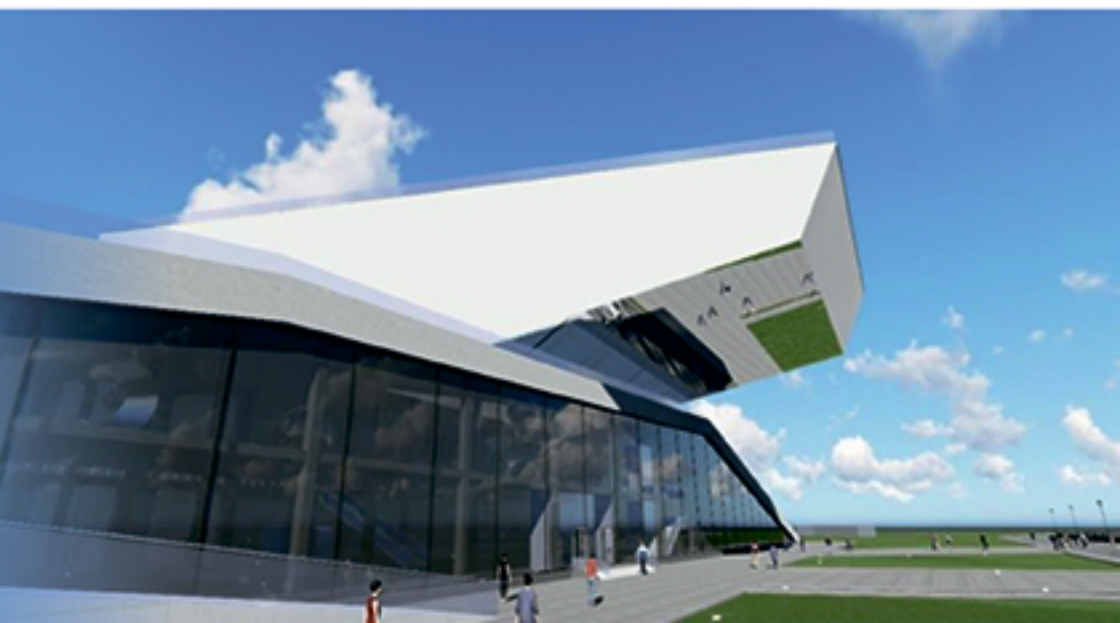




**Строительство и застройка:
жизненный цикл – 2020**
**Construction and development:
life cycle – 2020**
CDLC-2020



МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

Федеральное государственное бюджетное
образовательное учреждение высшего образования
«Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова»

**СТРОИТЕЛЬСТВО И ЗАСТРОЙКА:
ЖИЗНЕННЫЙ ЦИКЛ – 2020**

Материалы V Международной
(XI Всероссийской) конференции
(Чебоксары, 25–26 ноября 2020 г.)

**CONSTRUCTION AND DEVELOPMENT:
LIFE CYCLE – 2020**

Materials of the V International
(XI All-Russian) conference
(Cheboksary, November 25–26, 2020)

Чебоксары
Издательский дом «Среда»
2020

УДК 69(082)

ББК 38я43

С86

*Печатается по решению Ученого совета строительного факультета
Чувашского государственного университета им. И.Н. Ульянова
(протокол от 17.11.2020 №11)*

Редакционная коллегия:

А.Н. Плотников, отв. редактор (ЧувГУ), Н.И. Ватин (СПб политехнический университет Петра Великого), С.С. Викторова (ЧувГУ), В.Т. Ерофеев (Мордовский ГУ, НИУ), Иванов С.И. (НИЦ «Строительство»), А.А. Исаев (ЧувГУ), В.Г. Котлов (ПГТУ), А.А. Лапшин (ННГАСУ), С.Н. Леонович (Белорусский НТУ, Республика Беларусь), Л.А. Максимова (ЧувГУ), В.В. Мамуткин (главный архитектор г. Чебоксары), И.Т. Мирсаяпов (КГАСУ), Б.В. Михайлов (ЧувГУ), Л. Пакрастиньш (Рижский ТУ, Латвийская Республика), М.В. Петров (ЧувГУ), В.М. Поздеев (ПГТУ), А.Д. Рахронов (Таджикский ТУ, Республика Таджикистан), Л.А. Сакмарова (ЧувГУ), С.В. Сергеев (Белгородский ГУ, НИУ), Ю.Л. Сколупович (Новосибирский ГАСУ, СИБСТРИН), Б.С. Соколов (Казанский ГипроНИИАвиапром), Н.С. Соколов (ЧувГУ), С.В. Спиридонов (ЧувГУ, БЭСКИТ, СПб, ДиРеСтрой, Москва), А.Г. Тамразян (НИУ МГСУ), А.А. Трещев (Тульский ГУ), Т.В. Щенникова (ЧувГУ).

С86 **Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020 :** материалы V Междунар. (XI Всерос.) конф. (Чебоксары, 25–26 ноября 2020 г.) (Construction and development: life cycle – 2020: materials of the V International (XI All-Russian) conference (Cheboksary, November 25–26, 2020)). – Чебоксары: ИД «Среда», 2020. – 440 с.

ISBN 978-5-907411-07-4

Рассмотрены вопросы застройки городов, создания новых конструкций и материалов, совершенствования методов расчета несущих конструкций и их усиления, мониторинга зданий, внедрения новых строительных технологий и экономической оценки строительства.

Для научных работников, строителей, аспирантов, магистрантов и студентов.

Материалы конференции воспроизведены с авторских оригиналов рукописей, представленных в оргкомитет.

ISBN 978-5-907411-07-4

DOI 10.31483/a-10253

© Коллектив авторов, 2020

© ИД «Среда», оформление, 2020

Оглавление

Предисловие	7
-------------------	---

АРХИТЕКТУРА И ГРАДОСТРОИТЕЛЬСТВО

<i>Алсаиед А.М.Т., Махрука С., Трофимова Т.Е.</i> Расширение города Дамаска во времени	8
<i>Андреева О.П., Ахметова С.П., Григорьева Т.А., Михайлова Э.В.</i> Модерн в архитектуре городов Чувашии	14
<i>Исаев А.А., Сакмарова Л.А., Шумихина Е.Г.</i> Советский конструктивизм в архитектуре города Чебоксары	21
<i>Львов И.В., Никитин А.А.</i> Обновление и реализация национального проекта «Жилье и городская среда»	32
<i>Микрюкова Е.М., Николаев И.А.</i> К вопросу о развитии строительства высотных зданий в России	40
<i>Солин С.В., Сакмарова Л.А.</i> Проблемы внедрения информационного моделирования зданий (BIM) в Чувашской Республике и пути их решения	47
<i>Федосеева И.П., Трофимова Е.В.</i> Сущность контроля за соблюдением законодательства о градостроительной деятельности и его роль для региона	55

РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

<i>Алжнде Г., Топилин А.Н.</i> Нелинейный анализ поврежденных железобетонных колонн, восстановленных оболочкой из углепластика с помощью Abaqus	64
<i>Антонов М.Д., Алексейцев А.В.</i> Анализ предельной несущей способности железобетонных балок в femap nastran	77
<i>Антошкин В.Д., Горина М.В.</i> Сферические купола из парных арок одного радиуса	84
<i>Бартнев С.Д., Бобров В.В.</i> К вопросу о защите от прогрессирующего обрушения	92
<i>Бахмисова М.А., Петров М.В.</i> Разработка многослойной ограждающей конструкции и проверка прочности подсистемы при температурных воздействиях	97
<i>Грановский А.В., Прусов К.А.</i> Прочность и деформативность плит перекрытий кессонного типа. Экспериментальные исследования и расчёт	104
<i>Замелин Д.А., Манаенков И.К.</i> К расчету железобетонных балок по деформационной модели	111
<i>Иванов С.И.</i> Прочность анкеровки пост-установленной арматуры... ..	117

<i>Люблинский В.А., Алзайбак К., Алваз Х.</i> Влияние нелинейной деформации связей сдвига на распределение вертикальных напряжений в многоэтажных зданиях	125
<i>Палагин Н.Г., Никитин Г.П., Дульмиева А.Ф.</i> Возведение длинных цилиндрических оболочек из высокопрочного песчаного бетона и его экономическая эффективность	133
<i>Палагин Н.Г., Никитин Г.П., Садрутдинова А.Р.</i> Возведение пологих оболочек положительной гауссовой кривизны из высокопрочного песчаного бетона и его экономическая эффективность... 142	142
<i>Палагин Н.Г., Никитин Г.П., Трунов А.Н.</i> Возведение сплошных колонн одноэтажных промышленных зданий с мостовыми кранами из высокопрочного песчаного бетона и его экономическая эффективность	150
<i>Пекин Д.А.</i> К расчету железобетонных плит на поперечные силы и продавливание	157
<i>Петров М.В., Гоник Е.Г.</i> Моделирование несущей способности автоцистерн, заполненных сыпучим материалом при изгибе..... 167	167
<i>Плотников А.Н., Кузнецов А.В.</i> Углы поворота опор балки при нелинейной работе железобетона	173
<i>Плотников А.Н., Романова Т.В., Михайлов Б.В., Иванов М.Ю., Яковлева О.С.</i> Несущая способность армированной каменной кладки при центральной сжатии на основе деформационных параметров ее компонент	183
<i>Савин С.Ю., Азимов Ш.А., Нсонга Б.М., Громова Д.В., Паничев И.С.</i> Критерии особого предельного состояния внецентренно-сжатых элементов железобетонных каркасов зданий	198
<i>Симаков О.А., Фучижки Д.В.</i> Проблемы учета внешнего армирования при нелинейном расчете нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов..... 208	208
<i>Трещев А.А.</i> Традиционные измерения в экспериментах по определению механических свойств материалов и нюансы для композитов	214
<i>Филатов В.Б., Галяутдинов З.Ш.</i> Исследование деформаций бетона плиты в зоне продавливания	224
<i>Хасанов Н.М., Хасанов М.Н., Гуломов Ж.Б.</i> Влияние сейсмических воздействий взрывов на устойчивость гидротехнических сооружений	230

**НАДЕЖНОСТЬ, МОНИТОРИНГ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ
РЕКОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ**

