{h^2}\right)^{\frac{n+1}{2}}} P_n \left(\frac{2h}{\sqrt{(x_i - x_k)^2 + (y_i - y_k)^2 + 4h^2}} \right).
\end{aligned} \tag{5}$$

Запишем соотношение (5) через безразмерную функцию $F_{i,k}$, а именно

$$W(x_i, y_i) = \frac{1 - \nu_0^2}{\pi E_0 \Delta x} \cdot F_{ik}, \tag{6}$$

где

$$\begin{aligned}
F_{ik} = & \left[\begin{aligned} & \frac{y_i - d}{\Delta y} \ln \frac{x_i - b + \sqrt{(x_i - b)^2 + (y_i - d)^2}}{x_i - a + \sqrt{(x_i - a)^2 + (y_i - d)^2}} + \\ & + \frac{y_i - c}{\Delta y} \ln \frac{x_i - a + \sqrt{(x_i - a)^2 + (y_i - c)^2}}{x_i - b + \sqrt{(x_i - b)^2 + (y_i - c)^2}} + \\ & + \frac{x_i - b}{\Delta y} \ln \frac{y_i - d + \sqrt{(x_i - b)^2 + (y_i - d)^2}}{y_i - c + \sqrt{(x_i - b)^2 + (y_i - c)^2}} + \\ & + \frac{x_i - a}{\Delta y} \ln \frac{y_i - c + \sqrt{(x_i - a)^2 + (y_i - c)^2}}{y_i - d + \sqrt{(x_i - a)^2 + (y_i - d)^2}} \end{aligned} \right] + \\
& + \frac{\Delta x}{h} \sum_{h=0}^{\infty} a_n \frac{\Gamma(n+1)}{\left(4 + \frac{(x_i - x_k)^2 + (y_i - y_k)^2}{h^2}\right)^{\frac{n+1}{2}}} P_n \left(\frac{2h}{\sqrt{(x_i - x_k)^2 + (y_i - y_k)^2 + 4h^2}} \right).
\end{aligned} \tag{7}$$

Наибольшую трудность вызывает определение прогибов сетчатой плиты с защемленной в центре плиты нормалью. Если бы плита была сплошной, то можно было бы воспользоваться решением, приведенным в монографии [9].

Поэтому в рассматриваемой работе для определения прогибов сетчатой плиты с защемленной в центре плиты нормалью был принят метод Ритца, где за

базисные функции принимались первые пять частных решений Клебша [6], удовлетворяющие граничным условиям по перемещениям в защемлении. Поэтому функция прогибов при определении энергии деформаций принималась в следующем виде [6]

$$W(x, y) = A_0 \left(\frac{x^2}{a^2} + \frac{y^2}{b^2} \right) + A_1 \left(\frac{x^2}{a^2} - \frac{y^2}{b^2} \right) + A_2 \frac{xy}{ab} + A_3 \frac{x}{a} \left(\frac{x^2}{a^2} + \frac{y^2}{b^2} \right) + A_4 \frac{y}{b} \left(\frac{x^2}{a^2} + \frac{y^2}{b^2} \right), \quad (8)$$

A_i – неизвестные коэффициенты, определяемые по методу Ритца [21] из условия минимума потенциальной энергии плиты с защемленной нормалью и действующей на нее сосредоточенной силы.

Далее составлялась и решалась система (1), по найденным усилиям в связях Жемочкина определялись осадки сетчатой плиты, по ним – моменты и поперечные силы в ее сечениях по известным формулам [15], и в зоне контакта плиты с упругим основанием – контактные напряжения.

Результаты расчета

Рассчитаем квадратную железобетонную сетчатую плиту размерами в плане $13 \text{ м} \times 13 \text{ м}$ с четырьмя квадратными отверстиями $a = b = 5 \text{ м}$. Цилиндрическая жесткость плиты – $D = 5000 \text{ кН}\cdot\text{м}$. Плита расположена на упругом полупространстве и упругом однородном изотропном слое, шарнирно-соединенном с недеформируемом основанием, с постоянными упругими параметрами $\nu_0 = 0.35$ и $E_0 = 20 \text{ МПа}$ под действием равномерно распределенной нагрузки 10 кПа .

Плита разбивалась на 156 одинаковых прямоугольных участков Жемочкина и на две по ширине ленты.

На рисунках 2, 3 приводятся линии равных перемещений (осадок) сетчатой плиты и на рисунках 4, 5 – линии равных контактных напряжений сеточной плиты для разных моделей упругого основания (см. рисунки 2, 4 – для упругого полупространства; рисунки 3, 5 – для упругого слоя).

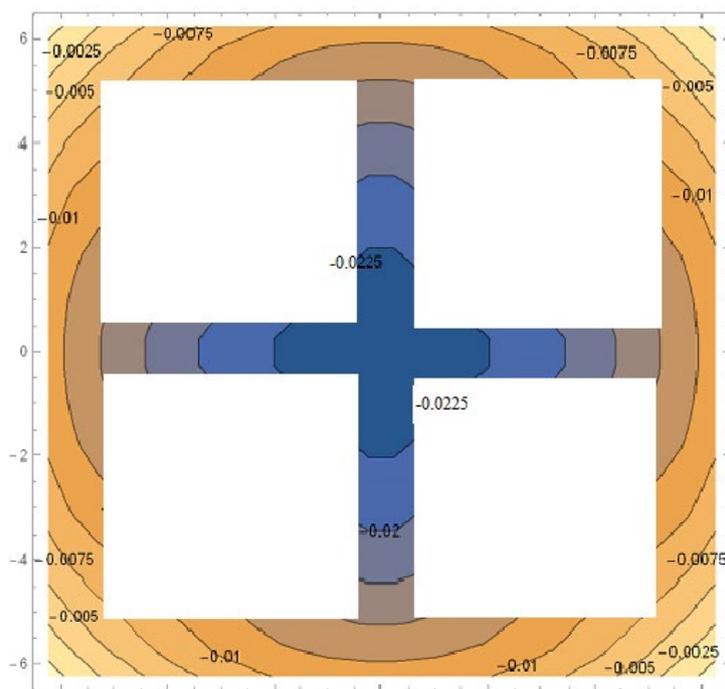


Рисунок 2 – Линии равных перемещений (м) сетчатой плиты на упругом полупространстве

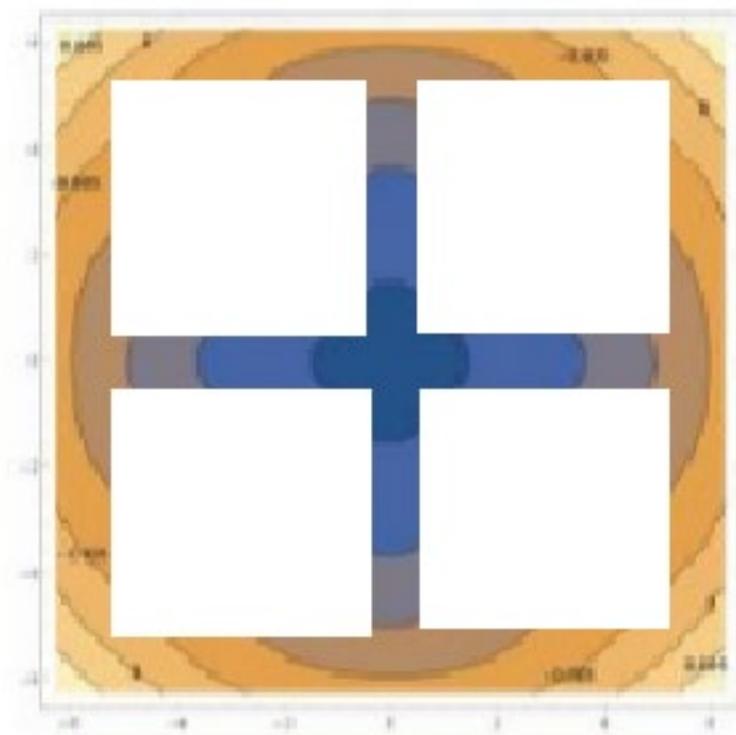


Рисунок 3 – Линии равных перемещений (м) сетчатой плиты на упругом изотропном слое

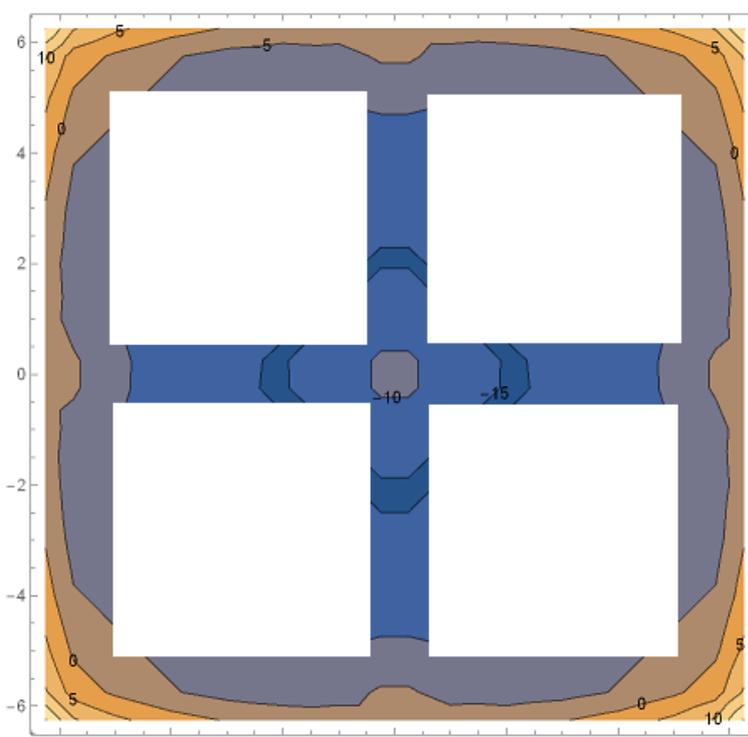


Рисунок 4 – Линии равных контактных напряжений (кПа) сетчатой плиты на упругом полупространстве

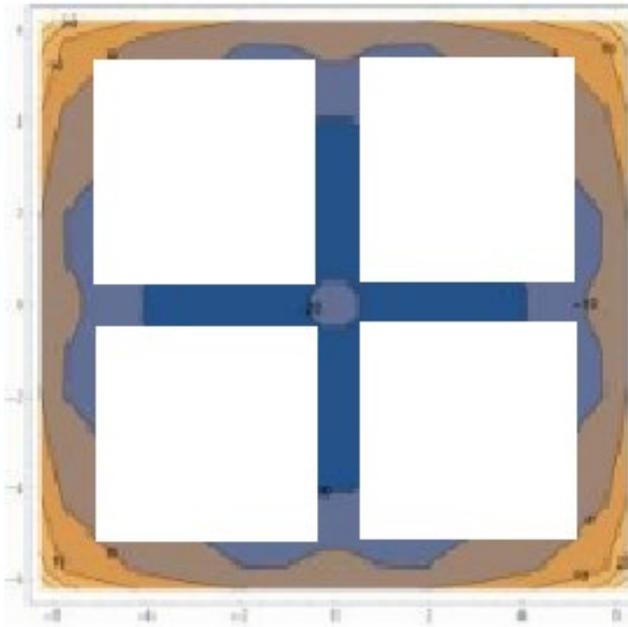


Рисунок 5 – Линии равных контактных напряжений (κПа) сетчатой плиты на упругом изотропном слое

Выводы и заключения

1. В работе приведен несложный, но универсальный подход, основанный на способе Жемочкина, для расчета сетчатой плиты на упругом основании под действием вертикальной нагрузки. Рассмотренный пример дает решение как для упругого полупространства, так и для упругого изотропного слоя. Это подтверждает тот факт, что в уравнении (2) безразмерная функция $F_{i,k}$ характеризует модель упругого основания и ее изменение в соответствии с [17] позволяет рассчитывать сетчатые плиты на разных моделях упругого основания.

2. При расчете сетчатой плиты на основании Винклера выражение для функции влияния (2) принимается в виде $F_{i,k} = 0, i \neq k$ и $F_{i,i} = \frac{1}{K \Delta x \Delta y}$, где K – коэффициент постели основания Винклера.

3. Используя результаты работы авторов [22] приведенный подход обобщается на расчет сетчатой плиты с учетом физической нелинейности ее материала.

Литература

1. Горбунов-Посадов, М. И. Балки и плиты на упругом основании / М. И. Горбунов-Посадов. – М. : Машстройиздат, 1949. – 238 с.
2. Горбунов-Посадов, М. И. Расчет конструкций на упругом основании / М. И. Горбунов-Посадов, Т. А. Маликова, В. И. Соломин. – 3-е изд., перераб. и доп. – М. : Стройиздат, 1984. – 680 с.
3. Коренев, Б. Г. Вопросы расчета балок и плит на упругом основании / Б. Г. Коренев. – М. : Госстройиздат, 1954. – 231 с.
4. Клепиков, С. Н. Расчет конструкций на упругом основании / С. Н. Клепиков. – Киев : Будівельник, 1967. – 184 с.
5. Развитие теории контактных задач в СССР / Академия наук СССР, Ин-т проблем механики ; отв. ред. Л. А. Галин. – М. : Наука, 1976. – 496 с.

6. Босаков, С. В. Статические расчеты плит на упругом основании / С. В. Босаков. – Минск : БНТУ, 2002. – 128 с.
7. Тарасевич, А. Н. Изгиб самонапряженных плит на упругом основании: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.17 / А. Н. Тарасевич. – Брест, 2001. – 125 л.
8. Козунова, О. В. Статический анализ системы «балочная плита – нелинейно-упругое неоднородное основание» вариационно-разностным методом: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.17 / О. В. Козунова. – Минск, 2017. – 168 л.
9. Семенюк, С. Д. Железобетонные пространственные фундаменты жилых и гражданских зданий на неравномерно-деформируемом основании / С. Д. Семенюк. – Могилев : БРУ, 2003. – 269 с.
10. Fuss, N. I. Recherches sur un problème de mécanique / Nicolas Fuss // Nova Acta Academiae Scientiarum Imperialis. – Petropolis, 1790. – V. 6 (1788). – P. 172–184.
11. Winkler, E. Die Lehre von der Elasticitaet und Festigkeit / E. Winkler. – Praga, 1867. – 380 p.
12. Boussinesq, I. Applications des potentiels a l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides elastiques / I. Boussinesq. – Paris : Gauthiers-Villars, 1885. – 721 p.
13. Коган, Б. И. Напряжения и деформации многослойных покрытий / Б. И. Коган // Тр. ХАДИ. – 1953. – Вып. 14. – С. 33–46.
14. Босаков, С. В. Об одной модели упругого основания и ее использовании для расчета прямоугольной плиты на упругом основании / С. В. Босаков, С. И. Зиневиц, О. В. Козунова // НТЖ : Строительная механика и расчет сооружений. – 2018. – № 4 (279). – С. 2–5.
15. Александров, А. В. Основы теории упругости и пластичности: уч. для строит. спец. вузов / А. В. Александров, В. Д. Потапов. – 2-е изд., испр. – М. : Высш. шк., 2002. – 400 с.
16. Дифференциальные и интегральные уравнения, вариационное исчисление в примерах и задачах / А. Б. Васильева [и др.]. – М. : Физматлит, 2003. – 432 с.
17. Жемочкин, Б. Н. Практические методы расчетов фундаментных балок и плит на упругом основании / Б. Н. Жемочкин, А. П. Сеницын. – 2-е изд., перераб. и доп. – М. : Госстройиздат, 1962. – 240 с.
18. Симвулиди, И. А. Расчет инженерных конструкций на упругом основании / И. А. Симвулиди. – М. : Высшая школа, 1987. – 576 с.
19. Попов, Г. Я. О расчете неограниченной шарнирно-разрезной балочной плиты, лежащей на упругом полупространстве / Г. Я. Попов // Изв. Вузов: Строительство и архитектура. – 1959. – Вып. 3. – С. 25–33.
20. Ржаницын, Р. А. Строительная механика / Р. А. Ржаницын. – М. : Высшая школа, 1991. – 439 с.
21. Босаков, С. В. Метод Ритца в контактных задачах теории упругости / С. В. Босаков. – Брест : БрГТУ, 2006. – 107 с.
22. Босаков, С. В. Развитие теории расчета шарнирно-соединенных балок на упругом основании с учетом их физической нелинейности / С. В. Босаков, О. В. Козунова // Проблемы современного бетона и железобетона: сб. науч. тр. / Ин-т БелНИИС ; редкол.: О. Н. Лешкевич [и др.]. – Минск, 2019. – Вып. 11. – С. 11–24.
23. Босаков, С. В. Развитие теории расчета сетчатых плит на упругом основании / С. В. Босаков, О. В. Козунова // НТЖ: Строительная механика и расчет сооружений. – 2020. – № 3 (290). – С. 20–25.

ПАРАМЕТРИЧЕСКИЙ АНАЛИЗ ВЛИЯНИЯ ЖЕСТКОСТИ БАЛКИ И ГЛУБИНЫ СЖИМАЕМОЙ ТОЛЩИ НА НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ СИСТЕМЫ ПЕРЕКРЕСТНЫХ БАЛОК

О. В. Козунова¹, К. А. Сирош²

¹ *К. т. н., доцент, докторант БНТУ, Минск, Беларусь*

² *М. т. н., аспирант БелГУТ, Гомель, Беларусь*

Реферат

В работе авторами исследуется изменение напряженно-деформированного состояния (НДС) фрагмента регулярной системы перекрестных балок на упругом основании при изменении жесткости и глубины сжимаемой зоны основания (расчетной области).

Принимается, что основание является упругим слоем. Расчетная схема представляет собой пересекающиеся под прямым углом стержни, которые жестко соединены между собой и лежат в плоскости XOY под действием внешней сосредоточенной силы, приложенной в точке пересечения стержней. Сила перпендикулярна плоскости XOY .

Статический расчет осуществляется с использованием вариационно-разностного метода с заменой дифференциальных уравнений конечно-разностными аппроксимациями.

Численная апробация результатов упругого и нелинейного расчетов системы перекрестных балок на упругом основании осуществлена с использованием программного пакета МАТНЕМАТИСА. Построены графики зависимостей.

Ключевые слова: регулярная система перекрестных балок, вариационно-разностный метод, упругое основание, контактная зона, прогибы балки, осадки основания, контактные напряжения, внутренние усилия.

Введение

Контактные задачи изгибаемых конструкций, лежащих на упругом основании, методами теории упругости [1] и строительной механики [2] получили современное развитие в работах белорусских ученых [3–10], в которых учитывались такие усложняющие параметры, как неоднородность упругого основания, физическая нелинейность, конструктивная нелинейность железобетонных элементов и др. Применение вариационных методов в научной литературе для решения контактных задач теории упругости недостаточно освещено, ввиду сложности решения таких задач, в особенности для изгибаемых конструкций.

Методология

Вариационно-разностный метод основан на методе Ритца-Тимошенко с использованием вариационного принципа Лагранжа – Дирихле и заменой дифференциальных уравнений конечно-разностными аппроксимациями. Сущность метода заключается в сведении задачи минимизации функционала полной потен-

циальной энергии фрагмента исследуемой системы с параметрами расчетной области, к задаче минимизации функции многих переменных. Согласно вариационному принципу Лагранжа – Дирихле при нагружении фрагмента исследуемой бесконечной системы на упругом основании статической нагрузкой, ее полная потенциальная энергия в состоянии равновесия имеет минимальное значение.

Рассмотрим регулярную систему перекрестных балок, свободно опирающуюся на упругое основание под действием сосредоточенной нагрузки. Такая система представляет собой совокупность жестко соединенных ортогональных стержней, оси которых совпадают с одной из главных осей инерции балок. Система балок разбивается на расчетные элементы – крестообразные фрагменты (места пересечения балок), соединенные между собой. Изгибные жесткости балок регулярной системы EJ_x , EJ_y равны и постоянны. Внешняя сосредоточенная нагрузка P перпендикулярна плоскости основания. Основание моделируется как упругий однородный слой, ограниченный по толщине сжимаемой толщи, соединенный с несжимаемым основанием.

Кинематические граничные условия. Граница расчетной области основания: горизонтальные перемещения в осях X и Y равняются нулю $u = 0$, $v = 0$. Контактная зона задачи – осадки основания и прогибы балок равны.

Смешанные граничные условия введены для крайних точек балок: поперечные силы Q_z и углы поворота φ_x , φ_y равны нулю.

Основание заменяется расчетной областью из совокупности ячеек и узловых точек, что получено путем аппроксимации основания симметричной объемной разбивочной сеткой, шаг сетки в осях: Δx , Δy , Δz . Для данной задачи получено 96 ячеек и 175 узловых точек (рисунок 1).

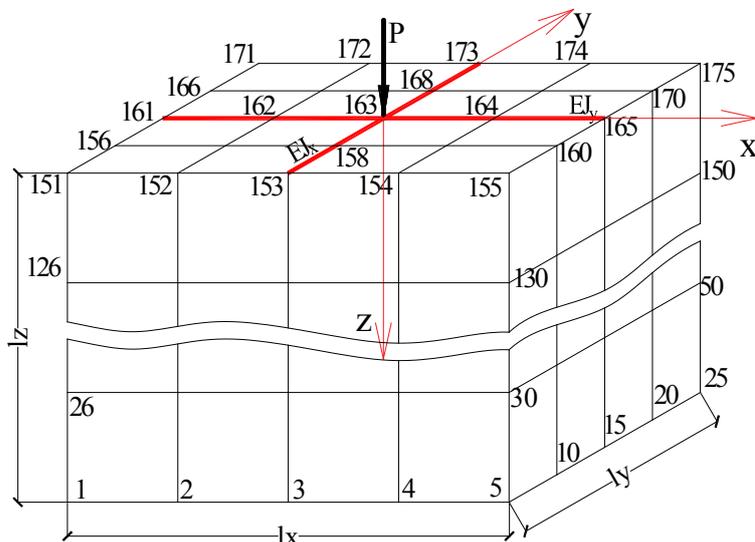


Рисунок 1 – Расчетная область для решения пространственной задачи

Алгоритм расчета регулярной системы перекрестных балок методом Ритца – Тимошенко [8, 11] дает последовательность всех этапов расчета. Подробный алгоритм решения приведен в работе автора [12].