- Бедов А.И., Габитов А.И., Терехов И.Г., Салов А.С.* Прогнозирование срока эксплуатации защитного гидроизоляционного покрытия проникающего действия..... 238
- Джамуев Б.К., Ерижокова Е.С.* Применение лент из углеродного волокна как один из способов повышения сейсмостойкости газосиликатных стен..... 244
- Леонович С.Н., Карпушенкова Л.С., Карпушенков С.А.* Мигрирующий ингибитор коррозии для бетонной арматуры и его эффективность 252
- Малянова Л.И., Сергеева М.А.* Энергоэффективность и устойчивость высотных зданий и сооружений 259
- Масенина Е.В.* Видовой состав микроорганизмов выделенных с поверхности строительных конструкций эксплуатируемых птицеводческих зданий 264
- Мозгова А.С., Щенникова Т.В.* Энергетическое обследование тепловой электростанции (ТЭС)..... 274
- Плотников А.Н., Иванов М.Ю.* Жесткость опорных сечений ригелей высотного здания и возможность его мониторинга по инклинометрам 279
- Плотников А.Н., Левин С.А., Горбунова И.С., Николаева А.Г.* Анализ корреляции параметров мониторинга многоэтажного здания для определения его деформированного состояния 292
- Русинова Н.Г., Федоров Н.А.* Вопросы надежности систем создания микроклимата 304
- Тыщук Г.Ф.* Применение эмульсионно-минеральных смесей в качестве защитных слоев покрытия по технологии Slarrysill..... 310
- Фабричная К.А., Шяхметова Р.М.* К вопросу использования внутреннего анкера для обеспечения устойчивости стен при реконструкции 314

**ГЕОТЕХНИКА, ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ
ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ И РЕКОНСТРУКЦИИ
ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ**

- Глушков А.В., Глушков В.Е., Глушков И.В.* Вытрамбованный шпальный фундамент..... 322
- Соколов Н.С.* Еще о возможностях буроинъекционной сваи ЭРТ ... 328
- Соколов Н.С.* Оптимальный тип заглубленных конструкций в просадочных грунтах..... 334

- Соколов Н.С., Викторова С.С., Алексеева Г.Н., Терехова О.П., Мальянова Л.И., Магуськин В.В.** Оптимальный тип заглубленных железобетонных конструкций при усилении оснований фундаментов промышленных зданий 344
- Соколов Н.С., Федоров П.Ю.** Грунтовой анкер ЭРТ глубокого заложения 352
- Тыщук Г.Ф.** Стабилизация грунтов оснований вяжущими веществами в транспортном строительстве 363
- Федоров П.Ю.** Буроинъекционная свая эрт армированная фиброй как заглубленная железобетонная конструкция 367
- Чучкалов С.И., Михайлов Б.В., Алексеев В.В., Фадеев И.В.** Устойчивость городских откосов к мини-оползням сдвига 374

ТЕХНОЛОГИЯ, ОРГАНИЗАЦИЯ, МАТЕРИАЛЫ И ЭКОНОМИКА СТРОИТЕЛЬСТВА

- Богданов В.Ф., Петрова И.В.** Узел «колонна-фундамент» в сборно-монолитном каркасе: функции и технологические особенности его исполнения 384
- Богданов В.Ф., Соколова А.И., Петрова И.В.** Проектирование организации строительства зданий и сооружений в особых природно-климатических условиях 390
- Завалишин Е.В., Асташов А.М., Ерофеев В.Т.** Прочность и биостойкость шлакощелочных композитов на основе жидкого стекла 396
- Иванова Н.В., Николаева А.Г.** Проблемы развития онлайн-обучения в строительном образовании 402
- Кортаев С.А., Ерофеев В.Т., Родин А.И.** Обжиговое натрово-известково-силикатное связующее для облегченных материалов с крупным заполнителем 408
- Кортаев С.А., Молодых С.А., Кузнецов Н.М.** Кремнезем-содержащее сырье Республики Мордовия для производства обжиговых облегченных строительных материалов 411
- Микрюкова Е.М., Суворова Е.В.** Преодоление проблем с очисткой сточных вод от плотных эмульсий в нефтеперерабатывающей промышленности 415
- Соколов Н.С., Антонова Ю.В.** Организация службы технического надзора при строительстве нефтеперерабатывающего комплекса 423
- Соколов Н.С., Теславский С.С.** Значение современного оборудования в геодезической службе строительного-монтажного управления 428
- Тыщук Г.Ф.** Креативный подход к обучению как фактор профессионального развития студентов 433

Предисловие

Конференция «Строительство и застройка: жизненный цикл» является продолжением конференции «Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции (НАСКР)». Первая конференция состоялась в 1997 году, 11-я конференция – в 2020 году. Предыдущая конференция прошла в 2018 году. Проводится конференция строительным факультетом ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова».

Новый сборник конференции 2020-го года представлен вопросами градостроительства и сохранения исторической среды, внедрения новых конструкций и материалов, в том числе композитных, совершенствования методов расчета конструкций, их усиления и оценки пригодности к эксплуатации, совершенствования технологии строительства, геотехники и экономической оценки строительства.

Сборник содержит ряд статей, посвященных разработкам в области геотехники, строительстве свайных фундаментов, полученных по разрядно-импульсной технологии, а также их новому типу – сваям с множественными уширениями. Результаты этой работы внедряются исследователями строительного факультета в сотрудничестве с производителями на строительных площадках во многих городах.

Особое внимание уделяется мониторингу уникальных зданий и сооружений. Ученые строительного факультета внедряют свои разработки на многих известных объектах России.

Участники конференции представляют 8 городов России и три зарубежных страны: Беларусь, Таджикистан, Сирию. Издание пользуется популярностью у исследователей, аспирантов и магистрантов.

АРХИТЕКТУРА И ГРАДОСТРОИТЕЛЬСТВО

РАСШИРЕНИЕ ГОРОДА ДАМАСКА ВО ВРЕМЕНИ

Alsaied A.M.T.

Национальный исследовательский
Московский государственный
строительный университет
НИУ МГСУ

Махрука С.

Дамасский университет, Высший институт
регионального планирования
г. Дамаск, Сирия

Научный руководитель

Трофимова Т.Е.

Национальный исследовательский
Московский государственный
строительный университет
НИУ МГСУ

г. Москва, Россия

***Аннотация:** изучение истории городов и причин их образования и развития помогает понять их существующее положение и узнать причины их успехов и неудач во многих вопросах. Дамаск – столица Сирии – один из старейших плотно населенных городов мира. В городе Дамаск существовало множество цивилизаций, каждая из которых оказала влияние на планирование и развитие города. В представленной статье проведен анализ начала формирования города Дамаск и природных факторов, которые повлияли на его формирование и развитие, а также о периодах развития города.*

***Ключевые слова:** Сирия, Дамаск, старый Дамаск, планирование, расширение, зеленая зона, неорганизованные территории.*

THE EXPANSION OF THE CITY OF DAMASCUS OVER TIME

***Abstract:** studying the history of cities and the reasons for their formation and development helps to understand their current situation and find out the reasons for their successes and failures in many areas. Damascus, the capital of Syria, is one of the oldest densely populated cities in the world. There were many civilizations in the city of Damascus, each of which influenced the planning and development of the city. This article analyzes the beginning of the formation of the city of Damascus and the natural factors that influenced its formation and expansion, as well as the periods of the city's expansion.*

***Keywords:** Syria, Damascus, old Damascus, planning, expansion, Unorganized areas, green zone.*

Дамаск – Столица Сирийской Арабской Республики. Древнейшая из современных столиц и один из старейших городов непрерывно населенных городов мира. Расположен в юго-западной части Сирии, в нижнем течении реки Барада, где Барада разделяется на семь рукавов [2]. Название города имеет значение «политое место» [3]. Это связано с большим количеством сельскохозяйственных земель вокруг города, орошаемых рекой Барада. Город начался с холма Храма Дамаска (Мечеть Омейядов). Этот холм и река Барада, которая находится в северной части города, являются константами, которые не менялись веками. [4]

Началом города был Ханаанский город, имевший прямоугольную форму. Когда Арамейцы начали мигрировать в Дамаск и собрались вокруг восточной части города из-за его близости к сельскохозяйственным угодьям и потому, что направление на север было ограничено наличием реки, а направление на юг ограничено дворцом и военными силами. После расширения города и увеличения его силы арамейцы построили новую стену. Но когда пришли греки и римляне, они обычно не общались с местными жителями, поэтому они строили свои собственные кварталы вдоль городских стен. Сначала они собрались на востоке города, и с течением дней и разрушением арамейской стены, они создали римскую стену, которая существует до сих пор. После раскола Римской империи в 395 г. н.э. Сирия присоединилась к восточной провинции Византийской империи [4].

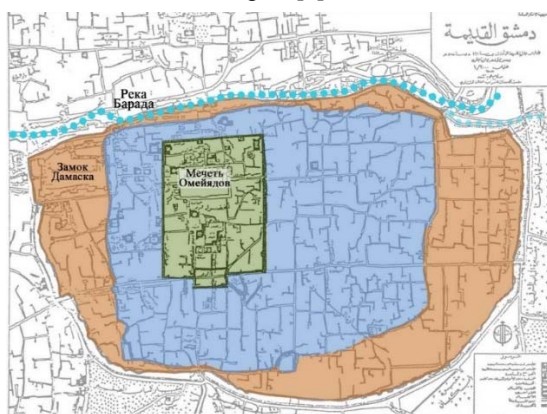


Рис. 1. ---Аморитовая ханаанская стена.
 ----Арамейская стена (с 11 до 8 века) до н.э.
 ----Римская Стена 1 в. до н.э. – 4 в. н.э.

В исламскую эпоху, городская жизнь и экономическая деятельность продолжались в том же месте, но по иронии судьбы непрерывность социальных и политических функций не привела к непрерывности архитектурного проектирования и городского планирования [6]. Но первое комплексное планирование для Дамаска было в середине двенадцатого века, после окончания войны с византийцами, некоторые называют его «новым золотым веком города». Люди могли жить за пределами городских стен из-за повышенной безопасности, и за пределами стены были созданы участки, которые изначально возникли на дорогах, ведущих из города.

В эпоху Османской империи (1516 г.), Дамаск стал центром империи в связи с расширением империи и увеличением числа паломников. Дамаск стал главным местом встречи для караванов паломников, совершающих паломничество в **Мекку**. От 25 до 60 тысяч человек собирались в районе **Аль-Мидан** в Дамаске два раза в год – один раз в начале пути хаджа и второй в конце. Коммерческие сделки значительно увеличились в период хаджа. Кроме того, два или три автоколонны останавливались в Дамаске каждый год для перевозки грузов с востока (Китай, Япония, Индия и Багдад) в Стамбул и Каир. Эти коммерческие полеты продолжались до девятнадцатого века [7].

Коммерческий успех привел к крупным преобразованиям в формировании города. В 1516 году общее количество поселений за пределами города стало 64 га, а к 1850 году их размер почти утроился до 184 га. К концу империи было завершено 90% расширения городов на север по левому берегу реки Барада. Это потому, что водоснабжение домов осуществляется легко по каналам, которые орошают северную часть Гуты [8].

После Первой мировой войны и кончины османского владычества французский мандат (1920–1946г) попытался продолжить развитие городов, которое началось в XIX веке в Дамаске [8], было трудно составить генеральный план, который сочетался бы со старым городом, потому что это город эволюционировал органически на протяжении тысячелетий. Когда французские градостроители и архитекторы рисовали новые пригороды, они развивали города таким образом, что игнорировали местные традиции и нужды и таким образом избегали старого города, потому что они считали его «древним местом первоначальных арабов» [8].

Первый общий организационный план города Дамаска был (План Д'Анже 1936 г), цель организационного плана состояла в том, чтобы:

- регулирование течения реки Барада;
- внимание к раздаче автомобилей, въезжающих и выезжающих из города;
- сохранение посевных площадей в Гуте.

Из этих целей план определил рост города, посвятил большие площади сельскому хозяйству, а Дамаск расширился во всех направлениях. Население увеличилось с 220 тысяч в (22–1920) до 600 тысяч в 1967 [5].



Рис. 2. Общий организационный план города Дамаска на 1968 год (Экочар + Панчоя). Из муниципалитета Дамаска

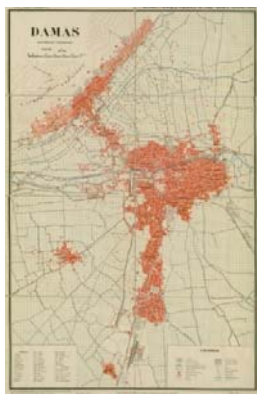


Рис. 3. План города Дамаска 1929 г.

В 1968 году под руководством французского инженера **Митчелла Экочара** был подготовлен еще один общий организационный план города, и он действует до сих пор. План создал крупную городскую экспансию в городе с целью размещения населения, число которого увеличилось в результате иммиграции в город в результате израильской агрессии в **1967** году, население увеличилось с 600 тысяч до 3,5 миллионов в 2008 году [9].

Город быстро расширялся организованным и случайным образом, за счет Гута Дамаска, где явление случайного жилья распространено на больших территориях. В некоторых из этих районов нет удобств и городских пространств. Нарушения преобладали в лицензированных зданиях внутри квартир и на их фасадах [10].

После независимости в 1946 г., Дамаск быстро развивался, потому что он является столицей государства, поскольку население увеличилось с 423 тысячи в 1955 году до 3 миллионов в 1980 году из-за:

- городская миграция в города;
- прибытие палестинских и сирийских беженцев из Палестины и Голанских высот. Напротив, миграция в Алеппо, второй город в Сирии, была меньше.

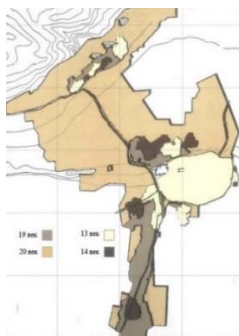


Рис. 4. Эволюция города Дамаск [1]

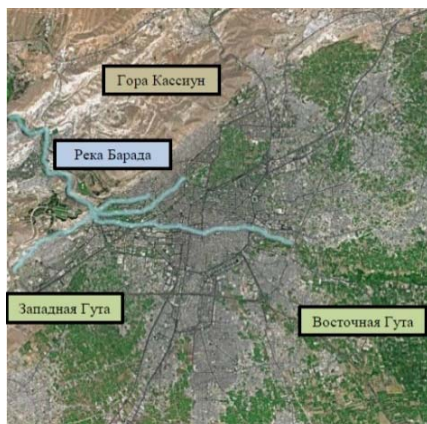


Рис. 5 Карта города Дамаск. Основные элементы города

Выводы

Исходя из вышесказанного, Дамаск со временем превратился из зеленых садов в бетонные земли, поскольку начало города происходило из старого города Дамаск, площадь которого не превышала 5% нынешней площади Дамаска, окруженного зелеными зонами, а с течением времени до девятнадцатого века площадь Дамаска увеличилась почти вдвое. В середине двадцатого века размер увеличился вдвое в 5 раз, но наибольший рост пришелся на конец двадцатого века, когда Дамаск быстро расширялся во всех направлениях за счет сельскохозяйственных земель. Некоторые из этих расширений были в рамках предварительного планирования и были созданы организованные жилые районы, другие были неорганизованными. Случайные жилые районы были сформированы внутри и вокруг Дамаска, всего 18 районов, в которых проживает около 40% населения Дамаска. Несколько факторов способствовали росту этих нерегулируемых районов, наиболее важным из которых были высокие цены на жилье в Дамаске. За последние десять лет поток населения в эти районы увеличился в результате внутренней миграции из-за войны, что привело к его дальнейшему расширению. Эти неорганизованные территории сейчас изучаются с целью их реорганизации и развития, и в этой статье мы обнаруживаем, что важно организовать Дамаск таким образом, чтобы мы могли восстановить некоторые зеленые насаждения, которые были потеряны в последние годы.

Список литературы:

1. Атлас Дамаска – Комплексный план сохранения и развития старого города Дамаска, Министерство местного самоуправления в Сирии. – 2012. – Р. 15. – С. 50.
2. DMA-UPD Discussion Paper Series No.2, Damascus Metropolitan Area Urban Planning and Development. October 2009. – С. 2.
3. Miller, Catherine; Al-Wer, Enam; Caubet, Dominique; Watson, Janet C.E. (2007). Arabic in the City: Issues in Dialect Contact and Language Variation. Routledge. – С.189.
4. Спано, Ахмед Гассан История Древнего Дамаска изменилась. – 1990. – С. 233.
5. Аль-Лахам М. Дамаск через полвека. – 1-е изд. – Дамаск: Дом мысли для публикации, 1990. – С. 22.

6. Kennedy H. :От Полиса до Мадины: городские изменения в эпоху поздней античности и ранней исламской Сирии: прошлое и настоящее. – 1985. – С. 4–5.

7. Arnaud J.L.: Дамаск: урбанизм и архитектура, 1860–1925 гг. Париж: Sindbad-Actes Sud, 2006.

8. Fries F. Планы Алеппо и Дамаска, испытательный стенд для урбанизма братьев Опасностей 1931–1937 «Фигуры ориентализма в архитектуре» Revue de Monde Musulman et de la Mediteranee №73–74 Экс-ан-Прованс: Эдисур, 1994.

9. Аль-Гафри А. Дамаск – самый старый город в истории, мартовский интеллектуальный симпозиум в библиотеке Асада. – Дамаск, Сирия, 18/5/2008.

10. Касим М. Шам Нажмите. – Дамаск 28/12/2009.

Трофимова Татьяна Евгеньевна, канд. техн. наук, доцент кафедры «Архитектура», Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), г. Москва, e-mail: www.tetrofimova@mail.ru

Алсаиед Ахмад Мохамад Тарек, студент 2 курса магистратуры; Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), г. Москва, e-mail: tarekalsayed8@gmail.com

Махрука Сидра, магистрант кафедры городского структурно-территориального планирования; Дамасский университет, Высший институт регионального планирования, г. Дамаск, Сирия; e-mail: sedra.mahrouka@gmail.com

Tatyana Evgenievna Trofimova, Associate Professor of the Department of Architecture, Candidate of Technical Sciences; Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), Moscow, e-mail: www.tetrofimova@mail.ru

Mohamad Tarek Alsayed Ahmad, master of architecture; Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), Moscow, e-mail: tarekalsayed8@gmail.com

Sedra Mahrouka – Master of the Department of Urban Structural regional Planning; Damascus University, Higher Institute for Regional Planning, Damascus, Syria; e-mail: sedra.mahrouka@gmail.com

Для цитирования:

Алсаиед А.М.Т., Махрука С., Трофимова Т.Е. Расширение города Дамаска во времени // Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020: материалы V Междунар. (XI Всерос.) конф. – Чебоксары, 2020. – С. 8–13.

Alsayed A.M.T. Ethe expansion of the city of Damascus over time / Alsayed A.M.T., Makhruka S., Trofimova T.E. // Construction and development: life cycle – 2020: materials of the V International (XI All-Russian) conference. – Cheboksary, 2020. – P. 8–13.

УДК 72.03

МОДЕРН В АРХИТЕКТУРЕ ГОРОДОВ ЧУВАШИИ

*Андреева О.П.
Ахметова С.П.
Григорьева Т.А.
Михайлова Э.В.*

ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет им. И.Н. Ульянова»
г. Чебоксары, Россия

***Аннотация:** в рамках данной статьи модерн рассматривается не только как явление отечественной культуры, но и как значимый сегмент архитектурного наследия. Авторами анализируются предпосылки рождения данного стиля и специфика его развития в городах Чувашии. Авторы акцентируют внимание на необходимости изучения и сохранения наследия модерна в малых городах.*

***Ключевые слова:** модерн, русский модерн, архитектура модерна, деревянная архитектура, сохранение наследия.*

ART NOUVEAU IN THE ARCHITECTURE OF CHUVASH CITIES

***Abstract:** in this article, Art Nouveau is considered not only as a phenomenon of national culture, but also as a significant segment of the architectural heritage. The authors analyze the prerequisites for the birth of this style and the specificity of its development in the cities of Chuvashia. The authors focus on the need to study and preserve the heritage of modernity in small towns.*

***Keywords:** modern, Russian modern, modern architecture, wooden architecture, heritage preservation.*

Модерном называют художественное направление в искусстве, основной идеей которого был поиск гармонии искусства и жизни. Модерн охватил практически все виды искусства, дизайн, графику, производство мебели, текстиля, стекло, ювелирные изделия. Расцвет модерна пришелся на 1890–1914 годы, когда была предпринята попытка оставить в прошлом, все что было в искусстве до него, подвести итог, обобщить эстетический опыт человечества, переработать художественные традиции Востока и Запада, средневековья и античности, романтизма и классицизма [3, с. 9].