Функционал полной энергии есть сумма полной энергии деформации изотропного основания, энергии изгиба двух перекрестных железобетонных балок и потенциала внешней нагрузки [12].

Полная энергия деформации всего упругого основания

$$U = \iiint_{z y x} U_f dx dy dz = \int_v U_f dv, \quad (1)$$

U_f – функционал энергии деформаций основания для отдельно взятой объемной ячейки [12]; dv – элемент объема расчетной области.

Энергия изгиба крестообразного фрагмента балок есть совокупность энергий изгиба каждой балки (энергия деформаций отождествлена с энергией изгиба конструкции)

$$\Omega = \Omega_x + \Omega_y = \frac{EJ_x}{2} \int_{-l_x}^{l_x} \left(\frac{d^2 w}{dx^2} \right)^2 dx + \frac{EJ_y}{2} \int_{-l_y}^{l_y} \left(\frac{d^2 w}{dy^2} \right)^2 dy, \quad (2)$$

где EJ_x, EJ_y – изгибные жесткости балок.

Потенциал внешней нагрузки определяется из следующей формулы

$$\Pi = - \left(\int_{-l_x}^{l_x} q(x) w(x) dx + \int_{-l_y}^{l_y} q(y) w(y) dy \right). \quad (3)$$

Решение задачи реализуется математически через принятие за неизвестные компоненты вектора узловых перемещений. Неизвестные перемещения будут вычислены из условия тождества производных от полной энергии по каждому из перемещений нулю ввиду минимума функционала полной энергии в состоянии статического равновесия.

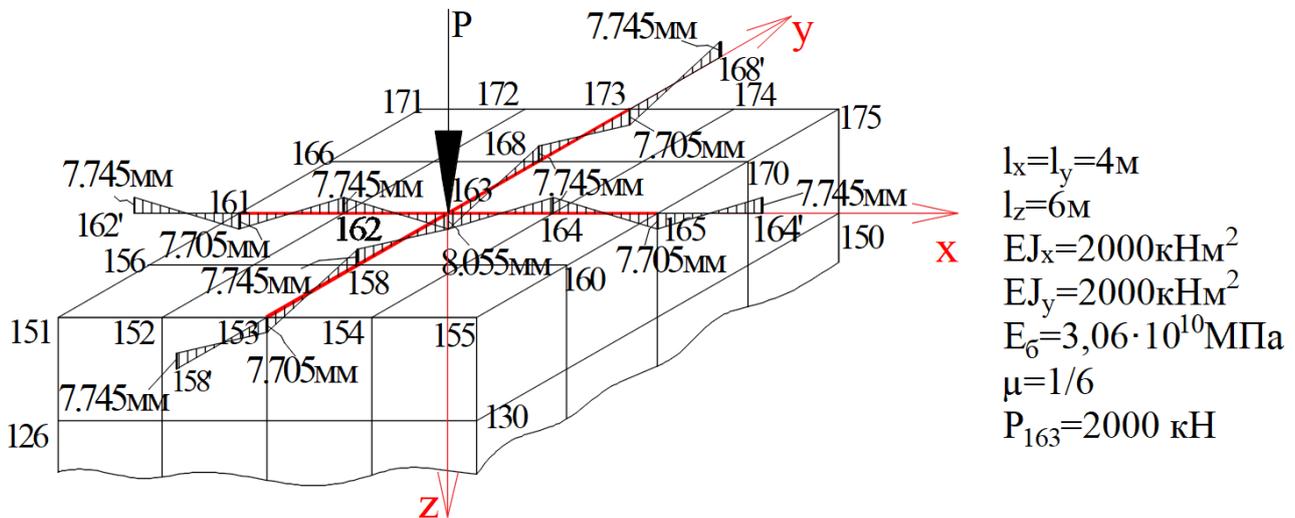


Рисунок 2 – График осадок под внешней нагрузкой P при базовых параметрах

Вертикальные перемещения узловых точек $w_i(z)$ балок вычислялись в проприетарной системе компьютерной алгебры MATHEMATICA.

Внутренние усилия, возникающие в балках, и контактные напряжения в контактной зоне балок с основанием определяются по вычисленным вертикальным перемещениям $w_i(z)$ с учетом граничных условий в контактной зоне через формулы аппроксимации производных [13]. С учетом кинематических граничных условий (равенство нулю горизонтальных перемещений на границе расчетной области), перемещения контурных точек обнуляются.

Ввиду того, что внешняя нагрузка P_{163} действует на систему балок, ее можно представить в виде суммы двух составляющих:

$$P_{163} = P_x^{(163)} + P_y^{(163)}, \text{ где } P_x^{(163)} = P_y^{(163)} = P_{163}/2 = 2000/2 = 1000 \text{ кН.}$$

Каждая из составляющих представляет собой совокупность трех сил, приложенных в узлах балки:

$$P_x^{(163)} = P_x^{(2)} + P_x^{(3)} + P_x^{(4)}; \quad P_y^{(163)} = P_y^{(2')} + P_y^{(3')} + P_y^{(4')}. \quad (4)$$

Вычислим значение каждой силы (см. рис.3):

$$P_x^{(2)} = P_x^{(4)} = \frac{P_x^{(163)}}{4} = \frac{1000}{4} = 250 \text{ кН}; \quad P_y^{(2')} = P_y^{(4')} = \frac{P_y^{(163)}}{4} = \frac{1000}{4} = 250 \text{ кН};$$

$$P_x^{(3)} = \frac{P_x^{(163)}}{2} = \frac{1000}{2} = 500 \text{ кН}; \quad P_y^{(3')} = \frac{P_y^{(163)}}{2} = \frac{1000}{2} = 500 \text{ кН.}$$

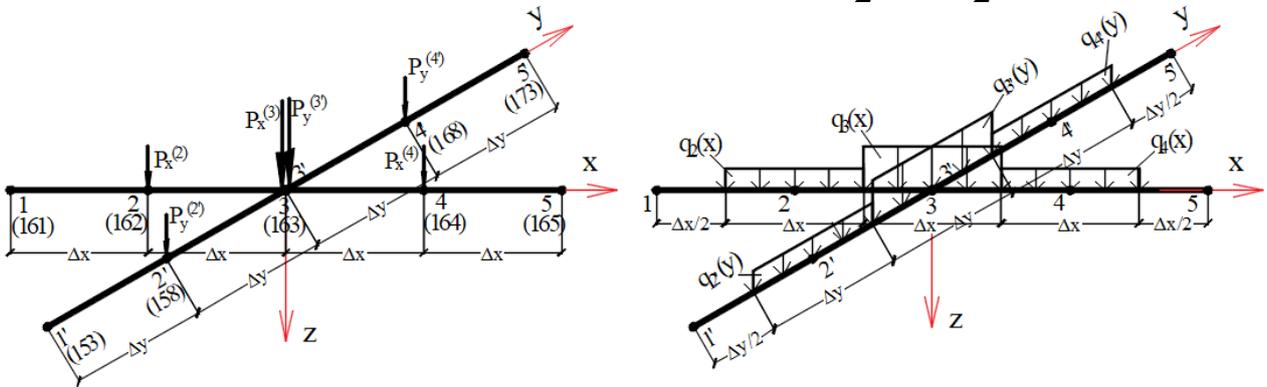


Рисунок 3 – К расчету контактных напряжений и внутренних усилий

Для вычисления контактных напряжений сосредоточенные силы заменяются на распределенные:

$$q_2(x) = q_4(x) = \frac{P_x^{(2)}}{\Delta x} = \frac{P_x^{(4)}}{\Delta x} = \frac{250}{1} = 250 \text{ кН / м},$$

$$q_3(x) = \frac{P_x^{(3)}}{\Delta x} = \frac{500}{1} = 500 \text{ кН / м},$$

$$q_2'(y) = q_4'(y) = \frac{P_y^{(2')}}{\Delta y} = \frac{P_y^{(4')}}{\Delta y} = \frac{250}{1} = 250 \text{ кН / м},$$

$$q_3'(y) = \frac{P_y^{(3')}}{\Delta y} = \frac{500}{1} = 500 \text{ кН / м}. \quad (5)$$

Контактные напряжения в конечно-разностном представлении [14]:

$$p_z^{(k)} = q_k(x) - EJ_{y \ i=i+1} \frac{w_{i-2} - 4w_{i-1} + 6w_i - 4w_{i+1} + w_{i+2}}{\Delta x^4},$$

$$p_z^{(k')} = q_k'(y) - EJ_{x \ i'=i'+1} \frac{w'_{i'-2} - 4w'_{i'-1} + 6w'_{i'} - 4w'_{i'+1} + w'_{i'+2}}{\Delta y^4}, \quad (6)$$

$EJ_{y \ i=i+1}$, $EJ_{x \ i'=i'+1}$ – изгибная жесткость балок;

I_1, I'_1 – номер узла начала балок.

Моменты, возникающие в железобетонных балках регулярной системы, в конечно-разностном виде [14]:

$$M^{(k)} = -EJ_{y \ i=i_1+1} \frac{w_{i-1} - 2w_i + w_{i+1}}{\Delta x^2}, \quad (7)$$

$$M^{(k')} = -EJ_{x \ i'=i'_1+1} \frac{w_{i'-1} - 2w_{i'} + w_{i'+1}}{\Delta y^2}.$$

Задача 1. Исследуется изменение напряженно-деформированного состояния (НДС) регулярной системы перекрестных балок при изменении глубины сжимаемой зоны основания. Результаты решения представлены в табличном и графическом виде.

Таблица 1 – Результаты решения задачи 1

Глубина сжимаемой толщи основания l_z , м	Узловые точки				
	1 (161)	2 (162)	3 (163)	4 (164)	5 (165)
	1'(153)	2'(158)	3'(163)	4'(168)	5'(173)
Перемещения w_x, w_y , м					
3	0,00760870	-0,00772803	0,00818525	-0,00772803	0,00760870
4	0,00752035	-0,00770343	0,00832279	-0,00770343	0,00752035
5	0,00765494	-0,00773850	0,00811805	-0,00773850	0,00765494
6	0,00770510	-0,00774517	0,00805456	-0,00774517	0,00770510

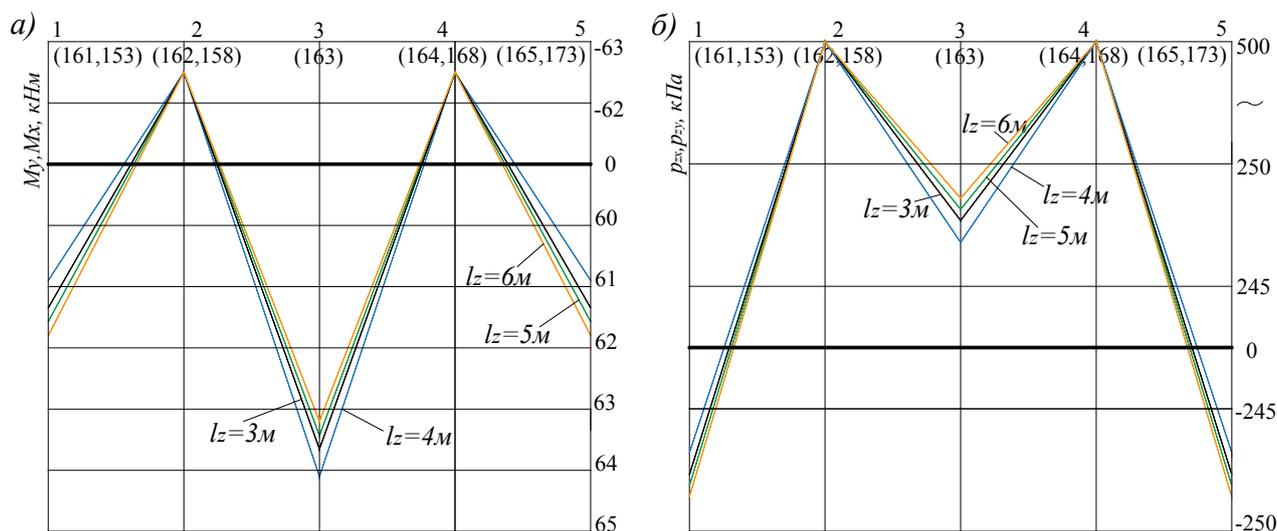


Рисунок 4 – эпюры моментов M_y (изгиб XOZ) и M_x (изгиб YOZ), а); график контактных напряжений p_{zx} (вдоль оси x), p_{zy} (вдоль оси y), б)

Задача 2. Исследуется изменение НДС регулярной системы перекрестных балок при изменении изгибной жесткости. Результаты представлены в табличном и графическом виде.

Таблица 2 – Результаты решения задачи 2

Изгибная жесткость EJ_y, EJ_x кНм^2	Узловые точки				
	1 (161)	2 (162)	3 (163)	4 (164)	5 (165)
	1' (153)	2' (158)	3' (163)	4' (168)	5' (173)
Перемещения $w_x, w_y, \text{м}$					
1500	0,00777083	-0,00773658	0,00800601	-0,00773658	0,00777083
2000	0,00770510	-0,00774517	0,00805456	-0,00774517	0,00770510
2500	0,00614272	-0,00618267	0,00649194	-0,00618267	0,00614272
3000	0,00510116	-0,00514101	0,00545015	-0,00514101	0,00510116

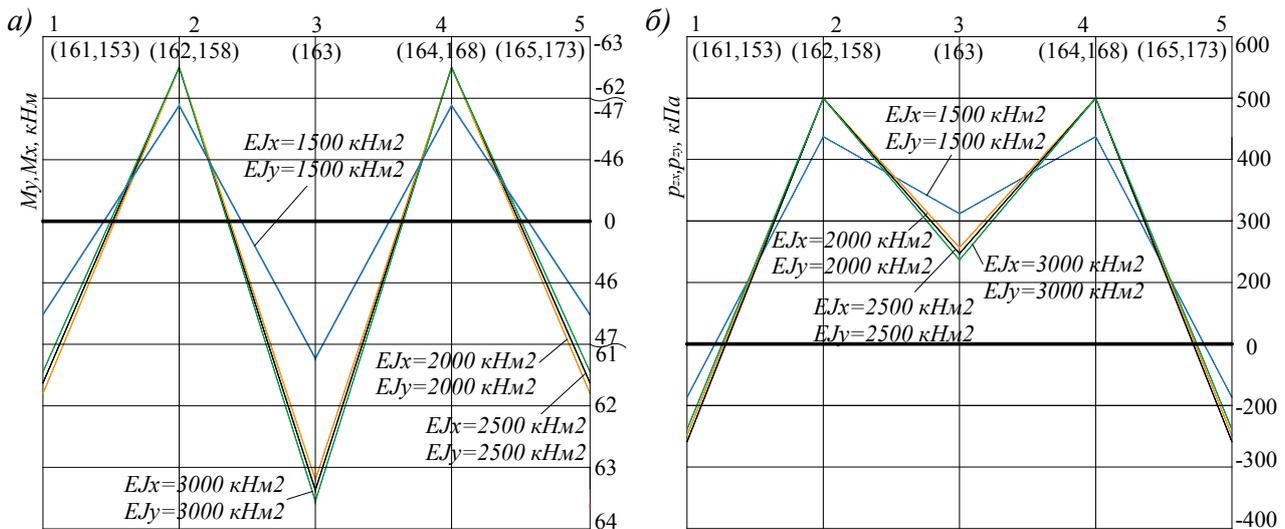


Рисунок 5 – эпюры моментов M_y (изгиб XOZ) и M_x (изгиб YOZ), а); график контактных напряжений p_{zx} (вдоль оси x), p_{zy} (вдоль оси y), б)

Выводы

При увеличении глубины сжимаемого слоя основания наблюдается общая тенденция к увеличению осадок (перемещений) до 1,8 %, а в точке приложения сосредоточенной нагрузки P отмечено уменьшение осадок до 2,5 %. Значения моментов растут на концах балок с разницей до 1,1 %, но уменьшаются в центре балок (в месте приложения внешней силы) на каждом шаге до 1 %. Контактные напряжения растут до 0,6 % с увеличением глубины на 1 м.

Увеличение жесткости на каждые 500 кНм^2 приводит к значительному уменьшению осадок, и может доходить до 20 %. Для жесткостей в диапазоне от 2000 кНм^2 до 3000 кНм^2 наблюдается незначительное увеличение моментов (до 0,3 %) и уменьшение контактных напряжений (до 0,1 %). Стоит отметить, при жесткости равной 1500 кНм^2 моменты меньше на 25 %, а контактные напряжения меняют характер распределения – рост в месте приложения силы на 20 % и уменьшение на краях расчетной области на 25 % в сравнении с решением задачи для значения жесткости 2000 кНм^2 .

Характер распределения контактных напряжений в рассматриваемых задачах имеет седловидную форму.

Литература

1. Александров, А. В. Основы теории упругости и пластичности / А. В. Александров, В. Д. Потапов. – М. : Высшая школа, 1990. – 400 с.
2. Ржаницын, Р. А. Строительная механика / Р. А. Ржаницын. – М. : Высшая школа, 1991. – 439 с.
3. Босаков, С. В. Расчет системы перекрестных балок на двухслойном основании / С. В. Босаков, Я. Д. Семенюк // Вестник БПИ. – 2000. – № 1 : Строительство и архитектура. – С. 14–16.
4. Босаков, С. В. Расчет железобетонных пространственных фундаментов, как системы перекрестных балок, на упругом основании с учетом ползучести бетона / С. В. Босаков, С. Д. Семенюк // Вестник БрГТУ. – 2001. – № 1 : Строительство и архитектура. – С. 13–16.
5. Босаков, С. В. Статические расчеты плит на упругом основании / С. В. Босаков. – Минск : БНТУ, 2002. – 127 с.
6. Босаков, С. В. Расчет балочной плиты на упругом основании Винклера при одностороннем контакте / С. В. Босаков, К. В. Дмитриева // Актуальные проблемы расчета зданий, конструкций и их частей: теория и практика. – Минск : УП «Технопринт», 2002. – С. 47–51.
7. Семенюк, С. Д. Железобетонные и пространственные фундаменты жилых и гражданских зданий на неравномерно деформированном основании / С. Д. Семенюк. – Могилев : Бел.-Рос. университет, 2003. – 269 с.
8. Босаков, С. В. Метод Ритца в контактных задачах теории упругости: монография / С. В. Босаков. – Брест : БрГТУ, 2006. – 107 с.
9. Босаков, С. В. Вариационно-разностный подход в решении контактной задачи для нелинейно упругого неоднородного основания. Плоская деформация. Теория расчета (Часть 1) / С. В. Босаков, О. В. Козунова // Вестник БНТУ. – 2009. – № 1. – С. 5–13.
10. Guenfoud, S. A Ritz's method based solution for the contact problem of a deformable rectangular plate on an elastic quarter-space / S. Guenfoud, S. V. Bosakov, D. F. Laefer // International Journal of Solids and Structures. – 2010. – Vol. 47. – P. 1822–1829.
11. Козунова, О. В. Расчет бесконечной системы перекрестных балок на упругом основании вариационно-разностным методом / О. В. Козунова, К. А. Сирош // Вестник ПГУ. Серия F. – 2021. – С. 65–71.
12. Тимошенко, С. П. Теория упругости / С. П. Тимошенко, Дж. Гульдер. – М. : Наука, 1974. – 560 с.
13. Ильин, В. П. Численные методы решения задач строительной механики : справочное пособие / В. П. Ильин, В. В. Карпов, А. М. Масленников. – Минск : Высшая школа, 1990. – 346 с.
14. Козунова, О. В. Учет физической нелинейности в железобетонных балках регулярной системы перекрестных лент на изотропном основании / О. В. Козунова, К. А. Сирош // Безопасный и комфортный город : сб. науч. трудов по материалам V междунар. науч.-практ. конф., Орел, 06–08 июня 2022 г. – Орел : ОГУ им. И. С. Тургенева, 2022. – С. 283–288.

15. Wieghardt, K. Uber den balken auf nachgiebiger unterlage / K. Wieghardt // Zeitschrift fur Angewandte Mathematik und Mechanik. – 1922. – Vol. 2. – S. 165–184.

16. Мурашев, В. Н. Трещиностойкость, жесткость и прочность железобетона (Основы сопротивления железобетона) / В. Н. Мурашев. – М. : Министерство строительства предприятий машиностроения, 1950. – 268 с.

17. Босаков, С. В. Развитие теории расчета шарнирно-соединенных балок на упругом основании с учетом их физической нелинейности / С. В. Босаков, О. В. Козунова // Проблемы современного бетона и железобетона: сб. науч. тр. / Ин-т БелНИИС ; редкол.: О. Н. Лешкевич [и др.]. – Минск, 2019. – Вып. 11. – С. 11–24.