Модерн зародился в Англии и за сравнительно короткий срок охватил всю Европу и страны Северной Америки. Модерн значительно повлиял на развитие архитектуры. Стремление отречься от старого, создать нечто неповторимое и прекрасное в архитектуре сделало этот стиль популярным.

В конце XIX века в России модерн был стилем богатых особняков и частных усадеб. Представители буржуазии, желая выразить свою индивидуальность выбирали новый стиль. Русский модерн в архитектуре отличался от западноевропейского, своими национальными традициями. Де-

коративные элементы построек представляли собой ассиметричные композиции с растительными мотивами. Фасады украшались мозаикой, изразцами, панно в технике майолики, витражами на сюжеты русских сказок и былин. Модерн в России отражал часть жизни русского человека, его историю, характер, поэтому архитектура модерна была понятна русскому человеку, созвучна его природе и принималась как часть культуры.

Первые жилые и общественные здания в стиле модерн были построены в Москве, они соединяли в себе черты европейской и национальной культуры [2, с. 97]. Состоятельные купцы и промышленники желая иметь необычные, богато декорированные особняки обращались к архитектору модерна. Москва и ближайшие окрестности становились центром нового художественного направления. Богатое купечество провинциальных городов, быстро реагировало на новые веяния в архитектуре Москвы, новый стиль начал распространяться в малых городах. В конце XIX – начале XX века архитектура провинциальных городов в основном представляла собой здания с эклектичными формами и декором, которые впоследствии стали обновляться новыми элементами в соответствии со стилистикой модерна, каждый регион имел свои особенности и выделялся среди других русских провинций [1, с. 194]. Не обошло это новое веяние и города Чувашии, с небольшим отставанием постройки модерна стали появляться в Чебоксарах, Ядрине, Алатыре и других городах, где местное купечество начало строить особняки в стиле модерн. Они строили диковинные, богато декорированные особняки. Модерн был признаком роскоши и достатка. Состоятельные клиенты приглашали архитекторов, которые создавали внутренние пространства особняков, мебель и декор. Лучшие художники модерна, наполняли интерьеры элементами декора.

Основными принципами архитектуры модерна были отсутствие строгих прямых линий, копирование природных форм. Новые конструкционные материалы позволяли создавать сложные геометрические формы. Умышленный отказ от классических линий, прямых углов, использование декоративных и причудливых линий, использование барельефов формировали принципы модерна.

Ассиметричные фасады и планы сложных геометрических форм отличали здания модерна. Скругленные углы и текучие формы декора делали интерьеры необычными.

Так в здании Отдела русского и зарубежного искусства в Чебоксарах (рис. 1) ясно прослеживается основной принцип проектирования модерна: движение от внутренней организации интерьера к внешней облику дома. Здание было построено в 1911 году на Западном косогоре, оно существенно отличалось от построек того времени. Казанский архитектор Константин Саввинович Олешкевич построил изящный особняк сложной конструкции для купца Федора Ефремова согласно одному из принципов архитектуры модерна «изнутри-наружу». Художественная обработка несимметричных фасадов отражалась в целесообразности и уюности расположения внутренних помещений. Интерьеры были оформлены роскошными изразцовыми печами и каминами, плафонной живописью, лепниной, наборным паркетом и витражами. Чугунная парадная лестница с причудливым орнаментом переключалась с оградой, решетками балконов и флюгером. Изразцовые печи и камин были украшены причудливыми

узорами. Пластика фасада выявлялась за счет выступающих по всей высоте частей и примыкающих объемов. Красоту конструкции подчеркивал орнамент. Декоративные карнизы украшали геометрические вставки.

Объем здания завершал парапет с кованными элементами и декоративными аттиками. На одном из аттиков располагался флюгер. Ограда, калитка и ворота были выполнены в одном стиле с домом [6].



Рис. 1. Отдел русского и зарубежного искусства г. Чебоксары

Этот купеческий особняк, по мнению искусствоведов, является ярким образцом модерна. Это, пожалуй, единственное здание в стиле модерн, которое сохранилось в Чебоксарах в первоначальном виде.

Для модерна характерны ассиметричные объемы, сложные фасады с эркерами, башнями лоджиями и балконами. Так, например, композиционная уравновешенность фасада Ядринского художественно-краеведческого музея со стороны улицы нарушается асимметрией композиции со стороны двора (рис. 2). Окна правого и левого крыла здания, аттики над карнизом отличаются по форме и размеру. Модерн просматривается в декоре стен, рисунок легко читается на светлой штукатурке. Деревянная дверь центрального входа имеет рисунки типичные для стилистики модерна. Это здание – бывшая хирургическая и глазная больница, было построено в 1911–1912 годах меценатом Николаем Михайловичем Таланцевым.



Рис. 2. Художественно-краеведческий музей г. Ядрин

Век модерна был недолгим, особняки были национализированы, многие существующие сегодня здания не сохранили свой первоначальный

вид. Новые хозяева вносили изменения, порой кардинально изменяя внешний и внутренний вид зданий.

В 1910 году в городе Чебоксары было построено Здание Чувашского национального конгресса, это бывший особняк Николая Ефремова (рис. 3). Первоначально здание представляло собой равнообъемную конструкцию в стиле модерн с декоративными элементами парапета (вазоны и аттик) по верхней части здания. Один из углов здания был выполнен в виде полукруглой веранды. Сочетание нескольких стилей в оформлении фасада придавали зданию оригинальный облик. Интерьеры были украшены орнаментом [6].



Рис. 3. Дом Николая Ефремова г. Чебоксары 1910 г.

В конце XX века была обновлена фасадная часть здания, декор полностью убрали. В 2020 году был сооружен тамбур главного входа. Так был утерян первоначальный вид и сейчас сложно догадаться, что это был модерн.

Образцом богатого особняка, в котором наиболее ярко отразились традиции эклектики и элементы модерна является здание Сбербанка в Ядрине (рис. 4). Это здание было построено ядринским лесоторговцем Константином Алексеевичем Бурашниковым в 1914–1919 годах. По некоторым данным автором проекта является архитектор П.И. Абрамчев. Это каменное двухэтажное здание, помещения которого были расположены с трех сторон лестничной клетки. Внутренняя структура читалась во внешнем облике здания. Более крупный объем вестибюля лестничной клетки, верхнего холла был отмечен башней, покрытой листовым железом в виде чешуек. Разные по величине и назначению комнаты имели разные по величине и ритму расположения прямоугольные окна. Ризалиты с лучковыми фронтонами обогащали пластику фасадов. В решении фасада особняка гармонично сочеталась чистота и геометричность форм. Окна фасадов прямоугольные без наличников. Двух и трех частные ложные полукруглые окна заполняли тимпаны. Слуховое окно башни формой напоминало цветок лилии или ириса. Такую же форму имело чердачное окно с южной стороны. Кронштейнам, поддерживающим навес парадного входа, были приданы растительные формы. Венчающий карниз декорирован кронштейнами, а верхняя часть балюстрадами. До реконструкции была деревянная лестница с лепниной в два марша, которая вела на второй этаж, сегодня она утрачена. Деревянные перила на концах закручивались

в валюты. Потолки комнат были украшены лепниной в стилистике модерна. Полы в особняке были дощатые, паркетные и из цветной плитки. Особняк имел эстетическую и архитектурную ценность ясно выраженного стиля модерн [4].



Рис. 4. Здание Сбербанка г. Ядрин

Много хозяев было у этого здания, каждый вносил свои изменения, многие элементы были утрачены, сделан пристрой и дополнительные помещения сзади и сегодня трудно определить к какому архитектурному стилю он принадлежит.

Деревянная архитектура городов России признана уникальным явлением мировой культуры так как она представляет сплав народного зодчества и профессиональной архитектуры. Модерн внес новый акцент в деревянное зодчество. Образцы деревянного модерна в Чувашии находятся в городе Алатырь. Один из них – образец общественного строения начала XX века, где дерево органично вписывается в архитектурные формы модерна.

Двухэтажное деревянное здание было спроектировано Федором Осиповичем Ливчаком – симбирским архитектором в 1907 году. В 1909 году было завершено возведение здания, а в 1911 был подписан Акт приемки. Здание имело П-образную планировочную схему, деревянный корпус с двумя входами. Стены здания – бревенчатый сруб, обшитый тесом. Торцы бревен сруба закрыты лопатками. Фасад здания украшен своеобразными деревянными резными элементами. Из плоскости главного фасада выходит ризалит прямоугольной формы. Лестничная клетка освещается высоким оконным проемом, украшенным оригинальным кокошником наличника. Объемно-планировочное решение деревянного здания и декоративное оформление фасадов сохранились без изменений. Но кирпичная двухэтажная пристройка к одному из фасадов нарушает первоначальный облик здания [5].



Рис. 5. Городское училище в Алатыре 1911 г.

Деревянный одноэтажный дом в городе Алатырь – шедевр деревянного зодчества, построен в конце XIX века, образец деревянного модерна. Деревянный одноэтажный дом с прямоугольной конфигурацией плана (рис. 6). Внутренние помещения организованы тремя изолированными друг от друга групп помещений, для каждого имеются отдельные входы. На главном уличном фасаде имеются два боковых ризалита, каждый из которых завершен повышенным чердачным помещением. Фасадные плоскости чердаков – лучковые фронтоны. Наличники окон уличного фасада украшены крупным рельефом и множеством резных деталей.

Для постройки фасада были использованы обработанные бревна, натуральное дерево органично вписывалось в местность. Богатая отделка дверей, карнизов, наличников резными узорами местами не сохранилась [5].



Рис. 6. Деревянный одноэтажный дом, г. Алатырь

Стремительно развивающиеся исторические события привели к недолговечности стиля модерн, необходимость в жилых помещениях и быстрота жилищного строительства, сделали архитектурные излишества модерна не нужны.

В городах Чувашии есть несколько зданий в архитектуре которых присутствуют элементы модерна, но, к сожалению, многие утратили свой

первоначальный вид и находятся в плачевном состоянии. Следует отметить, что многие объекты не стоят на охране, что позволяет новым владельцам перестраивать эти здания, подчас применяя современные материалы, или пристраивают чужеродные элементы. Здания утрачивают свой первоначальный вид, становятся неузнаваемыми.

В настоящее время наследие модерна, как феномен XX века привлекает внимание. Российские исследователи акцентируют внимание на актуализацию и сохранение наследия модерна в малых городах, проводятся отдельные научные форумы, посвященные данной проблеме. В Чувашии действует республиканская целевая программа «Культура Чувашии: 2010–2020 годы». В соответствии с которой проводятся мероприятия по выявлению, изучению и сохранению архитектурных объектов, представляющих собой ценность с точки зрения истории.

Модерну малых городов присущи свои особенности, отражающие стиль жизни провинциального человека, именно этим они особенно притягательны и ценны. Часто в одном небольшом городке можно найти одно-два здания модерна. Именно поэтому сохранение архитектурного наследия малых городов России важно сегодня.

Список литературы:

1. Агеева Е.Ю. Русская архитектурная традиция и европейские стили в провинциальной архитектуре России XIX – начала XX века // Приволжский научный журнал. – 2012. – №1 (21). – С. 194–200.
2. Борисова Е.А. Русская архитектура конца XIX – начала XX века / Е.А. Борисова, Т.П. Каждан. – М.: Наука, 1971. – 240 с.
3. Горюнов В.С. Архитектура эпохи модерна. Концепции. Направления. Востерп / В.С. Горюнов, М.П. Тубли // Научно-популярное издание. – СПб.: Стройиздат, 1995. – С. 358.
4. Архив культурного наследия [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://nasledie-archive.ru/objs/2100388000.html>
5. Культурное наследие России. Чувашия. Алатырь [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://ru.wikivoyage.org/wiki/>
6. Чувашская энциклопедия [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://enc.cap.ru/?lnk=761&t=publ>

Андреева Ольга Пименовна, канд. пед. наук, доцент кафедры архитектуры и дизайна среды, ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет им. И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, Россия, e-mail: olyaokt@mail.ru

Ахметова Светлана Петровна, канд. пед. наук, доцент кафедры архитектуры и дизайна среды, ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, Россия, e-mail: ahsvet-svet@mail.ru

Григорьева Татьяна Алексеевна, старший преподаватель кафедры архитектуры и дизайна среды, ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет им. И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, Россия, e-mail: grital0904@mail.ru

Михайлова Эвелина Валериановна, канд. пед. наук, доцент кафедры архитектуры и дизайна среды, ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет им. И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, Россия, e-mail: evelki38@yandex.ru

Andreeva Olga Pimenovna, Associate Professor of Architecture and Environmental Design Department, Candidate of Pedagogical Science Chuvash State University named after I.N. Ulyanov, Cheboksary, Russia, e-mail: olyaokt@mail.ru

Grigoreva Tatiana Alekseevna, senior teacher of Architecture and Environmental Design Department, Chuvash State University named after I.N. Ulyanov, Cheboksary, Russia, e-mail: grital0904@mail.ru

Akhmetova Svetlana Petrovna, Associate Professor of Architecture and Environmental Design Department, Candidate of Pedagogical Science Chuvash State University named after I.N. Ulyanov, Cheboksary, Russia, e-mail: ahsvet-svet@mail.ru

Michailova Evelina Valerianovna, Associate Professor of Architecture and Environmental Design Department, Candidate of Pedagogical Science Chuvash State University named after I.N. Ulyanov, Cheboksary, Russia, e-mail: evelki38@yandex.ru

Для цитирования:

Андреева О.П. Модерн в архитектуре городов Чувашии / О.П. Андреева, С.П. Ахметова, Т.А. Григорьева [и др.] // Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020: материалы V Междунар. (XI Всерос.) конф. – Чебоксары, 2020. С. 14–21.

Citation:

Andreeva O.P. Art Nouveau in the architecture of Chuvash cities / O.P. Andreeva, S.P. Akhmetova, T.A. Grigoreva [et al.] // Construction and development: life cycle – 2020: materials of the V International (XI All-Russian) conference. – Cheboksary, 2020. – P. 14–21.

УДК 004.92(075.08)

СОВЕТСКИЙ КОНСТРУКТИВИЗМ В АРХИТЕКТУРЕ ГОРОДА ЧЕБОКСАРЫ

*Исаев А.А.
Сакмарова Л.А.
Шумихина Е.Г.*

Чувашский государственный
университет им. И.Н. Ульянова
г. Чебоксары, Россия

***Аннотация:** рассмотрены здания, построенные в 30-е годы XX столетия в г. Чебоксары, которые сегодня являются объектами культурного наследия (памятниками истории и культуры) эпохи Советского конструктивизма, рассматривая их по стилистической значимости и месту расположения в историческом центре города, как наиболее яркие представители провинциального конструктивизма, оставившие своеобразный след в архитектуре Чувашской Республики.*

***Ключевые слова:** объекты культурного наследия, памятники истории и культуры, историческая территория, стилистическая направленность, художественная выразительность, проект, архитектурная форма, конструкция.*

SOVIET CONSTRUCTIVISM IN THE ARCHITECTURE OF THE CHEBOKSARY

Abstract: the article considers the buildings built in the 30s of the twentieth century in the city of Cheboksary, which today are objects of cultural heritage (historical and cultural monuments) of the era of Soviet constructivism, considering them in terms of stylistic significance and location in the historical center of the city, as the brightest representatives of the provincial constructivism, which left a kind of mark on the architecture of the Chuvash Republic.

Keywords: objects of cultural heritage, monuments of history and culture, historical territory, stylistic orientation, artistic expressiveness, project, architectural form, construction.

Советский конструктивизм – творческое направление в архитектуре Советской России (СССР) 20–30-х годов. Он привлекает нас строгостью геометризма, лаконичностью форм и функциональностью зданий. Лидерами конструктивизма принято считать архитекторов Весниных, Гинзбурга, Голосовых, Мельникова, Леонидова, работавших в Москве, в центре переломных событий того времени, когда показной роскоши был противопоставлен сознательно культивируемый аскетизм, который стал нормой для новой (пролетарской) страны.

Характерные черты этого направления: оригинальность в художественных вопросах формообразования; стремление найти архитектурные средства выразительности; отказ от украшательства (архитектурного декора живописью, скульптурой и другими средствами); эксперимент и поиск новых возможностей в архитектурных приемах. Но так ли привлекателен конструктивизм в архитектуре провинциального города, каким были Чебоксары первой половины XX века? Какие здания строились под влиянием этого направления?

В этой статье мы знакомим читателей с тем, что было и что случилось с постройками конструктивистской направленности. Собран весь арсенал зданий, построенных в указанный период времени. Отдельные строения не сохранились (были снесены), другие реконструированы (приобрели другую стилиевую направленность) или немного изменились в ходе периодических ремонтов. Мы показываем изображения зданий в первоначальном виде, а рядом современное состояние и даём общие сведения о них. Пусть каждый желающий познакомится с этими объектами и вынесет собственное суждение, но непременно важно одно: мы должны знать и беречь историко-культурное наследие прошлого.

Хотелось бы напомнить, что в городе Чебоксары начала XX века проживало 5,1 тыс. человек, насчитывалось 800 домов, из которых лишь 33 были каменные, 90 лавок и магазинов, 3 училища, 2 больницы, банк и небольшая общедоступная библиотека. Город славился храмами. Но, несмотря на почти пятисотлетнюю историю существования, к тому времени его площадь была совсем мала. После создания Чувашской автономии в 1920 году город становится её столицей, и в нем начинается относительно активное строительство. Появляется дом печати, многопрофильная больница, школа, сельскохозяйственная академия, гостиницы, начинают снимать фильмы и строят залы для их просмотра.

В 1970-е годы в связи со строительством Чебоксарской ГЭС, в зоне затопления оказалась историческая часть города, и многие здания пришлось снести. Среди них были и рассматриваемые объекты.

Характерно, что эти здания по месту расположения делятся на две группы: те, что находятся рядом с Волгой (в историческом ядре города – северная окраина города) на западном косогоре с улицами К. Иванова и М. Сеспеля, и те, что на южной окраине, вдали от исторического центра. В этом разделении зданий по размещению на территории города отражается полнота стилистических средств и приёмов создания архитектурных объектов. Так здания, расположенные на севере, ближе к Волге (в историческом центре того времени) имеют большую стиливую направленность (здание первого в Поволжье научного центра по борьбе с трахомой, ул. М. Сеспеля, 27, здание первого звукового кинотеатра «Родина», ул. К. Иванова), на южной окраине города эта направленность не столь ярко выражена.

Характерно также другое, что все здания построены практически в одно десятилетие (30-е годы), имеют схожую материально-конструктивную основу (несущие кирпичные стены, столбы, железобетонные перекрытия, иногда деревянные, и деревянные конструкции скатных крыш), но всё-таки разную архитектурную композицию.

Мы расположили здания по стилистической значимости и месту расположения объектов архитектуры, впереди наиболее яркие, на наш взгляд, представители провинциального конструктивизма.

1. Здание бывшего кинотеатра «Родина», 1933 г.

(ул. К. Иванова, 9)



Рис. 1. Здание бывшего кинотеатра «Родина», 1933 г., 2015 г.

Памятник архитектуры, наиболее яркий представитель конструктивизма. Возведён по проекту архитектора В.В. Медведева (построил в Нижнем Новгороде дом-коммуна «Культурная революция» и дом «Инженерный работник», работал в группе Александра Сергеевича Никольского над проектом Приморского парка Победы в Санкт-Петербурге). Здание первого звукового кинотеатра, имело форму самолета – крыльями служили боковые выступающие конструкции помещения, кабиной пилота – остекленный трехгранный эркер. Введён в эксплуатацию в 1933 г. Рядом находилась речная пристань, и для прибывавших по Волге кинотеатр «Родина» вместе с соседним Домом крестьянина образовали парадный въезд в город.

В 1953 году здание кинотеатра перестроено в стиле неоклассицизма (архитектор Феофан Сергеев).



Рис. 2. Здание бывшего кинотеатра «Родина», 1933 г., 1953 г.

2. Здание первого в Поволжье Научного центра по борьбе с трахомой, 1937 г.

В начале 20-ых годов прошлого века две трети населения республики были больны трахомой. Проектирование началось в 1930 г. (архитектор И. Аввакумов). Лечебница была запроектирована на 75 коек стационарного лечения, с амбулаторией на 260 посещений. План здания похож на фронтальную и горизонтальную плоскости самолета. Кроме 2-3-этажного главного корпуса предусматривался ряд хозяйственных и вспомогательных служб.

Строительные работы начались в 1932 г., но из-за недостатка бутового камня, завершены лишь в 1937 г. К концу строительства добавили черты сталинского ампира (пилястры и филёнка). В этом здании хирург Свято-слав Федоров провел первую в Советском Союзе операцию по пересадке искусственного хрусталика. Объёмно-пространственная композиция и трактовка фасадов здания свидетельствуют о значительном влиянии конструктивизма.