УДК 624.072

ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ВРМ В НЕЛИНЕЙНЫХ РАСЧЕТАХ ФУНДАМЕНТНЫХ ПЛИТ С УЧЕТОМ КАСАТЕЛЬНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ В ЗОНЕ КОНТАКТА

А. Г. Пусенков

*М. т. н. БелГУТ, главный инженер завода КПД ОАО «Гомельский ДСК», Гомель,
Беларусь, pusenkov_a@mail.ru*

Реферат

Расчет упругого основания и балочной плиты с учетом касательных напряжений в общем виде является чрезвычайно сложной биконтактной задачей (т. е. задачей с двумя контактными поверхностями). Взаимодействие балочной плиты и упругого основания с учетом касательных напряжений в зоне контактного взаимодействия по сути является разновидностью контактных задач теории упругости, решение которой возможно в нелинейной постановке при работе упругих сред в зоне небольших упруго-пластических деформаций, т. е. с учетом физической нелинейности.

Учет нелинейности деформирования балочной плиты позволяет увеличить, как правило, допустимую нагрузку на плиту за счет перераспределения и уменьшения максимальных значений усилий, но при этом обнаруживается резкое возрастание неравномерности осадок. Данные нелинейного расчета позволяют выполнить достоверную оценку работы конструкции по предельным состояниям эксплуатационной пригодности.

Для решения рассматриваемой задачи применяется вариационно-разностный метод (ВРМ), который реализуется в перемещениях через конечно-разностные соотношения теории упругости (случай плоской деформации) при использовании в решении функционала полной потенциальной энергии деформации системы, состоящей из плиты, упругого основания, зоны контактного взаимодействия и внешней нагрузки.

Величина полной потенциальной энергии балочной плиты на упругом основании \mathcal{E} состоит из энергии деформации плиты U , энергии деформации упругого основания A и работы внешней нагрузки P .

Предлагаемая методика статического расчета позволяет определить внутренние усилия в балочной плите и осадки упругого основания под плитой с учетом касательных напряжений в контактной зоне, достаточно полно исследовать эту зону взаимодействия балочной плиты с упругим основанием, а также получить полную картину влияния касательных напряжений на напряженно-деформированное состояние упругого основания. Численная реализация ВРМ производится методом конечных разностей (МКР) в вариационной постановке в программном пакете Mathematica.

Ключевые слова: балочная плита, биконтактная задача, упругое основание, однородное основание, слоистость упругого основания, касательные напряжения, контактная зона.

Введение

Из-за разнообразия конструктивных решений балочных плит и грунтовых условий в настоящее время нет возможности дать строгое решение пространственной задачи. В связи с этим допускают использование приближенного решения, согласно которому влияние жесткости балочной плиты и реактивных касательных напряжений на расчетные величины плитного фундамента определяют строго в плоской постановке. Затем результаты такого расчета используют для приблизительной оценки влияния указанных факторов на результаты расчетов по действительной пространственной схеме, выполненных по существующим методам без учета этих факторов [1].

Взаимодействие балочной плиты и упругого основания ленточного фундамента с учетом касательных напряжений в зоне контактного взаимодействия по сути является разновидностью контактных задач теории упругости [2], решение которой возможно в нелинейной постановке при работе упругих сред в зоне небольших упруго-пластических деформаций, т. е. с учетом физической нелинейности.

Учет нелинейности деформирования балочной плиты позволяет увеличить, как правило, допустимую нагрузку на плиту за счет перераспределения и уменьшения максимальных значений усилий, но при этом обнаруживается резкое возрастание неравномерности осадок. Данные нелинейного расчета позволяют выполнить достоверную оценку работы конструкции по предельным состояниям эксплуатационной пригодности.

Постановка задачи

Балочная плита ленточных фундаментов неглубокого заложения находится на упругом однородном слое глубиной (толщиной) H с приложенной внешней нагрузкой $q(x)$. Параметры плиты следующие: высота плиты h , ширина плиты $2l$, изгибная жесткость EJ .

Вводим гипотезы (предположения) и допущения для расчета балочных плит на упругом основании:

1) допущения и гипотезы теории упругости справедливы для рассчитываемой области упругого основания;

- 2) допущения и гипотезы плоского изгиба балки (плиты) справедливы для плиты;
- 3) при моделировании контактной зоны между балочной плитой и основанием могут возникать и растягивающие, и сжимающие напряжения, силы трения при моделировании учитываются, также учитываются касательные напряжения в зоне контактного взаимодействия.

Алгоритм решения задачи

Для решения рассматриваемой задачи применяется вариационно-разностный метод (ВРМ) [3], который реализуется в перемещениях через конечно-разностные соотношения теории упругости (случай плоской деформации) при использовании в решении функционала полной потенциальной энергии деформации системы, состоящей из плиты, упругого основания и зоны контактного взаимодействия.

Основание при расчете заменяется прямоугольной расчетной областью, на границах которой перемещения равны нулю; в контактной зоне справедливо равенство осадок основания прогибам плиты.

Основание аппроксимируется разбивочной сеткой конечных размеров с постоянным шагом по осям (рисунок 1).

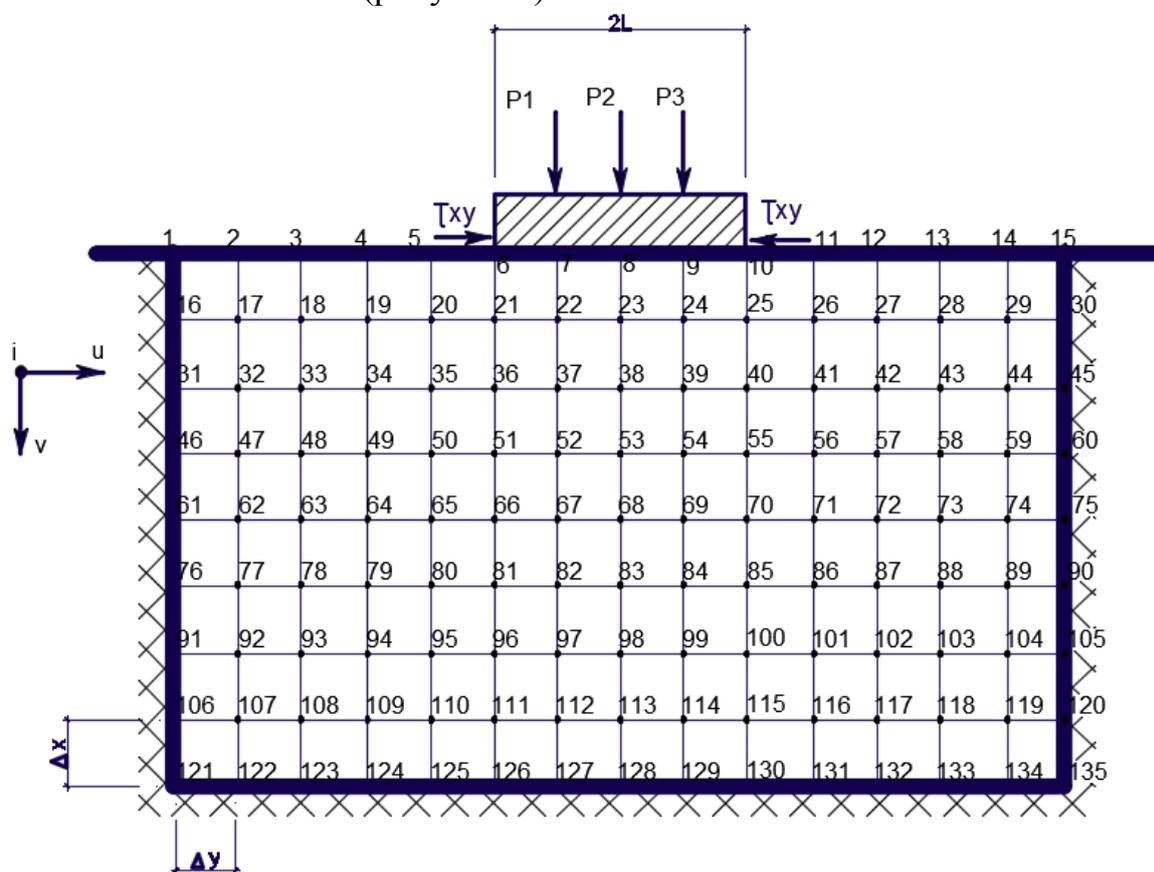


Рисунок 1 – Разбивочная сетка расчетной области

За неизвестные принимаем: $u_i(x,y)$, $v_i(x,y)$ – компоненты вектора перемещения i -той узловой точки основания, направленные вдоль осей X и Y соответственно; $p_y^{(i)}(x,y)$ – реактивные давления в зоне контакта балочной плиты с основанием, $\tau_{xy}^{(i)}(x,y)$ – касательные напряжения.

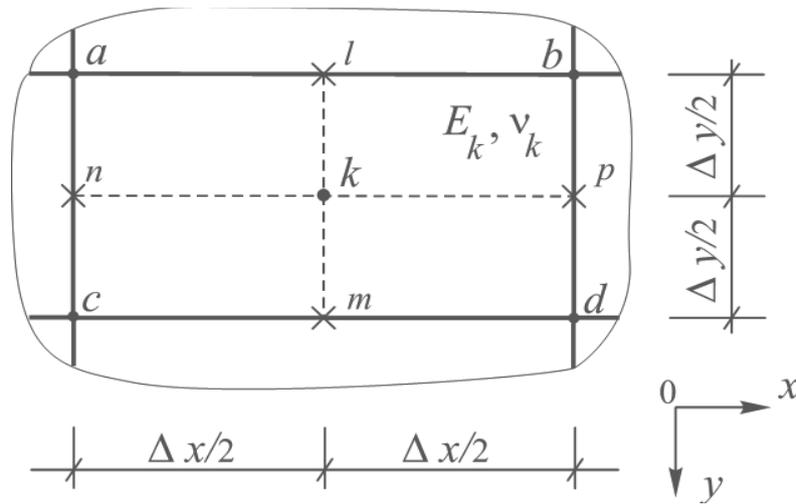


Рисунок 2 – Прямоугольная ячейка метода конечных разностей

Соотношение Коши в выражениях деформаций в точке k

$$\begin{aligned}\varepsilon_x^{(k)} &= \frac{\partial u_k}{\partial x} = \left(\frac{u_b + u_d}{2} - \frac{u_a + u_c}{2} \right) \cdot \frac{1}{\Delta x} = \frac{u_b + u_d - u_a - u_c}{2\Delta x}; \\ \varepsilon_y^{(k)} &= \frac{\partial v_k}{\partial y} = \left(\frac{v_c + v_d}{2} - \frac{v_a + v_b}{2} \right) \cdot \frac{1}{\Delta y} = \frac{v_c + v_d - v_a - v_b}{2\Delta y};\end{aligned}\quad (1)$$

$$\begin{aligned}\gamma_{xy}^{(k)} &= \frac{\partial u_k}{\partial y} + \frac{\partial v_k}{\partial x} = \left(\frac{u_c + u_d}{2} - \frac{u_a + u_b}{2} \right) \cdot \frac{1}{\Delta y} + \left(\frac{v_b + v_d}{2} - \frac{v_a + v_c}{2} \right) \cdot \frac{1}{\Delta x} = \\ &= \frac{u_c + u_d - u_a - u_b}{2\Delta y} + \frac{v_b + v_d - v_a - v_c}{2\Delta x}.\end{aligned}\quad (2)$$

Энергия деформаций прямоугольной ячейки

$$U_{i,j}^{(k)} = \frac{E_k}{2(1+\nu_k)} \left[\frac{\nu_k}{1-2\nu_k} (\varepsilon_x^{(k)} + \varepsilon_y^{(k)})^2 + (\varepsilon_x^{(k)})^2 + (\varepsilon_y^{(k)})^2 + \frac{1}{2} (\gamma_{xy}^{(k)})^2 \right] \Delta x \Delta y, \quad (3)$$

Величина полной потенциальной энергии балочной плиты на упругом основании \mathcal{E} состоит из энергии деформации плиты U , энергии деформации упругого основания A и работы внешней нагрузки Π

$$\mathcal{E} = U + A + \Pi. \quad (4)$$

В формуле (4), учтены касательные напряжения в контактной зоне в дополнительном слагаемом: энергия продольных деформаций в контактной зоне плиты с основанием, т. е.

$$A = U_f + U_t, \quad (5)$$

где U_f – энергия деформации упругого основания (плоская деформация) [4]; U_t – энергия сил сцепления (продольной деформации) в контактной зоне плиты с основанием.

Энергия деформаций упругого основания

$$U_f = \sum_{j=1}^{MY-1} \left(\sum_{i=1}^{NX-1} U_{i,j}^{(k)} \right) = \frac{1}{2} \sum_{j=1}^{MY-1} \left(\sum_{i=1}^{NX-1} \left(\frac{E_k}{1+v_k} \cdot \left[\frac{v_k}{1-2v_k} \cdot \left(\frac{1}{2\Delta x} (u_b + u_d - u_a - u_c) + \frac{1}{2\Delta y} (v_c + v_d - v_a - v_b) \right)^2 + \left(\frac{1}{2\Delta x} (u_b + u_d - u_a - u_c) \right)^2 + \left(\frac{1}{2\Delta y} (v_c + v_d - v_a - v_b) \right)^2 + \frac{1}{2} \left(\frac{1}{2\Delta y} (u_c + u_d - u_a - u_b) + \frac{1}{2\Delta x} (v_b + v_d - v_a - v_c) \right)^2 \right] \Delta x \Delta y \right) \right), \quad (6)$$

где NX – число узлов по оси X ; и MY – число узлов по оси Y .

Энергия сцепления в контактной зоне

$$U_t = \frac{\Delta x}{2} \sum_{i=I+1}^{K1-1} EA_{i=I+1} \left(\frac{u_{i+1} - u_i}{\Delta x} \right)^2. \quad (7)$$

Энергия деформации изгиба плиты

$$U = \frac{\Delta x}{2} \sum_{i=I+1}^{K1-1} EJ_{i=I+1} \cdot \left(\frac{v_{i+1} - 2v_i + v_{i-1}}{\Delta x^2} \right)^2. \quad (8)$$

Потенциал внешней нагрузки

$$P = - \sum_{i=I+1}^{K1-1} q_i(x) v_i \Delta x. \quad (9)$$

Вначале решается задача в линейной постановке. По вычисленным значениям перемещений i -той узловой точки $u_i(x)$, $v_i(y)$, используя геометрические уравнения Коши и конечно-разностные соотношения (1, 2), определяется интенсивности деформаций и напряжений в центрах ячеек (см. формулы теории упругости).

Имея значения напряжений и перемещений, полученных в результате решения задачи в первом приближении, определяем *касательный или секущий модули деформации* для каждой ячейки и решаем задачу во втором и последующих приближениях, с учетом изгибной и продольных жесткостей балочной плиты.

Итерационный процесс заканчивается, как только разница между последующим и предыдущим приближением исследуемой функции будет соответствовать требуемой точности решения задачи.

Решение задачи

Для решения задачи составлена расчетная программа Mathematica 10.0 и проведена ее числовая апробация для однослойного основания (супесь) – $\sigma_y = 0,25 \text{ МПа}$; $\nu = 0,33$; $E = 10 \text{ МПа}$; железобетонная плита фундамента (бетон марки С20/25), $l = 1,6 \text{ м}$, $h = 0,3 \text{ м}$; $E_o = 2,75 \cdot 10^{10} \text{ Па}$, равномерная нагрузка заменяется сосредоточенными силами $P1 = P3 = 100 \text{ кН}$, $P2 = 200 \text{ кН}$. Устанавливаем критерий сходимости 3 %.

На рисунке 3 приведены результаты расчета осадок основания и фундаментной плиты, с учетом касательных напряжений и без них в контактной зоне для первых двух итераций, а также линейный расчет для сравнения. Сходимость составила 2,2 %. Уменьшение осадок – 3,1 %.

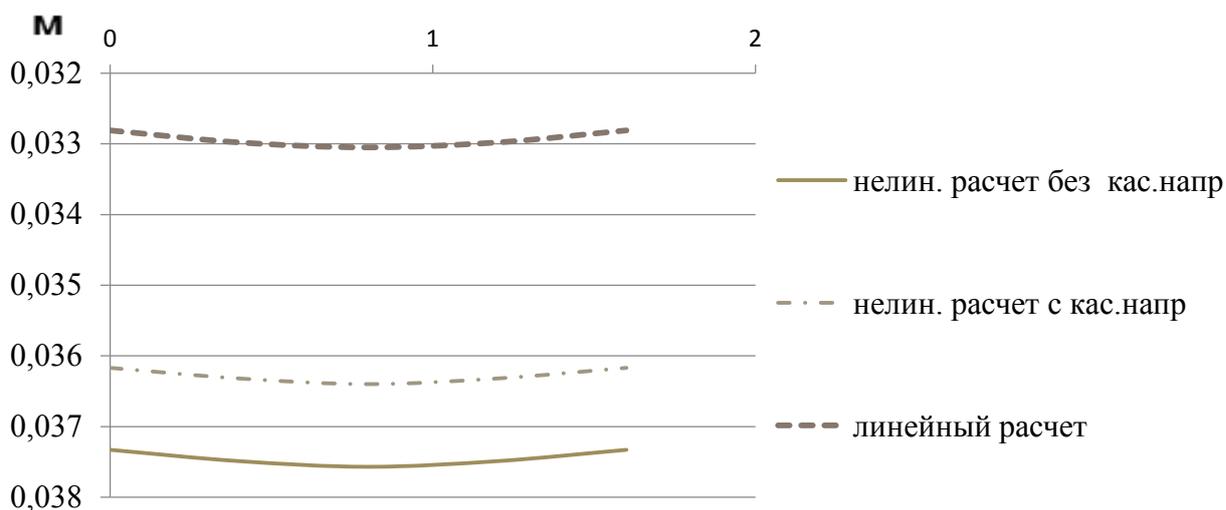


Рисунок 3 – График сравнения результатов осадок

Выводы

Предложенная методика расчета системы балочной плиты с однородным упругим основанием вариационно-разностным методом с использованием конечно-разностных уравнений полной потенциальной энергии, позволяет определить внутренние усилия в балочной плите и осадки упругого основания под плитой, более полно исследовать эту зону биконтактного взаимодействия с учетом касательных напряжений.

Полученные результаты уменьшения осадок (рисунок 3) говорят о влиянии касательных напряжений, что также подтверждается в работах И. И. Гудушаури [6].

Литература

1. Руководство по проектированию плитных фундаментов каркасных зданий и сооружений башенного типа. Разработано к СНиП II-15-74. – М. : Стройиздат., 1984. – 265 с.
2. Александров, А. В. Основы теории упругости и пластичности: уч. для строит. спец. вузов / А. В. Александров, В. Д. Потапов. – 2-е изд., испр. – М. : Высш. шк., 2002. – 400 с.
3. Козунова, О. В. Особенности проектирования плитных фундаментов на многослойных основаниях со слабыми слоями грунтов / О. В. Козунова // Рекомендации по проектированию и устройству рациональных фундаментов на основаниях, сложенных озерно-ледниковыми и лессовидными грунтами : Р 5.01.056.09 : введ. 01.10.09. – Минск : Стройтехнорм, 2009. – Гл. 8. – С. 39–47.
4. Козунова, О. В. Статический анализ системы «балочная плита – нелинейно-упругое неоднородное основание» вариационно-разностным методом: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.17 / О. В. Козунова. – Минск, 2017. – 168 л.
5. Босаков, С. В. Статические расчеты плит на упругом основании / С. В. Босаков. – Минск : БНТУ, 2002. – 127 с.
6. Гудушаури, И. И. Расчет фундаментных полос на действие симметричных и обратносимметричных нагрузок с учетом касательных напряжений на поверхности контакта / И. И. Гудушаури // Известия АН СССР. Механика и машиностроение. – № 5. – 1960. – С. 49–57.

ARCHITECTURE OF INDIVIDUAL BUILDINGS IN RESIDENTIAL FORMATIONS OF WESTERN BELARUS IN THE 1930-S.

S. V. Kivachuk¹, T. A. Panchenko²

¹ *PhD in architecture, Assistant, BrSTU, Brest, Belarus*

² *PhD in architecture, Associate Professor, BrSTU, Brest, Belarus*

Abstract

In the 1930-s, estate development did not become widespread in the mass housing construction of Western Belarus. However, in the structure of new residential formations in Molodechno and Postavy, separate single-family houses-villas were erected. The article discusses their architectural and planning, spatial, compositional and stylistic features. The combination of these features makes it possible to attribute the described building to the architecture of rational modernity. The houses have asymmetrical compositions consisting of rectangular volumes of different sizes, flat roofs. The internal organization of houses combines techniques of axial symmetry and flowing space. The described objects have retained their original appearance and need state protection.

Keywords: estate development, rational Art Nouveau, Western Belarus, architectural heritage.

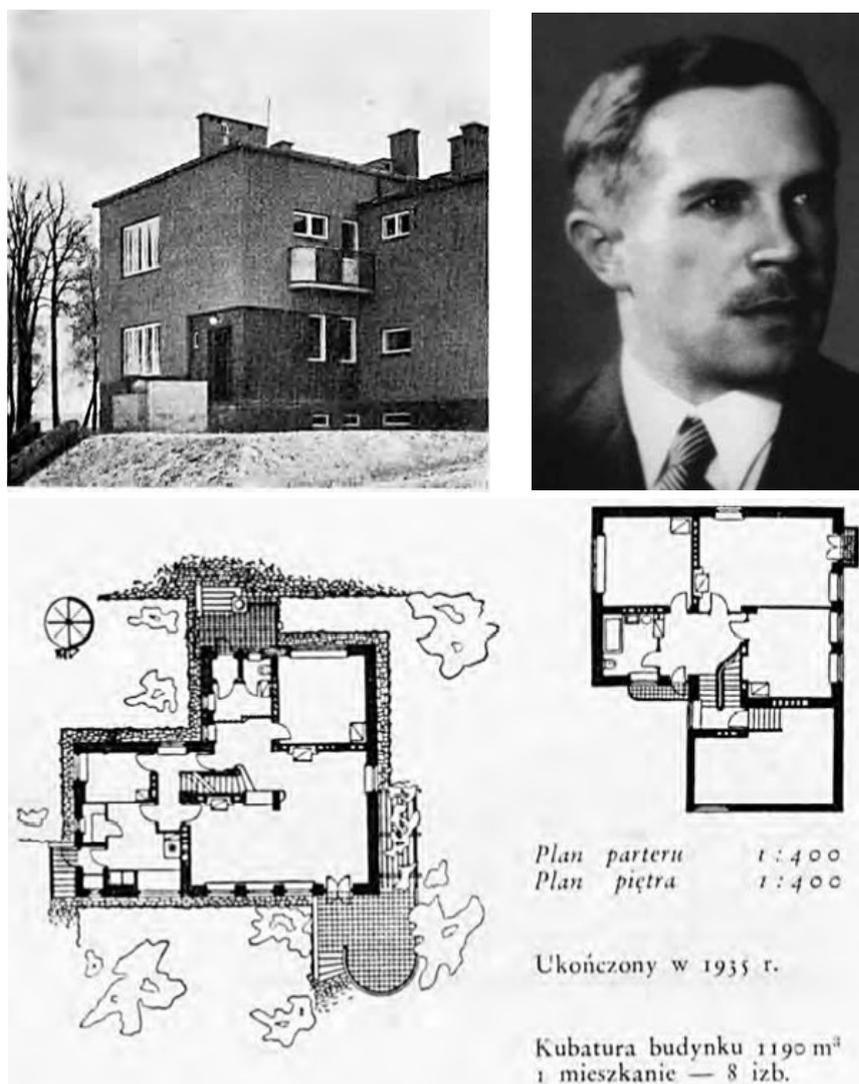
Introduction

The manor architecture of Western Belarus (1921–1939) is primarily associated with projects implemented in the early 1920-s as part of the state program to provide housing for civil servants [1, pp. 119–123]. Their spatial, compositional and stylistic solutions were based on the regional traditions of Art Nouveau architecture [2, p. 6]. In the 1930-s, due to the spread of modernist ideas in Europe, the architecture of most individual residential buildings acquires rationalistic features [3]. However, during this period, estate residential development on the territory of the Western regions of the country did not receive proper distribution in mass housing construction. Multi-apartment residential buildings replaced the homestead construction of small residential formations (employee colonies) characteristic of the early 1920-s [1, p. 124]. During this period, most of the manor houses were built according to individual orders, they were located in the structure of already established settlements, on vacant lots. The design and construction were carried out by local specialists who followed the latest achievements of world practice, relying on information from periodicals [4, p. 56]. The compositional and stylistic features of such an individual residential development are largely described by domestic authors E. V. Morozov and A. S. Shamruk [2; 5].

In the structure of residential units erected in the mid-1930s, there are individual single-family houses. Their characteristic features have not been studied and described. These are, first of all, villa houses in Molodechno and Postavy [6, pp. 60–61]. Their appearance indicates the predominance of a rationalistic approach in design. The buildings were implemented by state order, the authors of the projects of which were famous Polish architects.

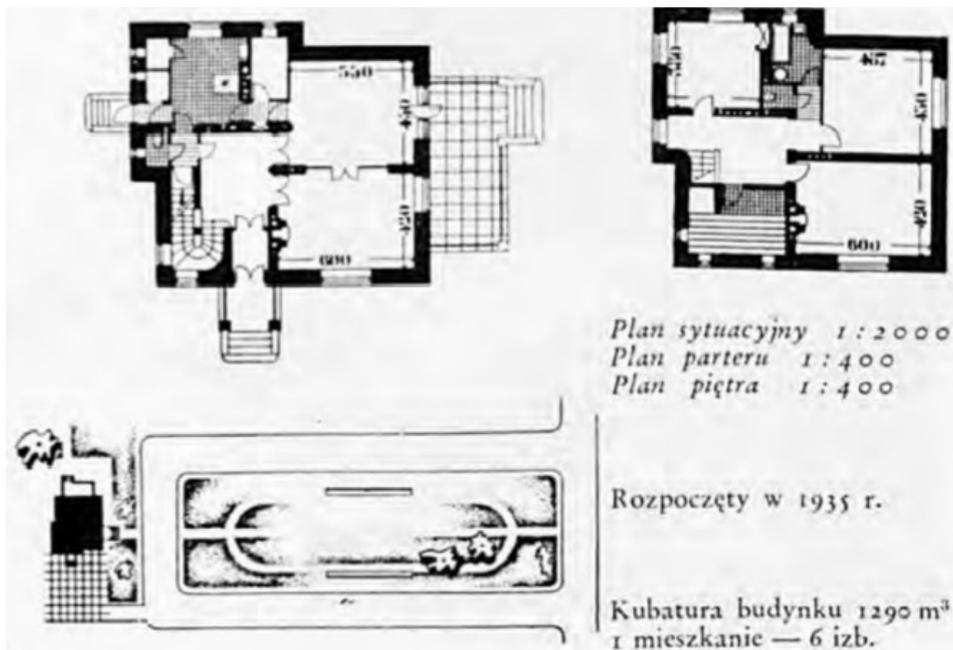
Methods

Manor house-villa for the commander of the regiment in Molodechno was designed by Alexander Kafarsky in 1935 (paul. Alexander Julian Kafarsky, 1899 (?)-1945, Frankfurt) – Polish architect, graduate of the Architectural Faculty of Warsaw Polytechnic, Second Polish Republic (1931, engineer-architect), president of the Union of Polish Architects (SARP), until 1939 [7] (figure 1). The modern address of the building: Minsk region, Molodechno, Constantia Builo str., 1. Total area: 210 m² (235 with terrace), residential – 120 m². The house is designed for 8 people.



1) photograph, circa 1937 [8, p. 79]; 2) A. Kafarsky; [7]; 3) floor plans [8, p. 79]
Figure 1 – House-villa of the regiment commander in Molodechno

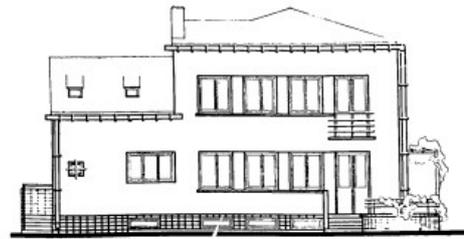
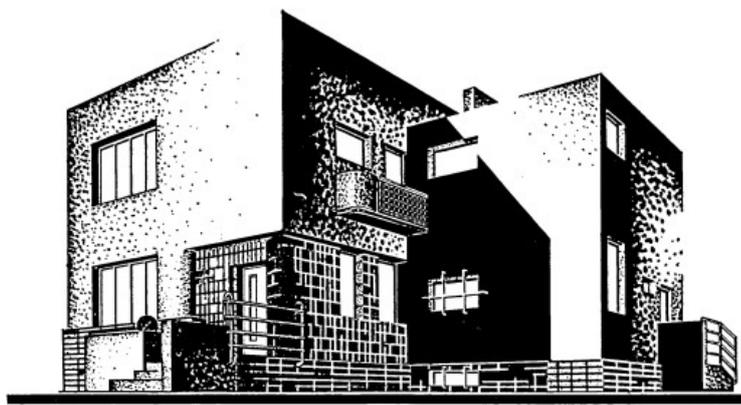
Manor house-villa for the commander of the regiment in Postavy was designed by Czesław Wolff in 1935 (Paul Czesław Wolff (Wolf), 1885 – 1953) – Polish architect and military (colonel), graduate of the Architectural Faculty of Lviv Polytechnic, Austria-Hungary (1912, engineer-architect) [7] (figure 2). The modern address of the building: Vitebsk region, Postavy, Stankevich str. Total area: 195 m² (220 with terrace), living area – 115 m². The house is designed for 6 people.



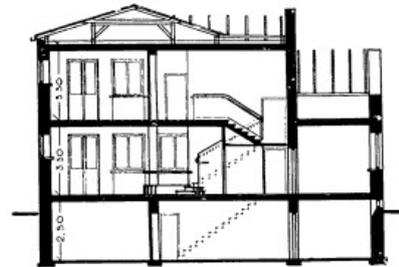
1) photograph, circa 1937 [8, p. 86]; 2) C. Wolff [7]; 3) floor plans, general plan scheme [8, p. 86]
Figure 2 – The house-villa of the regiment commander in Postavy

Results and discussion

The building in Molodechno is two-storeyed with a basement, has an asymmetric spatial composition consisting of two rectangular volumes of different sizes with a low-sloping roof (figure 3). The building is located on a hill. The facade is formed by a contrasting combination of planes made of different materials (cement brick, clinker brick, rough concrete). Part of the facade plane, lined with clinker brick, distinguishes the entrance group. In different volumes, the height of the base is different. The basement is also lined with clinker brick. The composition is emphasized by different-sized windows – large four-leaf windows in living rooms and small ones in utility rooms. Above the windows are straight lintels of brick laid on an edge. The entrance porch with a high flight of stairs, without a canopy, has an open area. On the second floor there are exits to narrow balconies from the master bedroom and the hall.



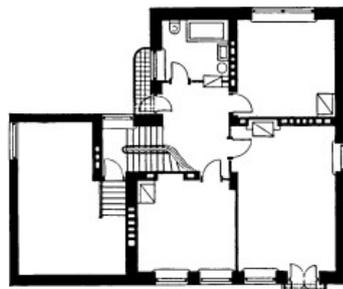
Elewacja od strony ogrodu



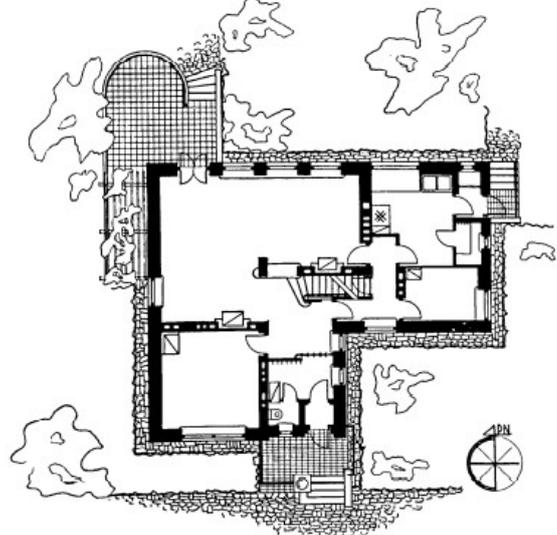
Przekrój 1:200



Elewacja od ulicy. 1:200



Rzut piętra 1:200



Rzut przyziemia. 1:200

MOŁODECZNO. Dom Dowódcy. Proj. arch. Aleksander Kafarski.

MOŁODECZNO. Dom Dowódcy. Proj. arch. Aleksander Kafarski.

Figure 3 – House in Molodechno: general view, facades, section, floor plans.

The composition of the plan is L-shaped. The main volume is intended for the residents of the house, the second – for the servants. Each volume has its own input. A group of rooms in the collective zone is formed by a central hall with a staircase and a dining room and a living room located around it with access to the terrace (figure 4). At the same time, the composition of these rooms is open, separated functionally only by barriers. Fireplaces are arranged in the living and dining areas. In the hall there is also a guest bedroom for two, a toilet and a place to store outerwear. The block of service rooms includes a separate entrance (black), food pantries, a spacious working kitchen (equipped with a stove, a double sink and a cutting table), a maid's room. A group of these rooms is united by a common narrow corridor-vestibule, from which exits to the dining room, descent to the basement and exit to the hall are arranged.

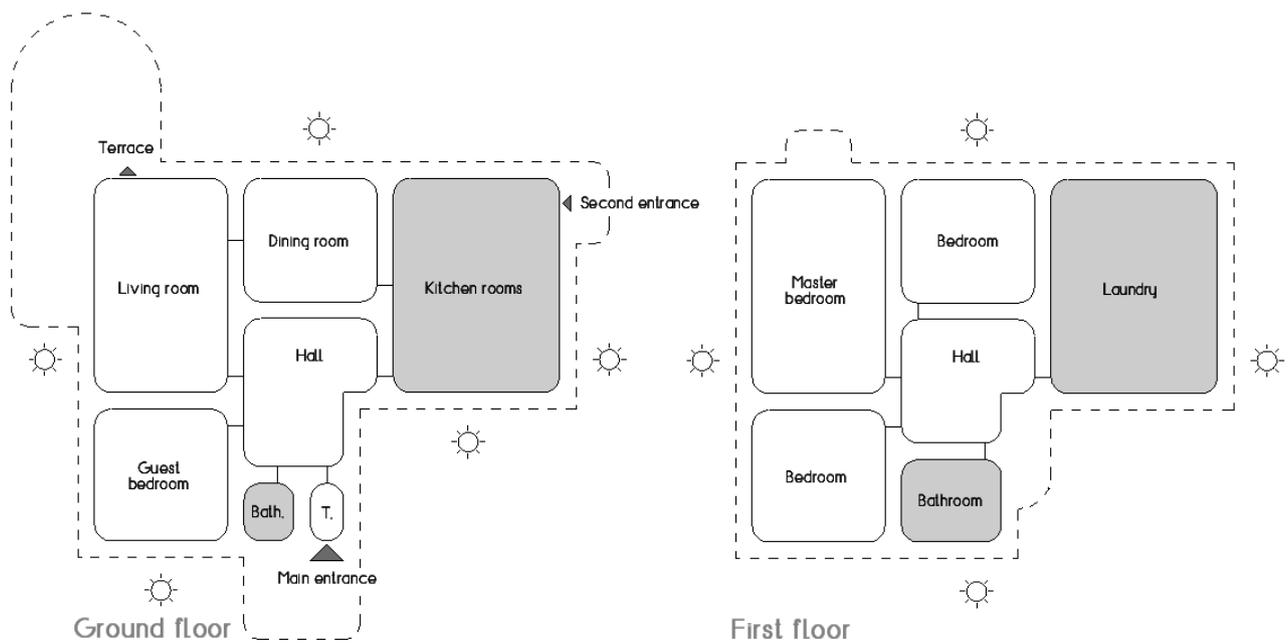


Figure 4 – Diagram of the spatial organization of the premises of the house (by floors)

The second floor includes a group of individual zone rooms united by a common hall. From the hall there are entrances to the master bedroom, two children's rooms, a spacious bathroom located above the entrance area.

The Postavy building is two-storeyed with a basement, has an asymmetric frontal composition consisting of rectangular volumes with a flat roof (figure 5). The building is located so that the main entrance is located in the alignment of the central alley of the boulevard. The main facade is formed by a contrasting combination of planes made of different materials (light plaster, clinker brick, rough concrete). The brick part of the facade plane with small windows highlights the internal layout – the presence of a bath (sauna) on the second floor. The right part of the facade, including living quarters, is symmetrical with respect to the axes of the tricuspid windows. The entrance porch rises by 5 steps, with side walls. The flat reinforced concrete slab of the canopy is supported by rectangular columns. The basement of the building is about a meter high, lined with natural hewn stone. The facade ends with a simple cornice of a vertically stacked row of bricks. The strict asymmetrical facade with windows of different sizes and proportions, functionally emphasizing the internal organization, the design of the entrance groups and the facades plastered in light tones with inserts of stone materials indicate the direct influence of the Viennese Architectural School and, in particular, the work of Adolf Loos [10, pp. 98–113].

The composition of the plan includes two rectangles cutting into each other. The main volume is intended for the residents of the house, the second – for the servants. Each volume has its own input. The group of rooms of the collective zone is formed by a central hall with a staircase, a living room with a fireplace and a dining room with access to the terrace (figure 5). All rooms are interconnected by double doors. The block of service rooms includes a separate entrance (black), food pantries, a spacious working kitchen with a stove in the center, a maid's room. From this area, through the vestibules, there is an exit to the dining room, a descent to the basement,

a passage to the restroom and an exit to the hall. The line including the back entrance, kitchen, dining room and exit to the terrace has a clear axial structure. The kitchen premises are oriented to the north-east side, the living-dining room premises are oriented to the south-west.

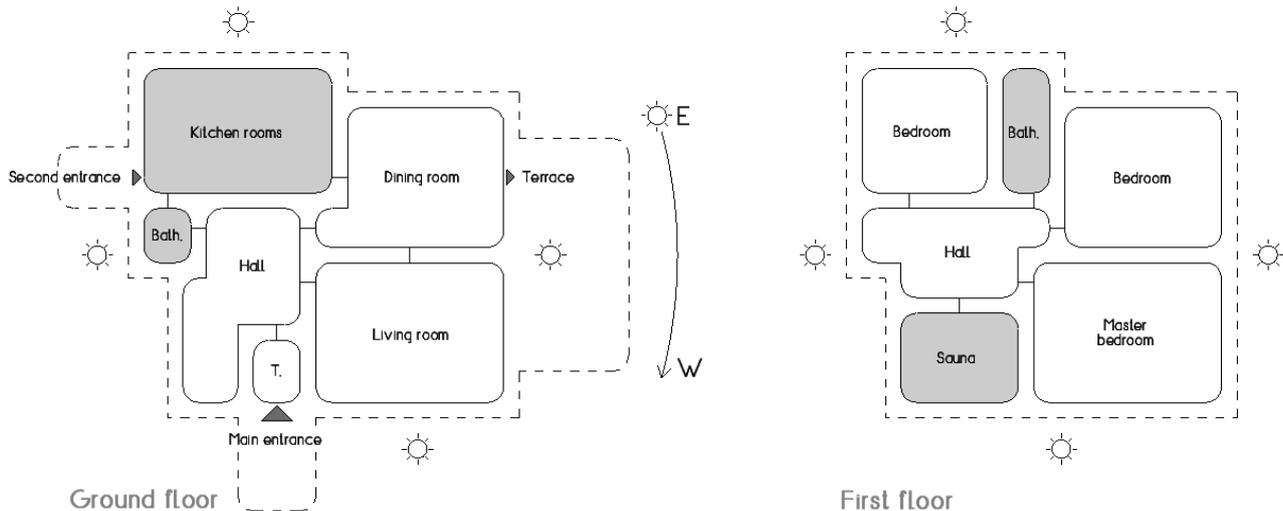


Figure 5 – Diagram of the spatial organization of the premises of the house (by floors)

The second floor includes a group of individual zone rooms united by a common hall. From the hall there are entrances to the master bedroom, two children's rooms, a restroom, a bathroom, a sauna (sauna) located above the entrance vestibule and part of the stairs.

Manor houses in Molodechno and Postavy are quite well preserved, currently used as public buildings. In order to prevent further distortion of their appearance and subsequent loss of value, the buildings must be provided with state protection by including them in the State List of Historical and Cultural Values of the Republic of Belarus.

Conclusions

The considered objects make it possible to determine the characteristic features of the residential estate development of Western Belarus in the 1930s in the context of the development of Western European architecture of the interwar period and to establish causal relationships between the processes of formation, development and transfer of housing construction practices of the previous decades. Influenced by the rationalistic trends in design laid down by the Vienna School of Architecture in the early years of the twentieth century, the pan-European ideas of modernism of the early 1920-s, and the popularity of Art Deco in the 1930-s. The traditional residential architecture of the Art Nouveau era acquires a set of new qualities and characteristics inherent in both the Polish interwar development and its implementations on the territory of the Republic of Belarus. It is characterized by compositions consisting of simple rectangular volumes with flat roofs; the use of a certain set of stylistic techniques, high-quality finishing and building materials; the use of a single scheme of internal organization of space. The main differences between the described objects are in the variations of the facades and the inclusion of various additional rooms in the layout of the apartments.

References

1. Kivachuk, S. V. Zhilishchnoe stroitel'stvo vo Vtoroj Pol'skoj respublike: napravleniya razvitiya na territorii Zapadnoj Belarusi / S. V. Kivachuk // Osobennosti razvitiya regional'noj arhitektury: sbornik statej mezhdunarodnoj nauchno-prakticheskoy konferencii, 10–11 fevralya 2023 g. – Brest : BrGTU, 2023. – S. 119–126.
2. Morozov, E. V. Stili i napravleniya v belorusskoj arhitekture 1920–1930-h godov : dis. ... kand. ist. nauk: 17.00.04 / E. V. Morozov; Inst. iskusstvovedeniya, etnografii i fol'klora im. K. Krapivy NAN Belarusi. – Minsk, 2006. – 20 l.
3. Morozov, E. Modernizm w architekturze białoruskiej lat 1920–1930 – cechy ogólnoeuropejskie i osobliwości regionalne / Evgeniy Morozov // Architektura lat międzywojennych i jej [Electronic resource]. – 2009. – Rezhim dostupa: <https://www.gdynia.pl/zabytki/cykl-modernizm-w-europie-modernizm-w-gdyni,7219>. – Data dostupa: 19.04.2023.
4. Mykhaylyshyn, O. Architecture of avant-garde in Ukraine in 1921–1939: origins, ways of spreading, main features. Case study of Volyn / O. Mykhaylyshyn // Multiple Modernities in Ukraine: DOCOMOMO Journal, № 67, 12 december 2022. – Delphi : Delft University of Technology, 2022. – P. 56–64.
5. Shamruk, A. S. Arhitektura Belarusi XX – nachala XXI veka. Evolyuciya stilej i hudozhestvennyh koncepcij : dis. ... doktora ist. nauk: 17.00.04 / A. S. Shamruk ; Inst. iskusstvovedeniya, etnografii i fol'klora im. K. Krapivy NAN Belarusi. – Minsk, 2008. – 38 l.
6. Panchenko, T. A. Zhilye planirovochnye obrazovaniya 1930-h gg. v Zapadnyh regionah Belarusi / T. A. Panchenko, S. V. Kivachuk // Architecture: collection of scientific works / redkol.: A. S. Sardarov (gl. red.) [i dr.]. – Minsk : BNTU, 2023. – Vyp. 16. – S. 58–64.
7. In memoriam – Pamięci Architektów Polskich [Electronic resource]. – Rezhim dostupa: <http://inmemoriam.architektsarp.pl>. – Data dostupa: 10.12.2022.
8. Sprawozdanie Funduszu Kwaterunku Wojskowego 1927–1937 / Military Accommodation Fund. – Warsaw, 1938. – 220 p.
9. Domy mieszkalne Funduszu Kwaterunku Wojskowego. Sprawozdanie 1930–1933 / Military Accommodation Fund. – Warsaw, 1934. – 249 p.
10. Raumplan versus Plan Libre: Adolf Loos and Le Corbusier / Max Risselada [et al.] ; edited by Max Risselada. – Rotterdam, 2008. – 201 p.