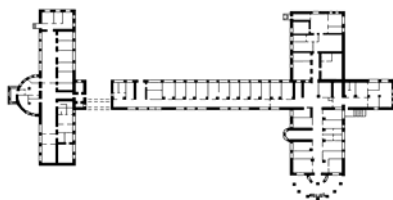


Рис. 3. Здание первого в Поволжье Научного центра по борьбе с трахомой, 1937 г.

3. Дом крестьянина, 1928 г. (ул. К. Иванова, 7)

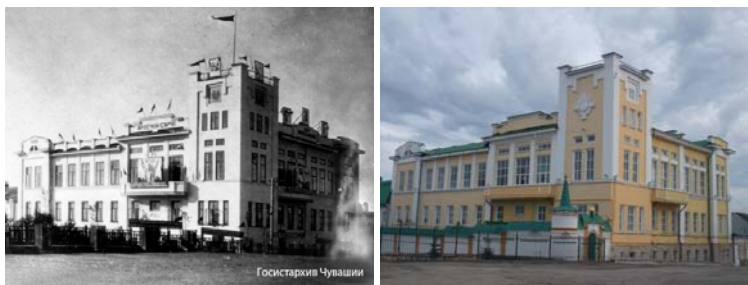


Рис. 4. Дом крестьянина, 1928 г.

Здание построено по проекту В.Н. Александрова. Позднее это Дом колхозника, гостиница «Турист». В одном из помещений находился кино-театр «Ударник». С конца 20-х годов в нем показывали немые фильмы «Чувашино» и других студий. С появлением в Чебоксарах звукового кинотеатра, этот передают под детские фильмы. В 1995 году строение, расположенное на территории уже действующего монастыря, передано Чебоксарско-Чувашской епархии и приспособлено под размещение духовного училища. Здание – памятник – одно из первых значительных строений, возведённых в городе после революции, выполнен под влиянием конструктивизма и модерна.

4. Здание Первой Чебоксарской городской больницы, 1930 г.
(ул. К. Иванова, 14)



Рис. 5. Здание Первой Чебоксарской городской больницы

Образец городской застройки первой половины XX в. Проект инженера Галиевского, доработка проекта инженера Н. Иванова и архитектора В. Александрова. Объёмно-планировочное решение создавалось под влиянием конструктивизма. Здесь впервые в городе применены железобетонные перекрытия и шлакобетонные перегородки. Здание – памятник – первое в Чебоксарах многопрофильное лечебное учреждение советского периода.

**5. Школа №2 (кадетская школа им. А.В. Кочетова),
ул. К. Иванова, 30**



Рис. 6. Школа №2 (кадетская школа им. А.В. Кочетова)

Построена в 1932 г. под влиянием конструктивизма с характерными вертикальными лентами окон на глухом угловом объёме. Расположено на высоком берегу Волги по ул. К. Иванова (на северной её стороне) в западной части мыса западного косогора. Наименее значительное по совокупности черт конструктивизма. Подверглось переделкам в ходе эксплуатации.

6. Здание Главпочтамта



Рис. 7

Построено в 1932. Располагалось ниже Театральной площади по оси центрального косогора города. **Снесено в 1970-е годы** в связи со строительством чебоксарского водохранилища.

7. Гостиница «Волга»



Рис. 8. Гостиница «Волга»

Построена в 1932 г. Располагалась на восточной стороне ул. К. Маркса (центральный косогор города) ниже Театральной площади. В 1950-е годы была перестроен фасад здания по проекту архитектора И.А. Ведянина. **Снесена в 1982 г.** в связи со строительством чебоксарского водохранилища.

8. Дом на ул. Ленинградской



Рис. 9. Дом на ул. Ленинградской

Каменный трехэтажный дом по ул. Ленинградская (западная сторона центрального косогора города). Построен в 1933 г. как первое здание кооперативного техникума. Во второй половине 1930-х гг. передано совпартшколе, в послевоенное время – общежитие совпартшколы. **Снесено в 70-е годы** в связи со строительством чебоксарского водохранилища.

9. Дом жилой, 1930 г. (ул. К. Маркса, 19/7)



Рис. 10. Дом жилой, 1930 г.

18-квартирный, Г-образный в плане жилой дом на пересечении нынешних улиц К. Маркса и Композиторов Воробьевых построен в 1932 году. Предназначался для преподавательского состава Педагогического института, поэтому изначально стал называться «Дом красной профессуры». В начале 30-х годов дом был коммунальным (как общежитие), и там проживало возможно даже больше семей. Здание – памятник, единственный жилой дом в городе, построенный в традициях конструктивизма и сохранившийся до наших дней, но теперь уже не жилой, оштукатурен и покрашен.

10. Здание бывшего Дома печати, 1935 г. (ул. К. Воробьевых, 5)

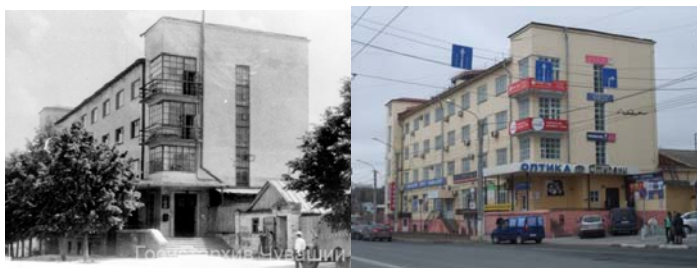


Рис. 11. Здание бывшего Дома печати

Построено по проекту И.П. Егорова. Почти до конца 70-х годов XX века здесь действовала типография и располагались редакции газет и журналов. Первоначальный облик здания в основном сохранился. Внешний облик прост и лаконичен, архитектурные детали отсутствуют. Своеобразие – угловые окна и балконы. К основному корпусу со стороны двора примыкают два одноэтажных объёма. Здание – памятник с характерными для конструктивизма объёмно-планировочным и архитектурно-художественным решениями.

11. Административное здание, 1930-е годы (ул. К. Воробьевых, 16)



Рис. 12. Административное здание

Построено в 1935 г. по проекту инженера И. Егорова как первое здание Чувашской государственной сельскохозяйственной академии (тогда сельскохозяйственный институт). После войны здание используется в качестве общежития. Сейчас – ПКБ «Техноприбор» и несколько кафе. Здание – памятник. Черты конструктивизма проявляются в контрастном сопоставлении глухих и остеклённых поверхностей фасадов с эффектом ленточного остекления и простой прямоугольной в плане формой.

12. Дом, в котором в 1942 г. размещался эвакогоспиталь №3061 (ул. К. Маркса, 56)

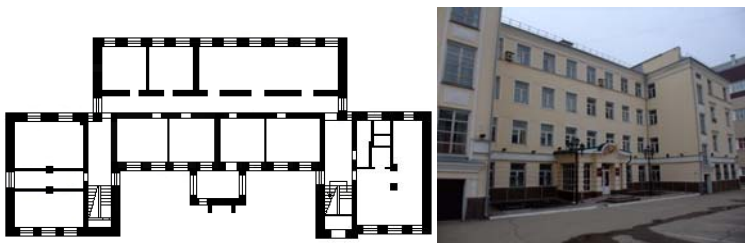


Рис. 13. Административное здание

Кирпичное административное здание построено в 1939 г. Осенью 1941 г. было предоставлено под размещение эвакогоспиталя эвакуированного из-под Москвы. Здание расположено западнее стыковочной площадки ул. К. Маркса и проспекта Ленина (южная часть центрального косягора города). Здание – памятник является последним строением, возведённым в городе с использованием элементов конструктивизма.

Из двенадцати названных объектов, которые построены в г. Чебоксары в тридцатое десятилетие XX века и в той или иной степени отражают творческое направление отечественной архитектуры – «советский конструктивизм» в настоящее время сохранилось только восемь и почти все из них (кроме одного) являются объектами культурного наследия. Одному объекту, причём самому яркому (бывший кинотеатр «Родина»), было суждено «одеть новую рубашку» (переодеться в неоклассицизм) и мы отнесли его к утерянным памятникам конструктивизма.

Сегодня наиболее ярким из сохранившихся объектов конструктивизма можно считать только один – по улице Михаила Сеспеля, 27 и прежде всего за его объёмно-пространственную композицию, отражающую дух конструктивизма в построении архитектурной формы.

Конструктивизм оказался своеобразным мостом между прошлым и будущим, вспышкой нового взгляда на архитектуру как материальную основу социальной жизни нового демократического общества. Поиск небывалого, непонимание, неудача, отторжение, переход к привычному, ласкающему взгляду, – вот короткий путь творческих поисков и открытий длинную в одно десятилетие.

Уже в начале 1930-х годов меняется политическая ситуация в стране, и в архитектуре усиливается влияние архитекторов, проповедующих полностью противоположному конструктивизму стилю – Щусева, Жолтовского. В 1932 году Жолтовский строит свой знаменитый дом на Моховой, полностью решенный в духе неоклассицизма, который тут же назвали «гвоздём в гроб конструктивизма». Влиятельные почитатели богато декорированных зданий поддерживали именно такой стиль, аскетичная романтика конструктивизма стала менее востребованной.

Авангардные течения архитектуры стали подвергаться резкой критике, а потом и вовсе оказались под запретом как буржуазные. Конструктивизм оказался в опале, многие молодые архитекторы, начинавшие как конструктивисты, пересматривали свои взгляды в пользу неоклассики. Строения тридцатых годов г. Чебоксары безусловно создавались под влиянием конструктивизма, да и само время диктовало аскетичный подход до самых простых (экономичных) решений без всяких излишеств. Конструктивизм Чебоксар был предельно прост (на то он и провинциальный), и, пожалуй, главная его заслуга в том, что он был и оставил своеобразный след в истории архитектуры Чувашии.