UDC 624.012

FLEXIBLE PREFABRICATED SYSTEM MORAVAMONT 2000

Živko P. Cuckič

*President Dadge International LTD Company – Serbia and European Union,
dadge_serbia@yahoo.com*

Abstract

At the end of a decade-long research work at the Moravamont plant in Gnjilane, a new completely prefabricated building system was created from reinforced concrete and prestressed precast elements on the track, which was called Moravamont 2000. Presented in paper final results demonstrates that the construction is well and rationally designed, that the construction behaviour for the maximum expected

earthquake effects with a return period of 500 years, according to the criterion of regulation, is resistant and resistant to an earthquake without major damage. The idea is to present through new system moravamont 2000 its flexible side along with the possible development using 3D technology.

Keywords: prestressed precast element, seismic action, structural system, 3D.

1 Introduction

Moravamont Factory from Gnjilane (Figure 1) is one of the four factories in the Vemont system in the former Yugoslavia. In addition to the Vemont system, the factory Adrijamont and the IMS system of professor Branko Žeželj also have a factory. The factory owns its raw material base – quarry, concrete base, as well as modern mold hydraulics (flares), reinforcement, internal transport and all necessary contents, which can be seen from the attached documentation. In addition to adhesion pre stressing, it also has the possibility of expanding the basic product range by applying universal pre-precision on the track, as well as innovation within the system, as well as possible combinations. This idea of the combination was supported in 1982 by my professor Momir Krastavcevic in postgraduate studies in Nis. The factory's position allows expansion of production capacities, which the author started in 1989, at the time he was at the head of Binačka Morava, but, unfortunately, the built structure was not put into operation, although the feasibility studies are still good for all new products today. The complex itself enables the creation of a universal concept of construction according to the system: concrete, metal, wood, which practically provides a leading position in the construction industry in the Balkans.

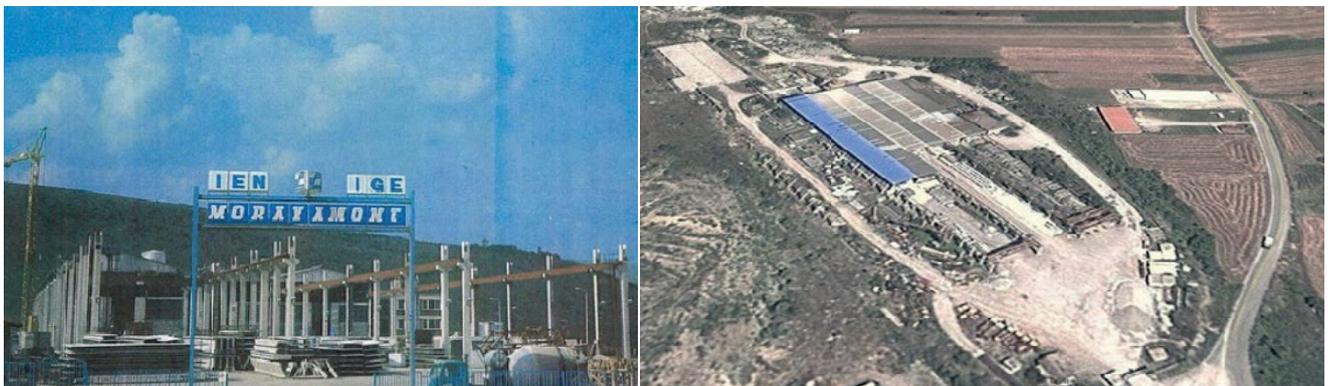


Figure 1 – Moravamont complex in Gnjilane

2 Methods

The idea to make Moravamont 2000 a flexible one came as a need to resolve construction projects on different locations, both in constructing houses and apartments, business halls and other public buildings.

The solution lies in merging elements, their easy transport and quick creation of technical line for constructing elements for each construction site. The fundamental models for the construction of apartments and halls have been presented for this occasion (figure 2), along with the fundamental model for the transport of all elements (figure 3), and Moravamont 2000 system technology together with Elematic from Finland (figure 4).



Housing program

Hall program

Figure 2 – Housing program and Hall program

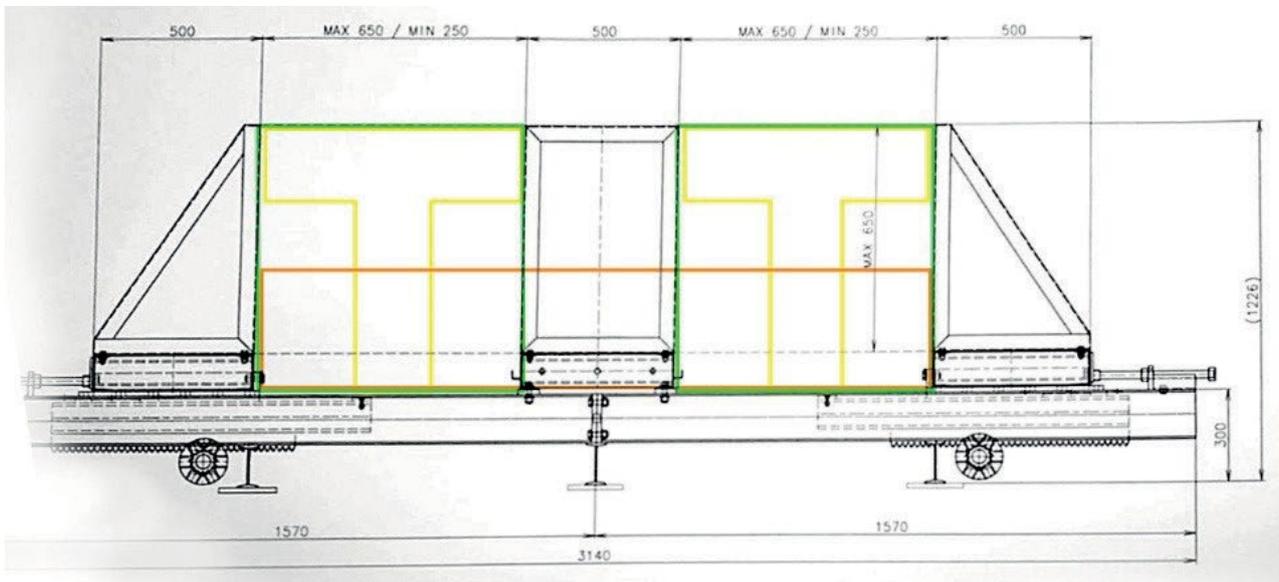


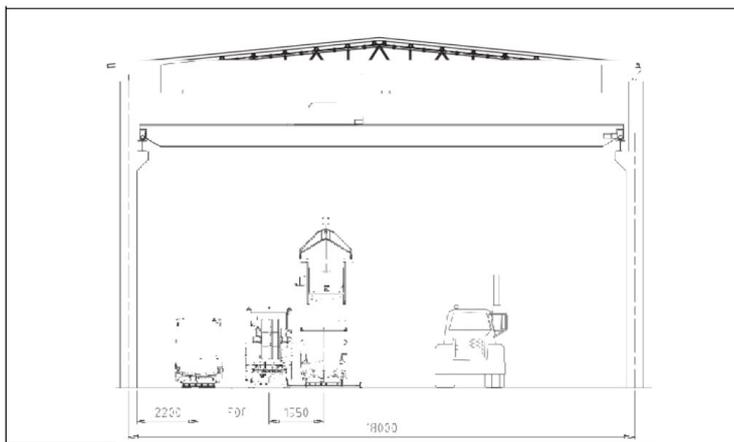
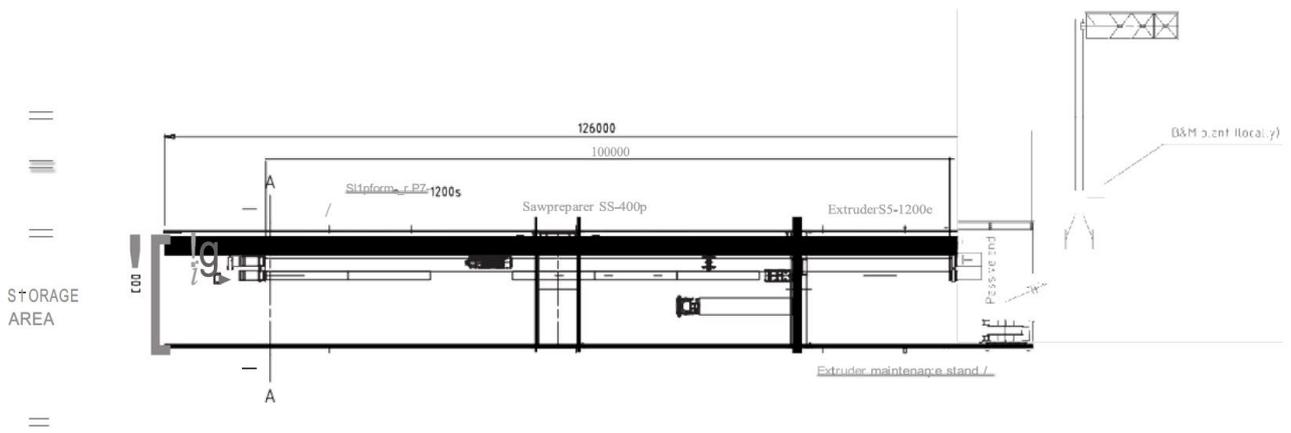
Figure 3 – Complete transport technology (2,8 × 12) m

3 Result and discussion

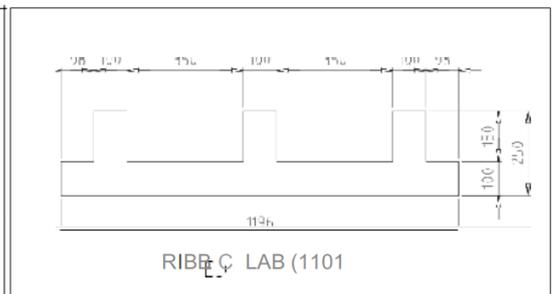
The results coming out of this flexible system Moravamont 2000 do not fall behind in terms of quality with fabricated ones, what is more, they allow better construction organization as well as the possibility to mix with local materials. The idea resulted from the project of building around 10 000 apartments in Africa, which was postponed for 2021 due to the pandemic caused by corona virus. In this case, the energy reduces the price for 15 per cent.

4 Conclusions

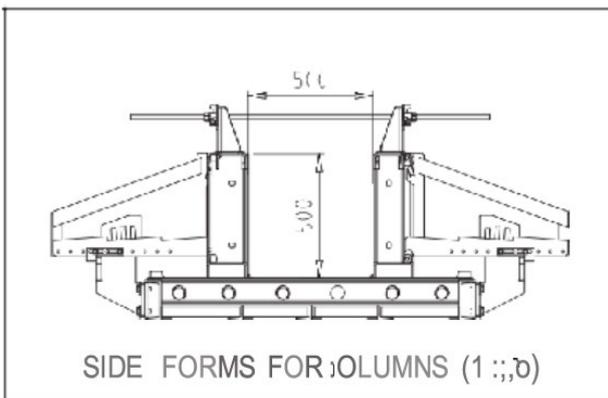
Besides achieving good results when it comes to the strength and resistance of the structure as well as its duration in the areas with seismic activities, suggested flexible variation of the system Moravamont 2000. Additionally, it brings the rigidity of the prefabricated structure closer to the monolithic one. All of this provides great possibilities for further research regarding the increase of the structure's span and its optimality.



A-A (11001, rotated 90°)



RIBBON LAB (1101)



SIDE FORMS FOR COLUMNS (1 : 10)

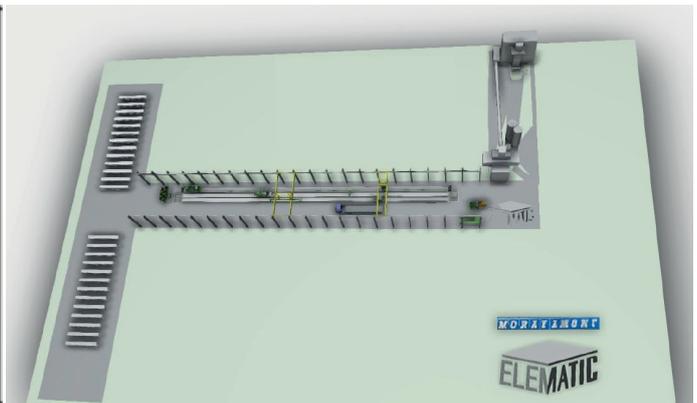


Figure 4 – Elements system Moravamont 2000

3D technology starts with resolving the element layers, but it is planned to be used for the elements' construction too. Thanks to that the whole automatization of the process of manufacturing elements will be achieved. In addition, the whole process of construction will be automatized as well (the whole process starting with the idea till the realization of the project will be computerized) figure 5 and figure 6.

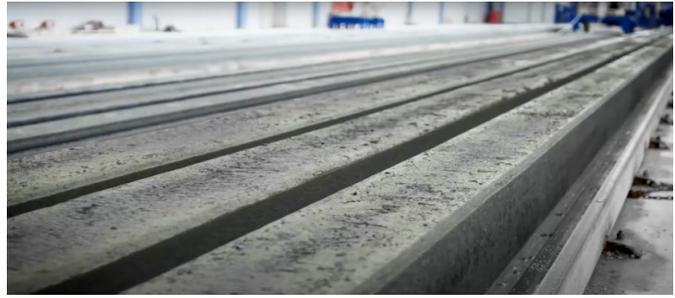


Figure 5 – Modles

Figure 6 – The process of constructing the elements using 3D technology

References

1. Witzany, J. Konstrukce pozemnich staveb 70 / J. Witzany. – Praha, 2003. – 268 p.
2. Cuckič, Ž. P. Optimization System Moravamont – New Project of Moravamont 2000 for Construction in Seismic Conditions / Ž. P. Cuckič, J. Witzany, V. Cuckič // International Journal Science and Engineering Investigations. – 2018. – Vol.7, issue 72. – P. 61–69.
3. Cuckič, Ž. P. Improvement of Moravamont mounting System: Seismic active areas / Ž. P. Cuckič. – London : LAP Lambert Academic Publishing, 2018. – 214 p.

APPLICATION OF FIBER-REINFORCED CONCRETE AND RENEWABLE AGGREGATES IN CONCRETE STRUCTURES

Юй Хаосюань¹, Ван Сяньпэн², С. Н. Ковшар³

¹ *Строительный факультет БНТУ, Минск, Беларусь, yuhaoxuan2001@gmail.com*

² *Аспирант, строительный факультет БНТУ, Минск, Беларусь,*

wxrxueshu_phd@163.com

³ *Доцент, строительный факультет БНТУ, Минск, Беларусь, kovshar-36@tut.by*

1 Introduction

In recent years, with the concept of green environmental protection deeply rooted in the hearts of the people, environmental protection has been paid more and more attention, the concept of sustainable development has been gradually proposed, with the concept of green environmental protection gradually applied to the field of building materials, new green environmental protection materials have become one of the hot spots of research, and have made great progress and development. Based on this concept, we studied the renewable aggregate, using shells as additives to replace the traditional aggregate into the concrete soil, and evaluated the mechanical properties and environmental performance of the renewable aggregate, and concluded that the renewable aggregate can provide sufficient strength for the concrete and has lower carbon emissions and higher economic value, in order to achieve higher strength and expand the application range of renewable aggregates, so that they can be applied to concrete structures, with reference to the research of many scientific researchers, Amran found that adding fibers to concrete improved the performance of the concrete, giving it greater strength [1]. It is believed that fiber has the characteristics of light weight, low production cost, easy molding, high tensile strength and flexural strength, and elasticity [2]. We envision that a combination of fibers and renewable aggregates can be added to concrete to make it stronger for better economic and social value. Therefore, we will analyze the possibility of fiber reinforced concrete and renewable aggregate application in concrete structures by evaluating the mechanical properties of concrete with the addition of fiber and renewable aggregates.

2 Additive composition and properties

2.1 Shell composition and properties

The shell is mainly composed of inorganic phase and organic phase, the inorganic phase is about 95~99,9 % CaCO₃ (calcite, aragonite, aragonite and amorphous form), and the organic phase is composed of about 0,1~5 % organic matter (protein, glycoprotein, polysaccharide, chitin and lipid, etc.). Generally speaking, the basic structure of the shell is mainly divided into three parts, the outermost layer is the stratum corneum composed of hard protein, the middle layer is the prismatic layer composed of calcite or aragonite crystals, which mainly provides hardness and dissolution resistance for the shell, and the innermost layer is the nacre, which mainly provides hardness and toughness for the shell, which is generally composed of CaCO₃ minerals (inorganic phase) and organic matter (organic phase) such as calcite or aragonite [3].

The shell has sterilization and antibacterial, drying adsorption, fire retardant and flame retardant, light weight, high strength, good durability and other properties. The waste shells are crushed, screened, calcined and other processes to make granular materials, and the particle size is generally between 0,15~4,75 mm. When replacing the traditional sand and gravel aggregate, the shell has higher strength, good mechanical properties and solidity than sand and gravel, can withstand the load and stress in the concrete, and ensure the safety and stability of the concrete structure; has low water absorption and adsorption, reduces the loss and evaporation of cement slurry; ensures the workability of concrete, has a reasonable particle gradation and shape, can reduce the porosity in the concrete, improves the compactness and strength of the concrete; has a low alkali activity and harmful substance content, and avoids the reaction with the alkali in the cement, resulting in the cracking of the concrete. In addition, studies have shown that the appropriate proportion of shells can replace fine aggregates to fill the pores of the material, improve the overall compactness, reduce the absorption rate, improve the compressive strength, and improve the workability, strength and durability of the mortar [4]. Therefore, when replacing traditional aggregates, shells have full rationality and feasibility.

2.2 Composition and mechanical properties of reed fiber

The components of reed fiber are mainly cellulose, hemicellulose, lignin, ash and wax. There may be some differences in different reed species and origins, but generally speaking, the cellulose content is the highest, accounting for 40 %~60 % of the dry weight of the reed, followed by the hemicellulose content, accounting for 10 %~20 %, and the lignin content is lower, accounting for 5 %~15 %. The content of other components such as ash and wax is less, accounting for about 1 %~5 % each [5].

Many studies have shown that the application of a large number of reed fibers on concrete is feasible, and many scientists carbonize the reed fibers, grind them into powdery substances and add them to structural concrete. Or the reed fiber is cut and added to the structural concrete, natural fiber in the application of concrete, reed fiber as a fiber material to improve cement or lime-based mortar, it can well enhance the mechanical properties of concrete, and can be well used in green buildings [6, 7]. According to research, the flexural toughness of reed fibers is crucial for construction applications, where it can withstand horizontal stresses such as seismic shocks or wind. A significant advantage of reed composite fiber materials as a brittle reinforced material is the flexural resistance after cracking. In addition, the use of natural fibers plays a fundamental role in improving the mechanical properties of composites, and the reinforcing materials are distributed in composites with effective sealing and bridging crack capabilities under bending or tensile stress, so the post-crack toughness caused by natural fibers in cement materials may allow for large-scale construction use of such composites.

3 Experimental design

3.2 Experimental method

In order to study the mechanical and mechanical properties of reed fiber and shell aggregate concrete in the composite shear state, with the substitution rate, normal stress and reed fiber content as the changing parameters, under the replacement rate of 10 %, 30 % and 50 % shell aggregate replacement rate, the reed fiber was added at

the addition rate of 1 %–6 % of the cement mass to design a standard cube specimen for composite shear test. The failure mode of concrete under direct shear and compressive shear was observed, the shear stress-displacement curves of the whole process under direct shear and compressive shear were obtained, and the influence of substitution rate, normal stress and reed fiber content on the shear strength and peak displacement of reed fiber reinforced concrete was analyzed in depth. The purpose of the experiment was to determine the optimal content value of reed fiber and the shear strength of reed fiber reinforced concrete. At the same time, a standard group without additives was added to judge the effect of reed fiber on concrete.

3.3 Experimental Materials



Figure 1 – Physical properties of the reed fiber

R42.5 ordinary Portland cement is used, natural coarse aggregate is ordinary gravel (0/5 particle size 5–10 mm, 1/2 particle size 10–20 mm, 1/3 particle size 16–31.5 mm), coarse aggregate particle size is 10~20mm, continuous gradation, fine aggregate is natural river sand in the Minsk Sea, mixing water is laboratory tap water, shell is natural clam shell after salt washing. The mix ratio of coir fiber, (diameter 100–450 μm , length 100–250 mm, width 2–3 mm, density 1,12 g/cm^3) reed fiber (length 40 mm, width 3–5 mm, diameter 0,45 mm, density 1,7 g/cm^3) treated with 4 % NaOH solution was used as the benchmark for the substitution rate of 0 %, the target design strength was C35, and the design standard slump was 180–220 mm. The physical properties of the reed fiber are shown in Figure 1, and the physical properties of the material are shown in Table 1, and the mix ratio and additives of the material are shown in Table 1.

Table 1 – Physical properties of materials

	Apparent density, kg/m^3	Bulk density, kg/m^3	Crush Index, %	Moisture content, %	Water Absorption, %
Natural coarse aggregates	2609	1450	18	0,07	0,43
sand	2635	1640		0,45	
Reed fibers				1,10	4,85
Coir				4,8	16,3

4 Conclusion

The study aims at how to solve the shortage of resources in the Republic of Belarus and the environmental protection of green building materials. How to use existing resources to develop new energy-saving and emission-reducing building materials to achieve sustainable development with the concept of green building. This ensures the development of new materials that are economical, environmentally friendly and durable.

When shells and reed fibers are incorporated into shells in a certain proportion, the crack resistance, impact resistance and mechanical properties of the cementitious material system can be improved, and the compressive and flexural strength of the cementitious material system are greatly improved compared with those of ordinary concrete test blocks. Experiments show that the performance test of the specimen is in the test. The strength of the block did not decrease at 28d, and the shell as aggregate did not cause the reduction of the early strength of the concrete, which not only maintained the advantages of ordinary concrete, but also had the advantages of waste utilization, and would not affect the basic properties of the mortar; the microstructure test study showed that the adhesion between the shell and the cement slurry was good, and the irregular shape of the shell significantly improved the distribution of the latter in the cement matrix, which fully demonstrated that the shell was used as a fine aggregate, and even significantly enhanced the workability of the concrete compared with the traditional aggregate. Therefore, under the premise of reducing the consumption of primary aggregates and environmental protection, the use of shell aggregates does not affect the construction quality, and can significantly reduce the price of building materials. In addition, the flexural capriciousness of reed fiber can well improve the flexural strength of concrete, so the use of shell aggregate and reed can produce considerable social and economic benefits, and well realize the sustainable development of green building as the concept.

Reference

1. Fiber-reinforced alkali-activated concrete : A review / M. Amran [et al.] // *Journal of Building Engineering*. – 2022. – No. 45: 103638.
2. Yuhazri, M. Y. Fiber reinforced polymer composite as a strengthening of concrete structures : A review [C] / M. Y. Yuhazri, A. J. Zulfikar, A. Ginting // *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. – Bristol : IOP Publishing, 2020. – No. 1003(1): 012135. – P. 1–11.
3. Composition, technological, and microstructural aspects of concrete modified with finely ground mussel shell powder / S. A. Stel'makh [et al.] // [J]. *Materials*. – 2022. – No. 16 (1): 82.
4. Khaldoun, Rahal. Mechanical properties of concrete with recycled coarse aggregate / Rahal Khaldoun // *Building and Environment*. – 2007. – Vol. 42, iss. 1. – P. 407–415.
5. Can common reed fiber become an effective construction material? Physical, mechanical, and thermal properties of mortar mixture containing common reed fiber / C. S. Shon [et al.] // [J]. *Sustainability*. – 2019. – No. 11 (3): 903. – P. 1–19.

6. Developments on vegetable fibre-cement based materials in Sao Paulo, Brazil: an overview / V. Agopyan [et al.] // Cement and Concrete Composites. – 2005. – No. 27 (5). – P. 527–536.

7. Fiore, V. Characterization of a new natural fiber from Arundo donax L. as potential reinforcement of polymer composites / V. Fiore, T. Scalici, A. Valenza // Carbohydrate Polymers. – 2014. – No. 106. – P. 77–83.

8. Non-conventional cement-based composites reinforced with vegetable fibers / F. Santos [et al.] // A review of strategies to improve durability. Materiales de Construcción. – No. 65 (317). – 2015. – P. 1–20.

UDC 666.972:539.421.2

METODOLOGY OF STUDY OF THE STRUCTURE OF CEMENT MATERIALS BY THE METHOD OF NANOINDENTATION

*E. N. Polonina¹, S. N. Leonovich^{1,2}, O. Lahayne³, J. Eberhardsteiner³,
V. V. Potapov⁴, S. A. Zhdanok⁵*

¹ *Belarusian National Technical University, Minsk, grushevskay_en@tut.by*

² *Qingdao University of Technology, China, Qingdao*

³ *Vienna University of Technology, Austria, Vienna*

⁴ *Research Geotechnological Center, Far Eastern Branch of the Russian Academy of Sciences, Russia, Petropavlovsk-Kamchatsky*

⁵ *Advanced research and technology, Belarus, Minsk*

Abstract

The parameters of the nanoindentation method were selected to ensure the final consistent results were obtained. These results are presented by histograms of the distribution of nanoindentation points by elasticity and hardness moduli and distributions by these characteristics in the horizontal XY plane perpendicular to the movement of the nanoindenter. It was revealed that the elastic modulus increases in samples that contain a complex additive containing nano-sized particles. The effect is also observed when introducing an additive containing only one type of nanoparticles (hydrothermal SiO₂ nanoparticles or multiwalled carbon nanotubes MWCNTs). Studies of cement stone samples at W/C = 0,21 and the content of SiO₂ in the combined additive is 0,000006 wt. % and MWCNT 0,00004 wt. % for cement showed that the effect of nanoparticles on the structure of the CSH gel becomes more pronounced, because the volume fraction of the LD phase of the CSH gel with a low packing density of nanograins becomes significantly lower than the fraction of the HD phase with an increased hexagonal packing density of granules. The results obtained indicate that there is a change in the nanostructure of the C–S–H gel, which is compared with an increase in strength, Young's and shear moduli with the introduction of SiO₂ nanoparticles and MWCNT nanoparticles. Using the nanoindentation method, it becomes possible to explain the nanogranular nature of the CSH gel, which is characteristic and determined by the contact forces of the CSH gel particles for these phases.

Keywords: nanoparticles, nanoindentation, nanogranules, packing density.

Introduction

In recent years, interest in the study of the properties and processes of obtaining and using nanomaterials, the range of use of which is steadily expanding, has increased significantly. The development of nanotechnology makes it possible to solve a number of problems in building materials science: increasing strength, durability, abrasion resistance, and corrosion resistance, which determines the operational reliability of building structures. This is mainly achieved by modifying the structure and properties of existing materials or products with nanoparticles introduced into their volume or onto the surface layer [1–16].

Hydration of cement materials is accompanied by the formation of calcium hydrosilicates (CSH). Accordingly, the hydration process is completed in the early, middle and late periods, resulting in the formation of two types of CSH phases: low density (LD) and high density (HD). Under normal conditions, LD CSH is usually formed in the middle stage, while HD CSH formation predominates in the later stage.

To reveal the relationship between the morphology and mechanical properties of CSH, a nanoindentation technique is used, which primarily reveals differences in structure. During nanoindentation, most solid non-metallic materials, such as concrete, are deformed elastically-plastically, which makes it possible to characterize mechanical properties such as hardness (H) and elastic modulus (E). Nanoparticles of different chemical compositions with a high specific surface area and high surface energy are used to specifically influence the nanostructure of the CSH gel. And the nanoindentation method makes it possible to evaluate the effect of nanoparticles directly on the volume fraction of different forms of CSH gel in early and adulthood.

Based on the results obtained using a number of methods, new ideas have emerged about the kinetics of formation and structure of the gel of calcium silicate hydrates – CSH (size, shape, density, etc.). CSH gel holds concrete in a solid, solid state and is itself a nanomaterial. At a small scale (1–5 nm), the CSH gel has a layer structure, and the layers tend to cluster into compact domains in which the distances between individual CSH layers are on the order of several nanometers. On a larger scale (from 5 to 100 nm), domains form three-dimensional disk-shaped structures with dimensions of 60 x 30 x 5 nm³ (5 nm thickness, long axis about 60 nm) – the so-called CSH particles [3–6]. During the hydration process, the number of CSH particles increases, the particles aggregate, forming three types of amorphous CSH gel at the microlevel (1 μm): 1) LD Low density CSH gel; 2) HD High density CSH gel; 3) UD CSH gel with ultra-high density. The three varieties of CSH gel exhibit different mechanical properties: high and ultra-high density CSH gel have higher stiffness and hardness compared to low density CSH gel. The volumetric proportion in concrete between varieties of CSH gel depends on the cement and mixing conditions, but the mechanical properties (modulus of elasticity, hardness) of high and low density CSH gel do not change when moving from one cement to another. [7]. The boundaries between the phases are quite arbitrary, but nevertheless they exist. High statistical deviations for the average values of E and H indicate that the samples within their volume are heterogeneous in their E and H characteristics.

Using nanoindentation, atomic force microscopy, and small-angle neutron scattering methods, the nanogranular structure of the CSH gel was established [2–3].

The consequence of the granular structure is the dependence of the volumetric elastic modulus K , shear modulus G , elastic modulus M and hardness H on the volumetric packing density η of CSH gel nanoparticles, which subsequently affects the macromechanical strengths in compression, bending, axial tension, etc., and the porous structure of the material. In normalized coordinates, these dependences are quite universal, and are weakly influenced by such factors as the water-cement ratio W/C , the degree of hydration and brand of Portland cement, the age of the sample, the aspect ratio of hydrosilicate-calcium particles, as well as the origin of calcium-silicate particles: a) technogenic hydrosilicates-calcium – products of hydration of Portland cement, b) calcium silicates of shales and other rocks, c) calcium silicates of the mineral component of the bones of animal organisms [2].

Work [3] provides equations relating E , H to the volumetric packing density. Mechanical properties (M , H) increase with packing density, as is the matching of nanoindentation modulus and hardness, as well as characteristic packing densities. In addition, to evaluate the relationship between the composite indentation modulus M and the elastic modulus of the solid m_s (Eq. 1) as a function of the ratio of the shear modulus of the composite material $G = g_s$, the volumetric shear modulus of the solid the ratio $r_s = k_s / g_s$ and packing density η [2, 3]

$$\frac{M}{m_s} = F_{sc}(\eta, r_s) = \frac{G(9\eta r_s + 4G/g_s + 3r_s)(3r_s + 4)}{g_s 4(4G/g_s + 3r_s)(3r_s + 1)} \quad (1)$$

In particular, the Poisson's ratio of a solid body $\nu_s = 1/5$ ($r_s = 4/3$) gives a linear scaling of all elastic properties with packing density (Eq. 2):

$$\frac{M}{m_s} = F_{sc}(\eta, r_s = 4/3) = 2\eta - 1 \quad (2)$$

A similar approach is used for normalized hardness:

$$\frac{H}{h_s} = \Pi_H = \Pi_1(\eta) + \mu(1-\eta)\Pi_2(\mu, \eta) \quad (3)$$

Where

$$\Pi_1(\eta) = \frac{\sqrt{2(2\eta-1)} - (2\eta-1)}{\sqrt{2}-1} (1 + a(1-\eta) + b(1-\eta)^2 + c(1-\eta)^3) \quad (4)$$

$$\Pi_2(\mu, \eta) = \frac{2\eta-1}{2} (d + e(1-\eta) + f(1-\eta)\mu + g\mu^3), \quad (5)$$

and where $a = -5,3678$, $b = 12,1933$, $c = -10,3071$, $d = 6,7374$, $e = -39,5893$, $f = 34,3216$ and $g = -21,2053$ – all constants associated with the geometry of the Berkovich indenter and the morphology of the polycrystal with the percolation threshold $\eta_0 = 0,5$.

According to nanoindentation data of cement-water samples, the volume fraction of CSH gel phases with different packing densities of granules LD, HD, UHD largely depends on the W/C ratio ([2], Figure 1).

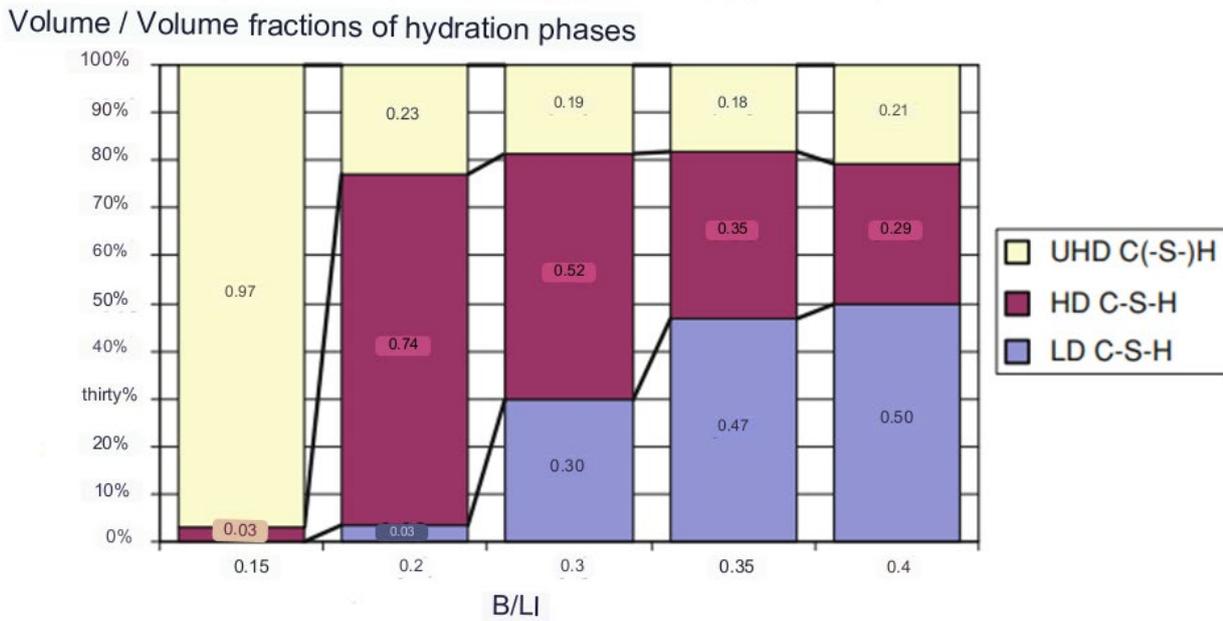


Figure 1 – Distribution of volume fractions in the microstructure

At the age of 6 months, at $W/C = 0,2$, the volume fraction of non-hydrated cement is 30 %, the fraction of hydration products is 54 %, and the fraction of gel porosity is 16 %. For $W/C = 0,2$, a very low proportion of the LD phase of the CSH gel is characteristic – 3 % in relation to phases with an increased particle packing density. According to equations (2) and (3), the result of the effect of nanoparticles on M, H and on the volume fractions of the gel phases at one W/C value can be recalculated to any other W/C value, using an additional bar diagram of the volume fractions of the phases (Figure 1).

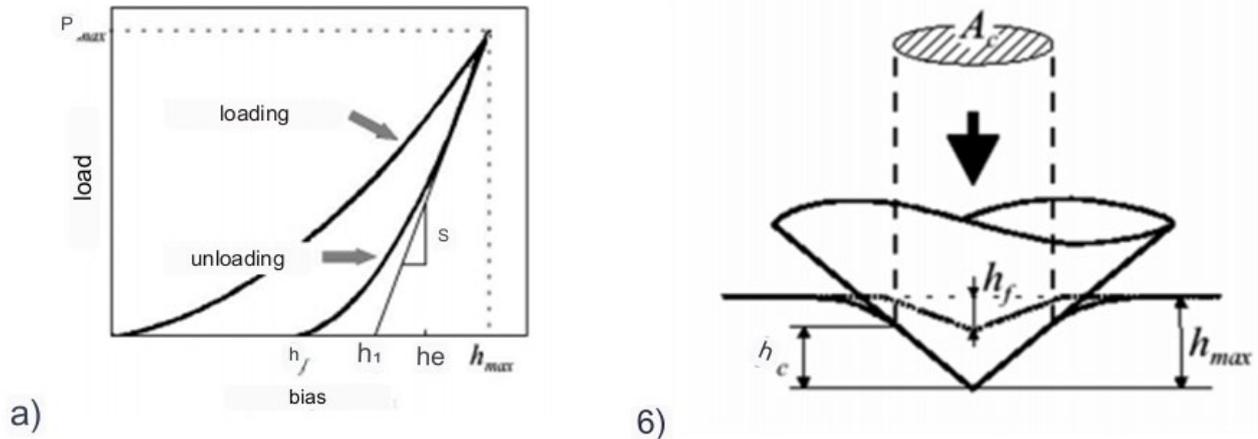
According to atomic force microscopy and nanoindentation in layers of calcium hydrosilicates formed from a solution of sodium silicate on the surface of calcium carbonate in the presence of various amounts of $Ca(OH)_2$. CSH nanoparticles have dimensions of $5 \times 30 \times 60 \text{ nm}^3$ and are characterized by modulus M in the direction perpendicular to the surface about 200 GPa and in the longitudinal – about 50 GPa [10]. In this case, the mechanical characteristics of continuous CSH nanoparticles decrease with a decrease in the concentration of $Ca(OH)_2$ during the preparation of CSH particles.

The introduction of nanoparticles into the water-cement system allows you to specifically increase the volume fraction of the HD phase CSH gel with hexagonal packing of particles ($\eta = 0,76$) and reduce the volume fraction of the LD phase CSH gel with cubic packing ($\eta = 0,64$), accordingly, increase the elastic modulus and hardness of the CSH gel, which are directly proportional to the volumetric packing density of the particles.

The purpose of this work was to use nanoindentation to determine the effect of hydrothermal SiO_2 nanoparticles and MWCNT nanoparticles included in the combined additive directly on the volume fraction of different forms of CSH gel, thereby confirming the nanogranular nature of the CSH gel.

Experimental program

Nanoindentation technique and materials. Method used nanoindentation, when a solid needle of a known shape is pressed into the surface of a cement stone sample at a constant speed. When the specified load or indentation depth is reached, the movement stops for a certain time, after which the needle is retracted in the opposite direction. During the loading process, the load values and the corresponding indenter displacement are recorded. The resulting relationship is called the loading/unloading curve (Figure 2).



a) loading curve $P(h)$; b) measurement scheme

Figure 2 – Algorithm for measuring hardness using the nanoindentation method

From this experimental curve, the hardness and elastic modulus of the material can be determined. Within the method proposed by Oliver and Far, the hardness H of a sample is given by the equation

$$H = \frac{P_{max}}{A_c} \quad (6)$$

where A_c is the projection area of the print at the maximum value of the applied load P_{max} (Fig. 2, b). Effective elastic modulus value

$$E_r = \frac{1}{\beta} \frac{\sqrt{\pi}}{2} \frac{S}{\sqrt{A_c}} \quad (7)$$

A_c is the contact area of the Berkovich diamond tip with the sample at a given immersion depth h_c .

The constant β depends on the shape of the indenter. For a Berkovich indenter with an apex angle of 142° $\beta = 1,034$.

The contact stiffness S is determined by the slope of the initial part of the unloading curve P_{max}

$$S = \left(\frac{dP}{dh} \right)_{P=P_{max}} \quad (8)$$

The greatest depth of penetration of the indenter into the surface h_c is calculated by the formula

$$h_c = h_{max} - \varepsilon \frac{P_{max}}{S} = h_{max} - \varepsilon (h_{max} - h_i) \quad (9)$$

The constant ε depends on the geometry of the indenter ($\varepsilon \sim 0,75$ for the Berkovich pyramid), h_i – the distance corresponding to the intersection of the tangent to the unloading curve in the initial part with the axis of penetration (Figure 2a).

The projection area A_c is determined from a predetermined function of the indenter shape $A(h)$ when substituting the calculated value of the contact depth hc

$$A_c = A(h_c). \quad (10)$$

The tip shape function represents the dependence of the cross-sectional area of the tip A on the distance along the indenter axis h . Within the framework of this method, the function $A(h)$ is assumed to be known in advance. In this work, research was carried out using an automated nanoindenter Hysitron TI 950 TriboIndenter. When performing mechanical measurements, a diamond probe tip was used.

M was 1.5 GPa ($m = 100$ intervals within 0–150 – GPa), the step in H was 0,1 GPa (100 intervals within 0–10 – GPa). The experimental results are presented as histograms of the distribution of nanoindentation points according to the reduced elastic modulus M and hardness H . Deconvolution over three phases $J = 1, 2, 3$ values $x = M, H$ was performed according to the normal Gaussian distribution for each J phase

$$p_j(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi S_J^2}} \exp\left(-\frac{(x - \mu_J)^2}{2S_J^2}\right), \quad (11)$$

where μ_J is the average value of M, H J -th phase, S_J – standard deviation of the distribution in *the* J -th phase (StdDev). The theoretical probability density function $p(x)$ of the distribution of values M, H was determined taking into account the volume fraction f_J of each phase

$$P(x) = \sum_{J=1}^n f_J p_J(x), \quad (12)$$

where $J = 1, 2, 3$.

The unknown values μ_J, S_J, f_J were found from the condition of the minimum standard deviation between the experimental discrete values of nanoindentation probability density P_i and the theoretical values $P(x_j)$ in each i -th interval with the additional condition of equality of the sum of the volume fractions of phases f_J unit ($m = 100$ – number of intervals along the M, H axis) [3]:

$$\min \sum_{i=1}^m \frac{(P_i - P(x_i))^2}{m}, \quad (13)$$

$$\sum_{J=1}^n f_J = 1, \quad (14)$$

where $J = 1, 2, 3$. To find the minimum of function (13) under additional condition (14) and unknown values μ_J, S_J, f_J , we used the MathLab program algorithm.