Список литературы:

1. Архив БУ ЧР «Государственный центр по охране культурного наследия» Минкультуры Чувашии. Учетная документация по объектам культурного наследия (памятникам истории и культуры) г. Чебоксары.
2. Муратов Н.И. Объекты культурного наследия Чувашской Республики: каталог в 2 кн. Кн. 1 / Н.И. Муратов. – Чебоксары: Чуваш. кн. изд-во, 2011.
3. Терентьев А.И. Чебоксары и чебоксарцы. – Чебоксары, 1992.
4. Трофимов А.Е. Проблемы развития архитектуры Чебоксар. Вопросы истории и теории искусств. Труды ЧНИИ ЯЛИЭ Чебоксары, 1992.
5. Хан-Магомедов С.О. Конструктивизм – концепция формообразования / С.О. Хан-Магомедов. – М.: Стройиздат, 2003.
6. Овсянникова Е.Н. Архитектура авангарда. Вторая половина 1920-х – первая половина 1930-х годов / Е.Н. Овсянникова [и др.] [Электронный ресурс]. – Режим доступа: www.moscowbooks.ru/book.asp

Исаев Александр Алексеевич, канд. архитектуры, доцент кафедры архитектуры и дизайна среды, Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова, e-mail: martis18@yandex.ru

Сакмарова Лариса Алексеевна, канд. пед. наук, заведующая кафедрой архитектуры и дизайна среды, доцент, Чувашский государственный университет им. И.Н. Ульянова, e-mail: lara.sakmarova@mail.ru

Шумихина Елена Геннадьевна, канд. архитектуры, старший преподаватель кафедры архитектуры и дизайна среды, Чувашский государственный университет им. И.Н. Ульянова, e-mail: shumihina.elena@yandex.ru

Isaev Alexander Alekseevich. Associate Professor of the Department of Architecture and Environmental Design. PhD in Architecture Chuvash State University named after I.N. Ulvanov, e-mail: martis18@vandex.ru

Sakmarova Larisa Alekeevna. Head of the Department of Architecture and Environmental Design, Ph.D., Associate Professor Chuvash State University named after I.N. Ulvanov, e-mail: lara.sakmarova@mail.ru

Shumikhina Elena Gennadievna. Senior Lecturer of the Department of Architecture and Environmental Design. PhD in Architecture Chuvash State University named after I.N. Ulvanov, e-mail: shumihina.elena@vandex.ru

Для цитирования:

Исаев А.А. Советский конструктивизм в архитектуре города Чебоксары / А.А. Исаев, Л.А. Сакмарова, Е.Г. Шумихина // Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020: материалы V Международной (XI Всероссийской) конференции. – Чебоксары: ИД «Среда», 2020. – С. 21–31.

Citation:

Isaev A.A. Soviet constructivism in the architecture of the city of Cheboksary. / A.A. Isaev, L.A. Sakmarova, E.G. Shumikhina // Construction and development: life cycle – 2020: materials of the V International (XI All-Russian) conference. – Cheboksary, 2020. – P. 21–31.

УДК 338:69(075.8)

ОБНОВЛЕНИЕ И РЕАЛИЗАЦИЯ НАЦИОНАЛЬНОГО ПРОЕКТА «ЖИЛЬЕ И ГОРОДСКАЯ СРЕДА»

*Львов И.В.
Никитин А.А.*

ФГБОУ ВО «Чувашский государственный
университет им. И.Н. Ульянова»
г. Чебоксары, Россия

***Аннотация:** в статье изложена необходимость пересмотра национального проекта «Жилье и городская среда». На примере создания в Чебоксарах (микрорайон Новый город) скейт-парка, дворов без машин показано преимущественные параметры формирования и реализации механизмов развития комфортной городской среды» на основе применения инновационных строительных материалов. Предложено использовать положительный опыт строительства Нового города во всех строящихся микрорайонах города Чебоксары и других населенных пунктах Чувашии.*

***Ключевые слова:** нацпроект, коронавирус, кирпич, бетон, инновация, скейт-парк, комфорт, двор без машины.*

UPDATE AND IMPLEMENTATION OF THE NATIONAL PROJECT "HOUSING AND URBAN ENVIRONMENT"

***Abstract:** the article describes the need to revise the national project "Housing and Urban Environment". Using the example of the creation of a skate park in Cheboksary (Novy Gorod microdistrict), courtyards without cars, the main parameters of the formation and implementation of mechanisms for the development of a comfortable urban environment are shown "based on the use of innovative building materials. It is proposed to use the positive experience of the construction of the New City in all microdistricts under construction in the city of Cheboksary and other settlements of Chuvashia.*

***Keywords:** national project, coronavirus, brick, concrete, innovation, skate park, comfort, yard without a car.*

В Российской Федерации самая масштабная государственная программа за последние тридцать лет – это национальные проекты, которые охватывают все ключевые направления развития страны. На их реализацию из бюджета всех уровней и внебюджетных источников выделяется колоссальная сумма – около 25,7 трлн рублей. В России реализуется двенадцать национальных и 67 федеральных проектов, Чувашия участвует в 11 и 52 из них соответственно.

Учитывая положения о том, что разработка и реализация этих грандиозных амбициозных задач начались не с нуля, то можно отметить, что за последние годы в рамках национальных проектов удалось многое сделать. Например, в рамках реализации нацпроекта «жилье и городская среда»

расселение аварийного жилья в стране, признанного таковым до 2017 года идет опережающими темпами. Правительство внесло предложение выполнить эту пятилетнюю программу за четыре года. В Чувашии в рамках реализации этого проекта активно используются инновационная модернизация структуры строительства жилья [4], современные строительные технологии [5] и материалы как индустриального домостроения на инновационной основе, так и традиционная промышленная и строительная политика [1]. Можно было привести и другие положительные данные по реализации названного нацпроекта.

Но, по данным Минстроя, показатель потребительской уверенности россиян во II квартале 2020 года снизился по сравнению с предшествующим кварталом на 19 процентных пунктов (п.п.) и достиг минимального значения за последние четыре года – минус 30%. Это означает, что население, оценивая текущую экономическую ситуацию в стране, не ожидает улучшения своего личного материального положения и без особого оптимизма смотрит на возможность увеличения текущего потребления. В такой ситуации девелоперы вряд ли будут начинать новые проекты. В подтверждение этого тезиса аналитики Единого ресурса застройщиков ЕРЗ приводят данные о выдаче новых разрешений на строительство (РНС): за семь месяцев 2020 года застройщиками получены РНС всего на 1,8 млн кв. м жилья – это вдвое меньше, чем за тот же период 2019 года. Темпы вывода в строительство или продажу нового жилья продолжают снижаться. В 2019 году этот показатель составлял 1,55 тыс. квартир в день, а в первом полугодии 2020 года упал до 0,9 тыс. квартир в день.

Такая ситуация сложилась из-за того, что начало реализации нацпроектов в 2020 г. пришлось на непростой период распространения коронавируса и последующего экономического кризиса. Всем, включая строителей, пришлось перестраиваться для работы в новых условиях. На первый план выдвинулась задача разработки национального плана действий по восстановлению экономики – из пятисот включенных в него мероприятий сто семьдесят два так или иначе касались строительства. Поскольку жилищное строительство самая значительная часть строительной отрасли страны, ежегодно в эту сферу инвестируется 5 трлн рублей, то обновление национального проекта «Жилье и городская среда» стало одной из центральных направлений работы Минстроя РФ. По его данным, паспорта проектов будут представлены «в новом виде, с новыми показателями и, вполне возможно, с новыми мероприятиями». В разработанный ведомством единый план мероприятий по достижению национальных целей включены предложения о развитии ипотечного кредитования индивидуального жилищного строительства (ИЖС), поддержке низкомаржинальных девелоперских проектов, которые не могут получить проектное финансирование, а также о синхронизации программ расселения аварийного жилья и достройки проблемных домов.

При этом цели (нацпроекта) остаются те же самые: пять миллионов семей должны каждый год улучшать свои жилищные условия, а показатель по возведению 120 миллионов квадратных метров жилья в год станет еще более значимым.

Корректировка национального проекта не потребует дополнительных средств федерального бюджета, однако для реализации ряда мероприятий

необходимо будет активно привлекать внебюджетные средства. Один из основных блоков новой версии нацпроекта «Жилье и городская среда» посвящен повышению доступности жилья за счет поэтапного снижения ипотечных ставок. Серьезные шаги в этом направлении уже сделаны, в частности, запущена программа льготной ипотеки под 6,5%. Она продлена после 1 ноября – до 1 июля 2021 г. застройщики и регионы выступают «за», поскольку это увеличивает спрос на жилье.

Минстрой предложил развивать градостроительный потенциал городов и населенных пунктов за счет вовлечения в оборот земель из государственной и муниципальной собственности. Среди предложений ведомства есть и пункт о комплексном развитии территорий и необходимости отхода от точечной застройки. Также в сферу жилищного строительства планируется привлекать внебюджетные средства с помощью выпуска инфраструктурных облигаций – для обеспечения участков под жилищное строительство инженерными сетями.

В рамках федерального проекта по ликвидации аварийного жилого фонда предлагается сократить административные процедуры и создать механизмы ускоренного расселения аварийного жилья путем предоставления опережающего финансирования регионам, досрочно выполняющим годовые планы расселения. Эта мера уже реализуется: в начале сентября этого года премьер-министр Михаил Мишустин подписал распоряжение о выделении на указанные цели дополнительно 50 млрд рублей за счет средств, предусмотренных в бюджете на 2022 год. Минстрой также рассчитывает привлечь в программу ликвидации аварийного фонда внебюджетные средства и увязать ее с программой достройки проблемных домов — предполагается, что свободные квартиры в достраиваемых многоквартирных домах могут использоваться для переселения жителей из «аварийки».

Касаясь вопросов улучшения качества городской среды, ведомством предложено продолжить работу по цифровизации городского хозяйства. В городах планируется и дальше развивать инфраструктуру для пешеходов и велосипедистов, внедрять беспилотные транспортные средства. Есть в плане и пункты, посвященные внедрению новых технологий в строительство.

Анализируя обновленные мероприятия названного нацпроекта, можно констатировать, что сегодня перед строителями ставится задача: строить не просто «клетушки», а экономичное, комфортное и «умное» жилье. При этом и сам строительный процесс должен вестись использованием новых технологий и опираться «на цифру».

В данной статье более подробно рассматривается создание комфортной городской среды с применением инновационных строительных материалов на конкретном примере комплексной застройки так называемого «Нового города» в Чебоксарах, который расположен между Чебоксарами и Новочебоксарском. Новый город – это современный микрорайон г. Чебоксары с земельной площадью 221,4 га, на которой запланировано построить 1,8 млн м² жилья с перспективной численностью населения до 30 тыс. человек.