When conducting research, the following materials were used as the main components:

1) binder-Portland cement PC 500 D0 according to GOST 30515-2013 with the following mineral composition, wt, %: $C_3S - 58,31$; $From_2S - 18,38$; $C_3A - 8,01$; $From_4AF - 10,64$;

2) modifying substances:

a) gyothermal nanosilica (SiO₂) with the following characteristics: SiO₂ content in ash – 120 g/dm³, density $\rho = 1075 \text{ g/dm}^3$, total salt content – 1720 mg/dm³, pH = 9,2, specific surface area – 500 m²/g and the average diameter of primary SiO₂ nanoparticles is 5,5 nm according to TU 2111-001-97849280-2014;

b) multiwalled carbon nanotubes (MWCNTs): average diameter of tubes and fibers – 10,300 nm, average length of tubes and fibers – 0,01–20 microns, bulk density – 0,15–0,22 g/cm³, ash content – no more than 5 %, specific adsorption surface – from 60 m²/g according to TU BY 691460594.002-2016;

3) superplasticizer (SP) in the form of an aqueous solution – polycarboxylate copolymer with a density of 1,1–1,14 g/ml, pH = 6–8, viscosity 230–330 cP, content of non-volatile substances - 39–41 %, water-reducing ability over 40 %;

4) water for mixing and subsequent hardening, meeting the requirements of STB 1114-98 and GOST 23732-2011.

Prototypes. Testing using the nanoindentation method was carried out on cement samples No. 1–4 with dimensions of 10 x 10 x 20 mm with additives, the composition of the components of which is given in Table 1.

Table 1 – Composition of the raw material mixture

Sample composition number/test sample number	Composition of the additive, % by weight of cement		
	Mass fraction of joint venture	Mass fraction of solid MWCNT particles	SiO ₂ solid particles
1	0,4	–	–
2	0,4	–	0,000 006
3	0,4	0,000 04	–
4	0,4	0,000 04	0,000 006

The additive for samples of compositions No. 1–4 was introduced in an amount of 0,8 % by weight of cement. The amount of mixing water for all samples was selected in such a way that in all cases a dough of normal thickness was obtained. The water-cement ratio of samples of compositions No. 1–4 was W/C = 0,21. Hydrated samples were stored in water at room temperature until testing. Age at nanoindentation and construction of histograms in Figure 4 – 4 months. At this age, the structure of the phases has formed and the duration of point-by-point nanoindentation itself will not affect the results.

Designations

f_c – compressive strength of concrete, MPa; $f_{with t}$ – concrete bending strength, MPa; E – Young's modulus, GPa; G – shear modulus, GPa; H – hardness, GPa; M – modulus of elasticity, GPa; ρ – density, kg/m³. Indices: c – compression; with t – bending.

References

1. Sanchez, F. Nanotechnologies in the production of concrete. Review / F. Sanchez, K. Sobolev // Bulletin of Tomsk State Architecture and Construction university. – 2013. – No. 3 (40). – P. 262–289.
2. Ulm, F. Engineering of Concrete // F. Ulm, J. Nano / Arabian Journal for Science and Engineering. – 2012. – Vol. 37, no. 2. – P. 481–488.
3. Constantinides G. The nanogranular nature of C–S–H / G. Constantinides, F. Ulm // J. Mechanics Phys. Solids. – 2007. – Vol. 55, Issue 1. – P. 64–90.
4. Investigation by atomic force microscopy of forces at the origin of cement cohesion / S. Lesko [et al.] // Ultramicroscopy. – 2001. – Vol. 86, Issue 1–2. – P. 11–21.
5. Study of C–S–H growth on C₃S surface during its early hydration / S. Garrault [et al.] // Materials and Structures. – 2005. – Vol. 38, Issue 4. – P. 435–442.
6. Plassard, C. Investigation of the surface structure and elastic properties of calcium silicate hydrates at the nanoscale / C. Plassard // Ultramicroscopy. – 2004. – Vol. 100, Issue 3–4. – P. 331–338.
7. Preparation of a complex additive for increasing the strength of concrete based on nanodispersed silicon dioxide of hydrothermal solutions / V. V. Potapov [et al.] // Fundamental research. – 2012. – No. 9–2. – P. 404–409.
8. Quantification and characterization of C–S–H in silica nanoparticles incorporated cementitious system / L. P. Singh [et al.] // Cement & Concrete Composites. – 2017. – Vol. 79. – P. 106–116.
9. Modification of Cement Concrete by Admixtures Containing Nanosized Materials / S. A. Zhdanok [et al.] // Journal of Engineering Physics and Thermophysics. – 2020. – Vol. 93, no. 3. – P. 669–673.
11. Intrinsic Elastic Properties of Calcium Silicate Hydrates by Nanoindentation / S. Plassard [et al.] // 12th International Congress on the Chemistry of Cement. – Montreal, Canada, Jul 2007. – P. 44.
12. Microscopic physical basis of the poromechanical behavior of cement-based materials / A. Gmira [et al.] // Materials and Structures. – 2004. – Vol. 37, no. 265. – P. 3–14.
13. Nanoindentation method for studying the structure of modified cement stone / E. N. Polonina [et al.] // Journal of Engineering Physics and Thermophysics. – 2021. – Vol. 94, no. 5. – P. 1194–1207.
14. Mechanism for Improving the Strength of a Cement Material Modified by SiO₂ Nanoparticles and Multiwall Carbon Nanotubes / E. N. Polonina [et al.] // Journal of Engineering Physics and Thermophysics. – 2021. – Vol. 94, no. 1. – P. 67–78.
15. Studying the Structure of a Cement Composite Modified by Hydrothermal SiO₂ Nanoparticles and MCNTs by the IR-Spectroscopy Method / E. N. Polonina [et al.] // Journal of Engineering Physics and Thermophysics. – 2022. – Vol. 95, no. 6. – P. 1426–1436.
16. Investigation of the Structure of a Cement Composite Modified by Hydrothermal SiO₂ Nanoparticles and MCNT Nanoparticles by the X-Ray Phase Analysis Method. / E. N. Polonina [et al.] // Journal of Engineering Physics and Thermophysics. – 2023. – Vol. 96, no. 1. – P. 215–223.

THE STRUCTURE OF CEMENT MATERIALS BY THE METHOD OF NANOINDENTATION

*E. N. Polonina¹, S. N. Leonovich^{1,2}, O. Lahayne³, J. Eberhardsteiner³,
V. V. Potapov⁴, S. A. Zhdanok⁵*

¹ *Belarusian National Technical University, Minsk, grushevskay_en@tut.by*

² *Qingdao University of Technology, China, Qingdao*

³ *Vienna University of Technology, Austria, Vienna*

⁴ *Research Geotechnological Center, Far Eastern Branch of the Russian Academy of Sciences, Russia, Petropavlovsk-Kamchatsky*

⁵ *Advanced research and technology, Belarus, Minsk*

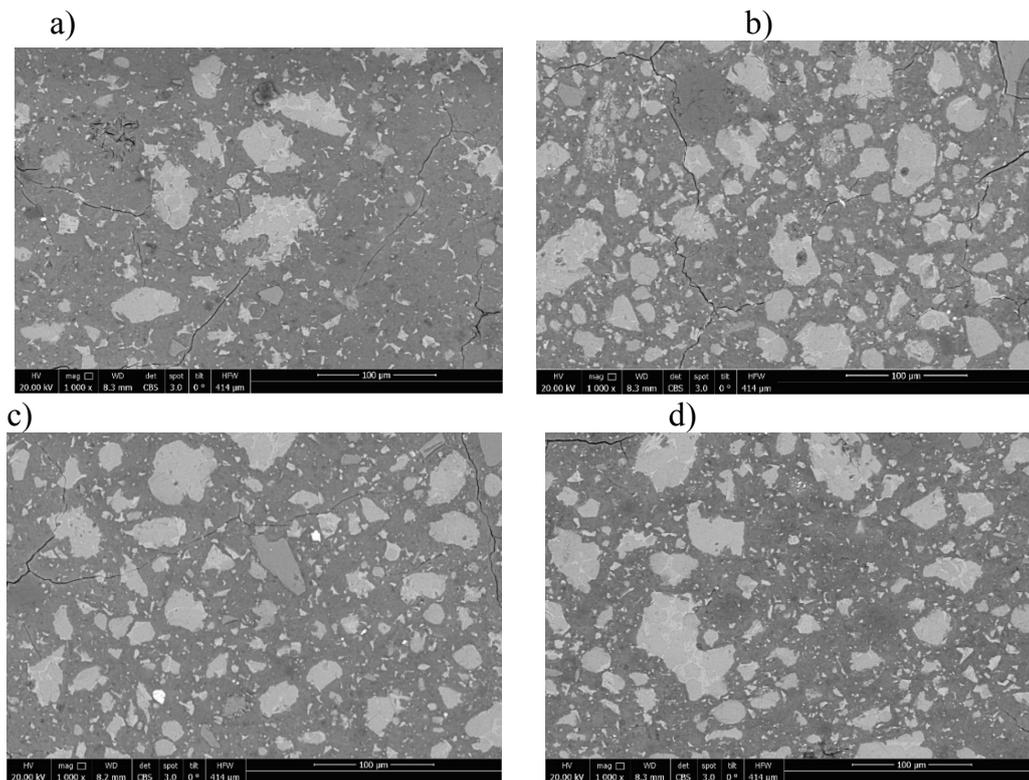
Abstract

The parameters of the nanoindentation method were selected to ensure the final consistent results were obtained. These results are presented by histograms of the distribution of nanoindentation points by elasticity and hardness moduli and distributions by these characteristics in the horizontal XY plane perpendicular to the movement of the nanoindenter. It was revealed that the elastic modulus increases in samples that contain a complex additive containing nano-sized particles. The effect is also observed when introducing an additive containing only one type of nanoparticles (hydrothermal SiO₂ nanoparticles or multiwalled carbon nanotubes MWCNTs). Studies of cement stone samples at W/C = 0,21 and the content of SiO₂ in the combined additive is 0,000006 wt. % and MWCNT 0,00004 wt. % for cement showed that the effect of nanoparticles on the structure of the CSH gel becomes more pronounced, because the volume fraction of the LD phase of the CSH gel with a low packing density of nanograins becomes significantly lower than the fraction of the HD phase with an increased hexagonal packing density of granules. The results obtained indicate that there is a change in the nanostructure of the C –S –H gel, which is compared with an increase in strength, Young's and shear moduli with the introduction of SiO₂ nanoparticles and MWCNT nanoparticles. Using the nanoindentation method, it becomes possible to explain the nanogranular nature of the CSH gel, which is characteristic and determined by the contact forces of the CSH gel particles for these phases.

Keywords: nanoparticles, nanoindentation, nanogranules, packing density.

Analysis of scanning electron microscope (SEM) images of sections of cement stone (Figure 1 a–d) proves the absence of adhesion of SiO₂ and MWCNT nanoparticles, as well as their complex (SP + SiO₂ + MWCNT) in the hardening sample.

The results of our own studies of heavy concrete samples [9] using a complex nanodisperse system (containing a superplasticizer additive SP + SiO₂ + MWCNTs) for compressive strength f_c at the age of 28 days reached 78,7 MPa, which exceeds the strength of the control sample by more than 50 % and the strength of the sample containing only a superplasticizer by 37 %. The difference in compressive strength f_c was also established *between* control sample No. 1 and modified samples No. 2, 3, 4.



a) a sample containing only SP (composition No. 1);
b) a sample containing SP+ SiO₂ (composition No. 2);
c) a sample containing SP + MWCNTs (composition No. 3);
d) sample containing SP + SiO₂ + MWCNTs (composition No. 4)

Figure 1 – SEM images

The difference reached 13 and 12,7 % at an early age of 1, 3 days, 11,9 % at the age of 37 days and was maximum in the case of combinations of nanoparticles (SiO₂ + MCNT). The difference in bending strength f with t relative to the control was maximum for the sample with the complex addition of NPs (SiO₂ + M CNTs) and reached 39,6 and 21,6 % at the age of 1,3 days, and 23,4 % at the age of 37 days.

Based on the results of ultrasonic measurements, significant increases in Young's modulus E and shear modulus G at the age of 1 and 5 months were obtained for samples modified with nanoparticles. The maximum increment of 10 % was achieved in the variant of modification with a complex nanoadditive (sample No. 4). An increase in density ρ additionally indicates a change in the pore structure of the cement stone and the structure of the C S H gel (Figure 2). Nanoindentation primarily shows differences in structure, and such significant differences between samples with nanoparticles No. 2, 3, 4 and sample No. 1 without nanoparticles have already been identified, and these differences must be attributed to the action of nanoparticles.

Test method. To implement the nanoindentation experiment, the manufactured samples were ground on a single-disc grinding and polishing machine. Grinding was carried out in order to reduce the surface roughness of the test sample and thus reduce its influence on the final indentation results (Figure 3). The polishing surfaces were subsequently photographed using atomic force microscopy (AFM). The roughness turned out to be about 12–25 nm.

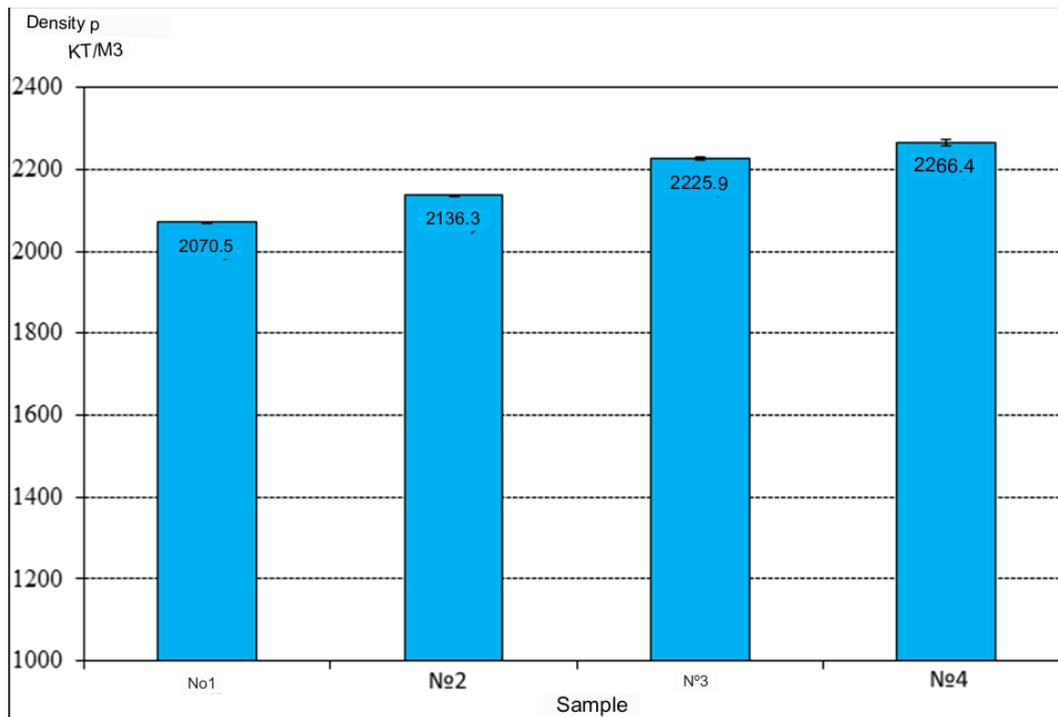
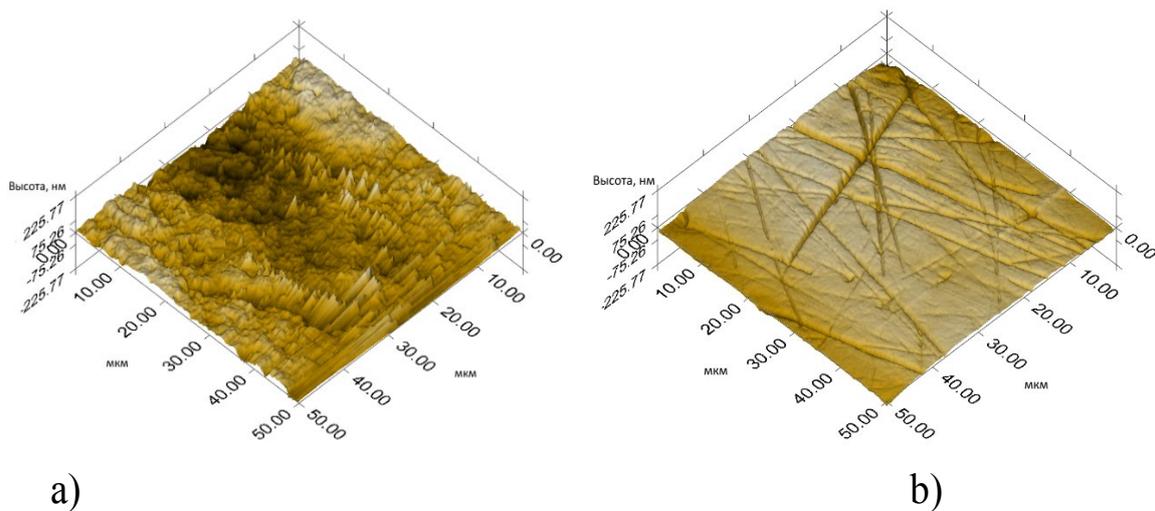


Figure 2 – Results of determining the density of samples



a) before grinding; b) after grinding
Figure 3 – AFM photographs

The results of the experiments were histograms of the distribution of nanoindentation points of the mechanical properties of the material-elastic modulus M and hardness H . They were determined by a large number of nanoindentation experiments at a given scale of observation of the material, taking into account the depth of indentation. In this regard, the issue of the immersion depth of the nanoindenter was separately studied. The size of inhomogeneities in the CHS gel structure is 5, 10 and 60 nm, with the maximum size of inhomogeneity being 60 nm. A 5-fold margin was adopted to distinguish heterogeneity, then the maximum immersion depth of the nanoindenter was 300 nm, the maximum load was 4 mN. For

an immersion depth of 200 nm, 1–2 mN is usually sufficient, however, taking into account that the samples had a compressive strength 2 times greater than normal, a maximum force of 4 mN was taken for an immersion depth of 300 nm. If the nanoindenter fell into a crack, then such points were simply excluded from mathematical processing, but the progress of the nanoindenter along the mesh did not stop. The percentage of such points with cracks was no more than 5 %.

In accordance with the direction of the research, a targeted time schedule of the load was specially developed: 1. immersion up to 300 nm and maximum force for 10 s; 2. constant load mode for 5 s; 3. raising the nanoindenter to the surface, removing the load to 0 for 10 s. When choosing the immersion rate of the nanoindenter, simple calculations were performed. We assume the maximum immersion depth of the nanoindenter is 300 nm, the immersion time is 10 s, then the immersion speed will be $300 \text{ nm} / 10 \text{ s} = 30 \text{ nm} / \text{s}$.

Features of the experiment:

- 1) type of nanoindenter used with a Berkovich tip with a cone angle of 143 degrees;
 - 2) in a single test (immersion –reaching the surface) we obtain two standard force – immersion depth curves for loading and unloading;
 - 3) based on the maximum load and contact area of the nanoindenter with the sample, hardness H is calculated;
 - 4) Using the tangent of the tangent to the unloading curve at the top point, the elastic modulus E at one point is calculated.
- unloading” cycle, a P–h diagram of the dependence of the load on the indenter penetration depth was built and saved (Figure 4).

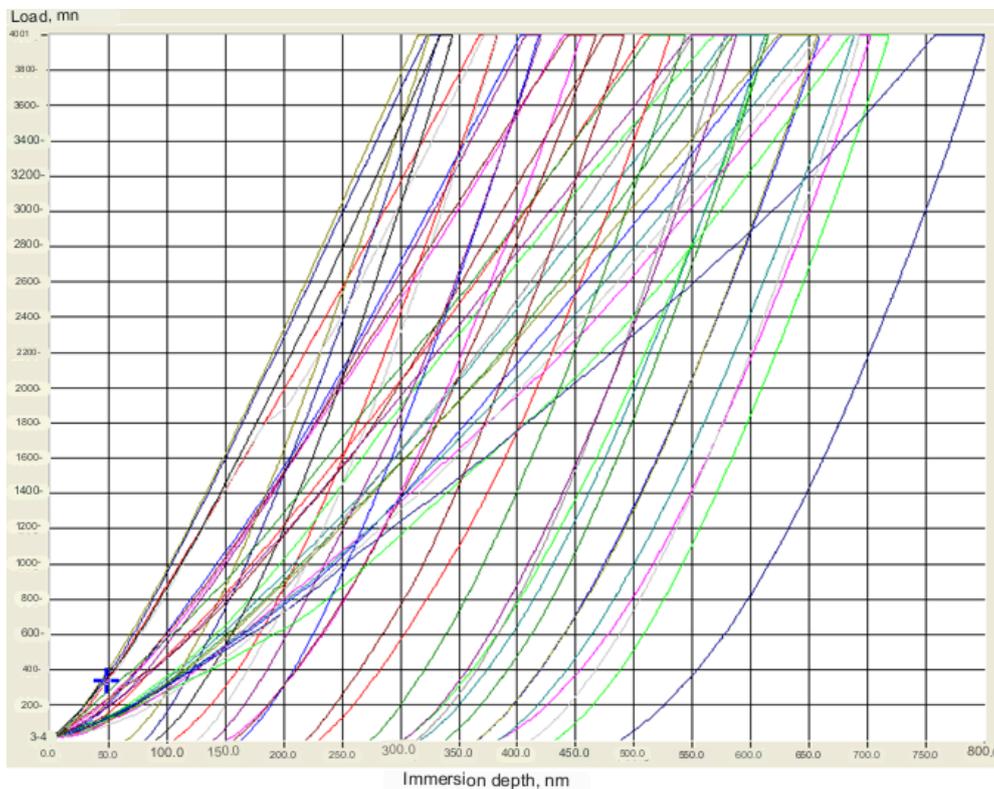


Figure 4 – Hysteresis curves during nanoindentation

M were calculated at the indentation point; from the maximum load and area of the contact zone, H was calculated.

Using the calculated values of M and H , distributions were constructed depending on the contact depth of immersion (Figure 5), from the distributions we proceeded to histograms of M and H by intervals.

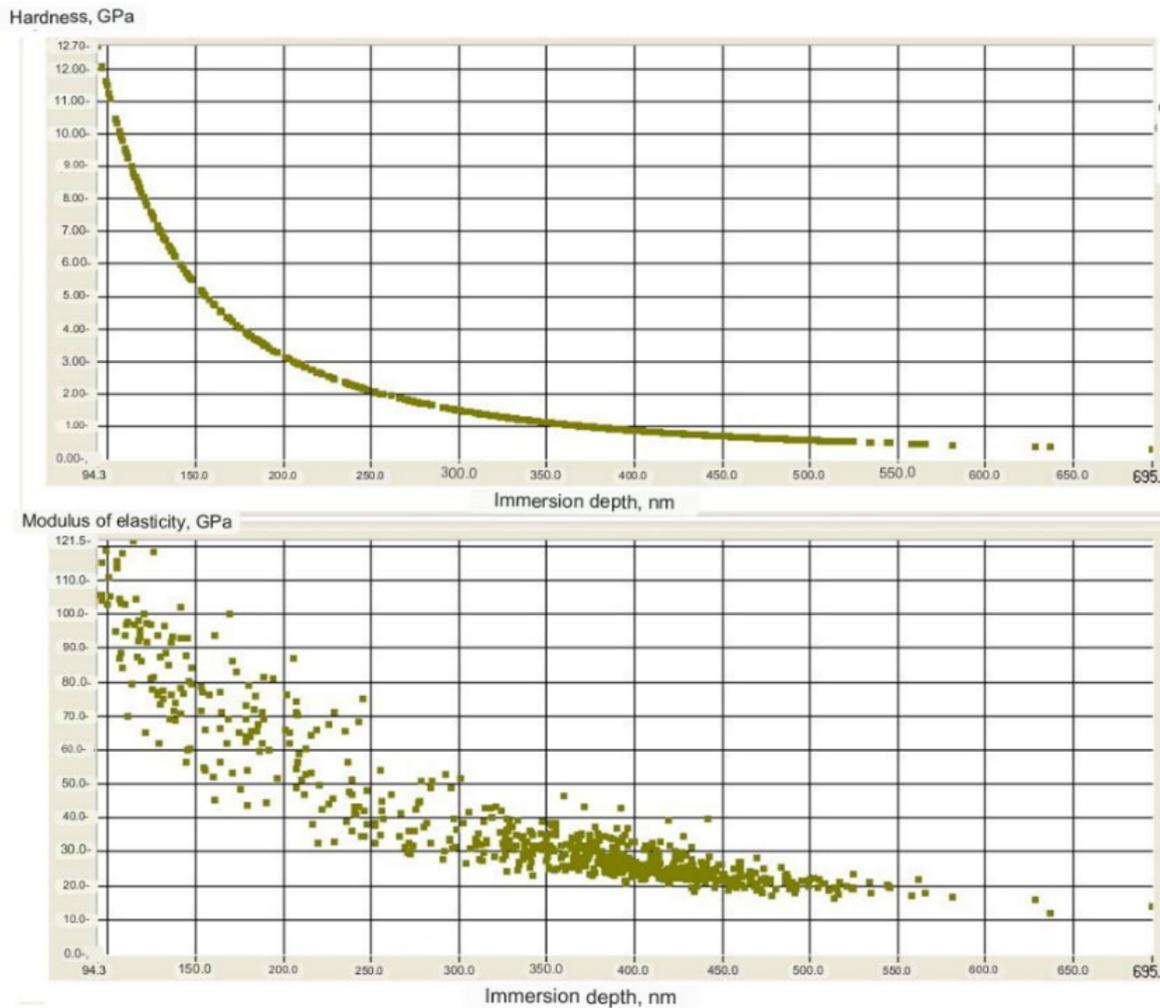


Figure 5 – Distributions of H and M values depending on the contact depth of immersion

Based on equations (13) and (14), Gaussian functions were found and deconvolution was carried out over three phases (Figure 6).

Designations in the figures: circles (or dots) – experimental measured values of M , H ; 2) three dotted lines – the values of three Gaussian functions based on the results of deconvolution; 3) solid blue line – the sum of the values of three Gaussian functions.

Taking into account the rectangular shape of the grid of nanoindentation points in XY coordinates (17–35 points) and the distance between grid points of $0.5 \text{ mm} = 500 \mu\text{m}$, \times the distributions of M and H in one horizontal plane were obtained by linear approximation of the values of M and H along the lines between the grid nodes and for points on the area squares $0,5 \times 0,5 \text{ mm}$ with corners at grid nodes (Figure 7).

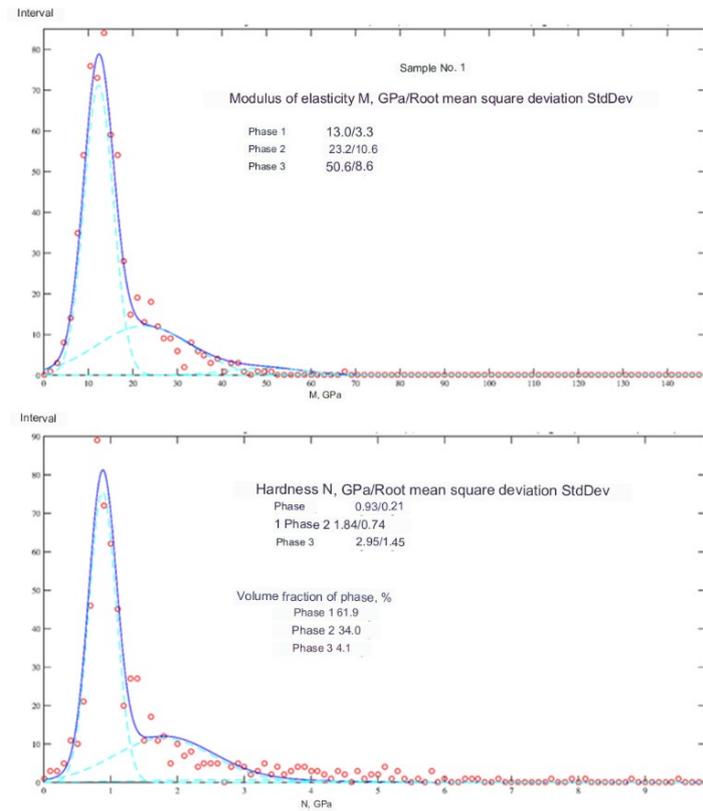


Figure 6 – Histogram of distribution of nanoindentation points by elastic modulus E and hardness H for sample No. 1

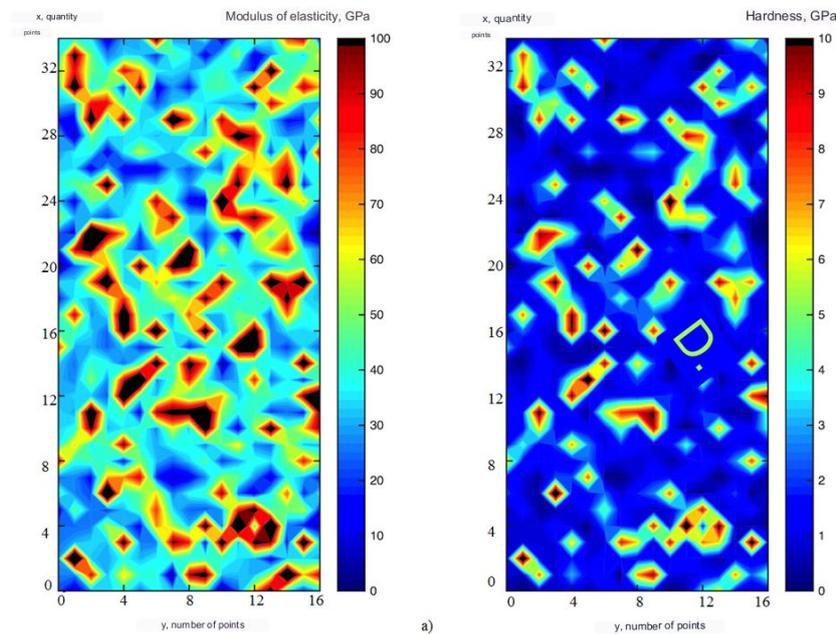


Figure 7 – Distributions of M and H in the horizontal XY plane perpendicular to the movement of the nanoindenter: sample No. 1

Analysis of the results obtained. Results of deconvolution of histograms of volume distribution according to the reduced modulus of elasticity M and stiffness in three phases – exponential Gaussian functions. The values of hardness, Young's modulus and phase fraction for cement samples are presented in Table 1.

Table 1 – Values of hardness, Young's modulus and phase fraction for cement samples

Index		Sample No. 1	Sample No. 2	Sample No. 3	Sample No. 4
Modulus of elasticity M , GPa/ Standard deviation StdDev	Phase 1	13,0/3,3	27,6/4,8	21,2/4,9	22,6/5,7
	Phase 2	23,2/10,6	41,7/11,8	30,7/9,1	36,8/13,4
	Phase 3	50,6/8,6	90,7/14,6	62,8/10,7	61,7/15,4
Hardness N , GPa/ Standard deviation StdDev	Phase 1	0,93/0,21	1,01/0,23	1,04/0,23	0,90/0,22
	Phase 2	1,84/0,74	1,57/0,74	1,59/0,87	1,43/0,62
	Phase 3	2,95/1,45	2,81/1,37	4,94/1,28	4,18/1,29
Phase fraction, %	Phase 1	61,9	58,0	46,9	55,6
	Phase 2	34,0	29,2	44,1	31,4
	Phase 3	4,1	12,8	9,0	13,0

The histograms highlight phases with average values of E and H and moderate statistical scatters within each phase. The share of each phase was estimated as a percentage.

Procedure for approximation by Gaussian functions: start parameters and number of phases are set n , and the Matlab program selects the averages M and H , average deviations for each phase, and volume fractions of phases from the condition of the minimum sum of squared deviations between experimental and theoretical points.

The results obtained show that the histograms of volume distribution according to the reduced modulus of elasticity M and stiffness H in samples 2, 3, 4 shifted to the region of higher average values compared to sample 1 (Table 1). At the same time, the volume fraction of phase 1 with lower average values of M and H decreased, and the volume fraction of phases 2 and 3 with larger average values of M and H and with a denser volumetric packing of CSH gel particles increased.

For phases 1, 2, 3 of the distribution over M_{avg} , for phase 3, which has the maximum average value H_{avg} of the distribution over H in samples 2, 3, 4, the width of the distribution according to the corresponding Gaussian function decreased, which is characterized by a decrease in the ratio $StdDev / M_{avg}$, H_{avg} ($StdDev$ is an exponent of the Gaussian function), and shows a higher structural order of the CSH gel in samples modified with nanoparticles (Table 2). The data presented in Table 2 indicate a change in the structure of the CSH gel in samples modified with SiO_2 nanoparticles and MWCNTs.

Table 2 – Relative values of the Gaussian function

Relative values		Sample No. 1	Sample No. 2	Sample No. 3	Sample No. 4
StdDev / M_{avg}	Phase 1	0,226	0,174	0,231	0,252
	Phase 2	0,457	0,283	0,296	0,364
	Phase 3	0,170	0,161	0,170	0,250
StdDev / H_{cp}	Phase 1	0,226	0,228	0,221	0,244
	Phase 2	0,402	0,471	0,547	0,434
	Phase 3	0,492	0,488	0,259	0,309

The average values of the elastic modulus M and stiffness H , calculated as the sum of the products of the average value of M , H in each phase and its volume fraction, for samples of compositions No. 1–4 had the following values: 1–18,00 GPa, 1,32 GPa; 2–39,79 GPa, 1,40 GPa; 3–29,13 GPa, 1,14 GPa; 4–32,14, 1,49 GPa. The volume-average values of M , H in samples of compositions No. 1–4, modified with nanoparticles, were higher than in the sample of composition No. 1.

The nanoindentation method, a significant shift in the volume fraction of the CSH gel phases to the region of higher average values of M and H and a decrease in the $StDev / M, H$ ratio for the isolated phases were established, which indicates a higher packing density of the gel particles, a higher structuring of the gel substance, and can be correlated with the differences characteristics (E, G, ρ, f_c, f_{ct}) [14].

The nanoindentation results suggest that the two packing limits that characterize LD CSH and HD CSH are a consequence of the nanogranular nature of CSH. Nanogranular nature refers to the nanoscale mechanical behavior of CSH particles, which is dominated by particle-particle contact rather than mineral properties. As the packing density increases, the number of contacts increases. Thus, the higher stiffness and hardness of HD CSH compared to LD CSH is attributed to the large number of contact points that stabilize the particle.

Conclusions

1. CSH is improved due to the high specific surface area and specific surface energy of SiO_2 nanoparticles and carbon nanoparticles. The surface of nanoparticles acts as additional centers of crystallization of calcium hydrosilicate particles, helping to increase the rate of alite hydration and formation of CSH gel, reducing the average size and increasing the volumetric packing density of particles and mechanical characteristics in the CSH gel phases, increasing the structural order in the CSH gel phases and in the particles of calcium hydrosilicates. The consequence of nanomodification is changes in the structure of the CSH gel:

2. Hysteresis curves were obtained for the points of the indentation grid (Figure 6). For all grid points, the curves were smooth and continuous of a similar shape, which made it possible to calculate arrays of M and H values and proceed to the distributions of M and H depending on the contact depth of immersion

3. The shift to the region of higher average values indicates an increase in the volume fraction of C – S – H gel phases with a higher particle packing density and, accordingly, higher mechanical characteristics. The increase in the volume fraction of the C – S – H phases of the gel with higher M and H values is consistent with the results of an increase in the strength, Young and shear moduli, and density of samples modified with SiO_2 nanoparticles and MWCNTs.

4. The volume fraction of the phase with increased values of M (more than 70–100 – GPa) and H (–5–10 GPa) according to nanoindentation data (the relative area of the red, brown and black areas), which can be compared to non-hydrated clinker grains, has low values in samples No. 1–4, corresponding to the degree of hydration of Portland cement with a W/C ratio = 0,21 at the age of 3 months.

5. Based on the results of nanoindentation, we can conclude that CSH gel behaves mechanically like a nanogranular material, the behavior of which is determined by contact forces at the points of contact of particle with particle, and not by the mineral properties themselves.

References

1. Sanchez, F. Nanotechnologies in the production of concrete. Review / F. Sanchez, K. Sobolev // Bulletin of Tomsk State Architecture and Construction university. – 2013. – No. 3 (40). – P. 262–289.
2. Ulm, F. J. Nano-Engineering of Concrete / F. J. Ulm // Arabian Journal for Science and Engineering. – 2012. – Vol. 37, no. 2. – P. 481–488.
3. Constantinides, G. The nanogranular nature of C–S–H / G. Constantinides, F. J. Ulm // J. Mechanics Phys. Solids. – 2007. – Vol. 55, Issue 1. – P. 64–90.
4. Investigation by atomic force microscopy of forces at the origin of cement cohesion / S. Lesko [et al.] // Ultramicroscopy. – 2001. – Vol. 86, Issue 1–2. – P. 11–21.
5. Study of C–S–H growth on C₃S surface during its early hydration / S. Garrault [et al.] // Materials and Structures. – 2005. – Vol. 38, Issue 4. – P. 435–442.
6. Investigation of the surface structure and elastic properties of calcium silicate hydrates at the nanoscale / S. Plassard [et al.] // Ultramicroscopy. – 2004. – Vol. 100, Issue 3–4. – P. 331–338.
7. Preparation of a complex additive for increasing the strength of concrete based on nanodispersed silicon dioxide of hydrothermal solutions / V. V. Potapov [et al.] // Fundamental research. – 2012. – No. 9–2. – P. 404–409.
8. Quantification and characterization of C –S –H in silica nanoparticles incorporated cementitious system / L. P. Singh [et al.] // Cement & Concrete Composites. – 2017. – Vol. 79. – P. 106–116.
9. Modification of Cement Concrete by Admixtures Containing Nanosized Materials / S. A. Zhdanok [et al.] // Journal of Engineering Physics and Thermophysics. – 2020. – Vol. 93, no. 3. – P. 669–673.
11. Elastic Properties of Calcium Silicate Hydrates by Nanoindentation / S. Plassard [et al.] // 12th International Congress on the Chemistry of Cement. – Montreal : Canada, 2007. – P. 44.
12. Microscopic physical basis of the poromechanical behavior of cement-based materials / A. Gmira [et al.] // Materials and Structures. – 2004. – Vol. 37, no. 265. – P. 3–14.
13. Nanoindentation method for studying the structure of modified cement stone / E. N. Polonina [et al.] // Journal of Engineering Physics and Thermophysics. – 2021. – Vol. 94, no. 5. – P. 1194–1207.
14. Mechanism for Improving the Strength of a Cement Material Modified by SiO₂ Nanoparticles and Multiwall Carbon Nanotubes / E. N. Polonina [et al.] // Journal of Engineering Physics and Thermophysics. – 2021. – Vol. 94, no. 1. – P. 67–78.
15. Studying the Structure of a Cement Composite Modified by Hydrothermal SiO₂ Nanoparticles and MCNTs by the IR-Spectroscopy Method / E. N. Polonina [et al.] // Journal of Engineering Physics and Thermophysics. – 2022. – Vol. 95, no. 6. – P. 1426–1436.
16. Investigation of the Structure of a Cement Composite Modified by Hydrothermal SiO₂ Nanoparticles and MCNT Nanoparticles by the X-Ray Phase Analysis Method / E. N. Polonina [et al.] // Journal of Engineering Physics and Thermophysics. – 2023. – Vol. 96, no. 1. – P. 215–223.

СОДЕРЖАНИЕ

Лизогуб А. А., Белкина И. В., Воробей А. П., Каленюк Т. В.

Многоуровневое проектирование диссипативных строительных сооружений из эффективных видов железобетона в особых расчетных ситуациях 3

Надольский В. В.

Нормы проектирования в области компьютерного моделирования стальных конструкций 8

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

Особенности осадок плитных фундаментов жилых зданий в инженерно-геологических условиях г. Бреста 18

Кривицкий П. В., Матвеевко Н. В.

Дефекты мостовых сооружений и методы их диагностики 23

Невдах А. А., Кривицкий П. В.

Численные исследования напряженно-деформированного состояния железобетонных балок при сопротивлении срезу 30

Шалобыта Н. Н., Матвеевко Е. С., Деркач Е. А.

Численно-экспериментальное исследование напряженно-деформированного состояния зоны железобетонного элемента, нагруженной локальной отрывающей силой 37

Шурин А. Б., Жданов Д. А., Дробыш А. И.

Особенности расчета болтовых соединений на срез по EN 1993-1-8, СП 5.04.01 и ANSI/AISC 360-05 44

Маркечко Е. В.

Соединения элементов деревянных конструкций с использованием винтов, воспринимающих осевые усилия 49

Шелест Е. В.

К вопросу исследования технологии приготовления конструкционного керамзитобетона 53

Босаков С. В., Козунова О. В.

Расчет фундаментных сетчатых плит на упругом слое 58

Козунова О. В., Сирош К. А.

Параметрический анализ влияния жесткости балки и глубины сжимаемой толщи на напряженно-деформированное состояние системы перекрестных балок 69

Пусенков А. Г.

Использование ВРМ в нелинейных расчетах фундаментных плит с учетом касательных напряжений в зоне контакта 76

Kivachuk S. V., Panchenko T. A.

Architecture of individual buildings in residential formations of Western Belarus in the 1930-s. 82

<i>Cuckiř Živko P.</i> Flexible prefabricated system Moravamont 2000	88
<i>Хаосюань Юй, Сяньэн Ван, Ковшар С. Н.</i> Application of fiber-reinforced concrete and renewable aggregates in concrete structures	93
<i>Polonina E. N., Leonovich S. N., Lahayne O., Eberhardsteiner J., Potapov V. V., Zhdanok S. A.</i> Metodology of study of the structure of cement materials by the method of nanoindentation	97
<i>Polonina E. N., Leonovich S. N., Lahayne O., Eberhardsteiner J., Potapov V. V., Zhdanok S. A.</i> The structure of cement materials by the method of nanoindentation	105

Научное издание

**«ТЕОРИЯ И ПРАКТИКА
ИССЛЕДОВАНИЙ, ПРОЕКТИРОВАНИЯ И
САПР В СТРОИТЕЛЬСТВЕ»**

**«RESEARCH, DESIGN & CAD IN CONSTRUCTION:
THEORY AND PRACTICE»**

RDCAD 2023

*Сборник статей VI Международной
научно-технической конференции
г. Брест, 23 ноября 2023 года*

Ответственный за выпуск: Шурин А.Б.
Редактор: Митлошук М.А.
Компьютерная вёрстка: Ковальчук Е.Н.
Корректор: Северянина А.Г.

ISBN 978-985-493-620-8



Издательство БрГТУ.

Свидетельство о государственной регистрации
издателя, изготовителя, распространителя печатных
изданий № 1/235 от 24.03.2014 г., № 3/1569
от 16.10.2017 г. Подписано в печать 15.12.2023 г.
Формат 60×84 ¹/₁₆. Бумага «Performer».
Гарнитура «Times New Roman». Усл. печ. л. 6,74.
Уч. изд. л. 7,25. Заказ № 1399. Тираж 35 экз.
Отпечатано на ризографе учреждения образования
«Брестский государственный технический
университет». 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.