Массовое строительство начато в 2012 г. Ежегодно здесь появляются новые дома и целые жилые комплексы, которые возводятся в соответ-

ствии с утвержденной классификацией: «Стандарт», «Комфорт» и «Премиум». На сегодня количество жителей перевалило за 9 тысяч человек. Отметим, что в настоящее время в Чебоксарах идет застройка 16 микрорайонов, и только в Новом городе одновременно создаются современные комфортные условия как в жилых домах, так и на территории всего микрорайона на основе применения инновационных, модернизированных строительных материалов и технологий.

Здесь мы более подробно остановимся в основном на таких широко применяемых строительных материалах, как кирпич и бетон, поскольку ни одно малое и большое строительство не обходится без них.

Без преувеличения можно сказать, что бетон – «хлеб» для строителей. Из него возводят высотные здания – небоскребы высотой более 800 метров (башня-небоскреб Burj Khalifa в Дубае (ОАЭ), самое высокое 828-метровое здание в мире) и одноэтажные дома с необходимыми для людей подсобными строениями. Такое использование бетона позволяет нам делать вывод, что он является второй субстанцией после воды, применяемая человечеством. Известно, что производство бетона во всем мире превышает 7 кубических километров ежегодно, а это, в переводе на одного жителя Земли, составляет более 1 кубического метра.

При использовании бетона в строительстве практики и научные работники выделяют в первую очередь его прочность. В этом направлении мировая наука шагнула далеко вперед. Например, современный инновационный бетон втрое превышает по прочности обыкновенного бетона образца 70-х годов прошлого века. Но, разумеется, относительная прочность (крепость) бетона далеко не всегда является ключевым фактором при разработке его различных искусственных модификаций. Более подробно о его некоторых инновационных свойствах рассмотрим при изложении строительства скейт-парка в Новом городе.

В Новом городе идет самая масштабная в России кирпичная застройка. Кирпичные дома — единственные из современных конструкций, по-настоящему проверенные временем. Они вне конкуренции по таким показателям как экологичность, прочность, долговечность, эстетичность [2], многие другие их достоинства всем известны. Но мы выделим еще одно преимущество – это то, что такие дома не подвержены так называемому «Синдрому больного здания», который, по мнению многих специалистов, проявляется в зданиях с использованием мало проверенных инновационных строительных материалов [3]. Здесь необходимо добавить, что комфортные условия зависят не только от созданного в данном доме необходимого микроклимата, но и от социальных положений проживающих. Речь идет от их зависимости от возраста, состава семьи, и других параметров людей, постоянно проживающих в помещении. То есть мы хотим констатировать, одни и те же комфортные условия не подходят всем без исключения людям и они определяют не только благосостояние семьи, но и в значительной степени ее образ жизни.

Жилые дома, особенно кирпичные, строятся на века. Молодая семья, приобретая в собственность квартиру, проживает в дальнейшем в ней несколько десятилетий. Постепенно меняется состав семьи и требования её членов к комфортному микроклимату. С учетом этого в Новом городе широко внедряются строительство домов с гибкой планировкой квартир.

Ведь, изменяя планировку, можно создать необходимый микроклимат для любого состава семьи.

Однако, несмотря на известные и приведенные выше преимущества кирпича, здания из него сейчас строят не часто. По данным Минстроя, из 1869 корпусов, в которых сейчас продаются квартиры и апартаменты, лишь в 57 (3%) в строительстве наружных стен применяется кирпич.

Главную причину такого положения дел некоторые производители видят в резком падении спроса на модернизированный кирпич из-за его слабой несущей способности. Но, наш взгляд, это не главная причина. Достаточно сказать, что основным строительным материалом при строительстве индивидуальных жилых домов является кирпич. Тогда почему же многоквартирные кирпичные дома такое редкое явление на рынке недвижимости, хотя жить в них мечтают многие люди, в чем их недостатки? По нашему мнению, это связано прежде всего с тем, что застройщики перестали использовать кирпич из-за необходимости соблюдения требований свода правил (СП) 50.13330.2012 «Тепловая защита зданий». Этот нормативный документ относится к категории обязательных. Если описать суть проблемы кратко, то данный СП создает условия, которые делают фактически невозможным использование при строительстве стен некоторых видов стройматериалов, и прежде всего такого долговечного и экологичного материала, как кирпич. Естественно, среди оставшихся на данный момент обязательными к применению 78 нормативных документов едва ли не самую большую критику вызывает названный выше СП.

Скейт-парк в Новом городе

В Чебоксарах впервые построен бетонный скейт-парк. В чем его особенность? Во-первых, он считается самым большим в Поволжье. Фигуры (пирамиды, рампы, специальный бассейн и др.) для выполнения различных трюков расположены на площади более 500 квадратных метров. Во-вторых, при его строительстве фанерные конструкции, обычно применяемые на таких стройках, полностью заменены на бетонные, при этом – не на обычные, а на так называемые пигментированные. Пигментированный бетон является одним из «дружелюбных» по отношению к окружающей среде новых типов бетона со специфическими инженерно-модифицированными свойствами. В чем его оригинальность?

Сегодня бетон применяется не только для заливки фундамента, возведения несущих конструкций и прокладки автомобильных трасс. Новое применение нашел в области декора. Различные лицевые части сооружений по эстетическим соображениям не должны быть серыми и невзрачными. Чтобы придать цвет безликой бетонной смеси, в неё добавляют различные органические и минеральные (оксиды и соли различных металлов) – пигменты. Добавление пигментов никак не сказывается на технических характеристиках бетона.

Современные научно-технические разработки позволяют придать бетонной конструкции практически любые цвета и цветовые оттенки. В соответствии с этим «цветной» бетон стал широко использоваться в производстве тротуарной плитки, бордюров, лестниц, скульптур, брусчатки и других изделий из бетона. Цветные бетоны по качеству не уступают серому, к тому же, имеют декоративные свойства. Натуральные пигменты,

которые в них используются, не выцветают со временем и являются экологически безопасными. При его изготовлении применяется обеспыливающая основа, а это важно для пищевых производств. Окрашенный бетон обладает всеми характеристиками, обеспечивающими его долговечность – морозостойкость, гидрофобность, стойкость к коррозии и другие.

При этом он (пигментированный бетон) использован как в эстетических целях, так и в экономических. На больших площадях применение окрашенного бетона позволяет сэкономить средства на последующую облицовку и обработку поверхности. Выходит, все, что необходимо сделать – это залить бетон, а затем просто отшлифовать его. Более того, при использовании того или иного покрытия, со временем на нем все равно появляются трещины и сколы, из-под которых проглядывает серый бетон. Если же используется цветной бетон, эти проблемы уже не возникают. Ровное покрытие делает скейт-парк более тихим в эксплуатации и менее травмоопасным.

В то же время, чтобы получить качественное покрытие недостаточно просто добавить пигмент в бетон. Главное в производстве цветного бетона – это отработанная до мелочей научная технология, начиная от подбора всех материалов и заканчивая поставками его на объект. Не менее важно, так называемое, сопровождение товара на всех стадиях, при котором специалист должен следить за заливкой и шлифовкой бетона на объекте.

Другое оригинальное технологическое решение, примененное при создании скейт-парка – использование несъемной металлической опалубки, которое значительно увеличит долговечность парка в сравнении с фанерным или асфальтовым, нормативный срок его эксплуатации достигает 15 лет.

Все элементы парка: пирамиды, ramпы, специальный бассейн и др. построены из инновационных строительных материалов и вызывают восхищения у жителей микрорайона. Все фигуры по праву считаются очень интересными, поскольку позволяют выполнять самые разнообразные по сложности исполнения трюки и придумывать новые. Несмотря на типичный набор элементов, каждый скейт-парк по-своему уникален. Парк в Новом городе, помимо интересной формы, будет еще и двухуровневым, что добавит ему экстремальности и вариативности для тренировок и исполнения различных упражнений по скейтбордингу. Кстати, скейтбординг уже включен в программу Олимпийских игр. В новом городе, да и в целом в Чебоксарах много любителей экстремальных видов спорта. Поэтому одна из целей, которую преследует город, создавая этот скейт-парк, – дать им возможность заниматься и совершенствовать свое мастерство в хороших условиях.

Двор без машин

В проекты комфортного жилья с недавнего времени стал входить так называемый «двор без машин». В Новом городе впервые в Чебоксарах строится «двор без машин» – такая концепция общественных пространств уже давно развивается в крупных городах. С одной стороны, сделать такой двор несложно: автостоянки выносятся за пределы придомовой территории или устраиваются под землей, предусматривается пространство для проезда технических и экстренных служб, въезд во двор закрывают шлагбаумами. С другой, такое разведение транспортных и пешеходных

потоков должно быть тщательно спланировано и реализовано с учетом всех необходимых норм и правил.

Как показывает опыт Москвы, такой подход к организации дворов легче всего реализовать при квартальной застройке жилых районов, когда несколько домов огораживают двор, внутри которого спроектированы детские площадки и зоны отдыха. По такому принципу в Новом городе строится комплекс высотных домов «Ориентир» 5 домов комплекса (Галкина, 2, Чебоксарский проспект, 39, строящиеся позиции 1.13, 1.14 и 1.15) имеют общий двор, который будет закрыт от свободного проезда автомобилей, на нем не будет мест для долговременной парковки. Вместо широких проездов и парковочных карманов здесь благоустроят большую дворовую территорию с игровыми площадками для детей и зонами отдыха для взрослых, а проезд в этот двор будет ограничен шлагбаумами. Дорога, необходимая для проезда спецтранспорта, разгрузочных и погрузочных работ, здесь обязательно будет. Но мест для постоянного нахождения автотранспорта во дворе не предполагается.

Для стационарной парковки машин рядом с домами комплекса «Ориентир» оборудована парковка на 240 машиномест между Чебоксарским проспектом и Марпосадским шоссе. Кроме того, около 190 парковочных мест планируется между позициями 1.13, 1.15 и домами 38 и 40 по Новогородской улице.

Особое внимание при благоустройстве двора уделяется качеству применяемых материалов. Устройство спортивных площадок (со спортивным оборудованием и тренажерами), детских площадок с установкой малых архитектурных форм (игрового оборудования) и укладкой травмобезопасного покрытия – все это осуществляется на основе применения разноцветных пигментированных плиток, бетонов и других инновационных строительных материалов.

В настоящее время двор без машин работает в изначально запланированном формате. Чтобы этот формат соблюдался, авторы проекта разработали и довели до жителей свод правил. Согласно ему, заезжать на внутрдворовую территорию можно будет при необходимости погрузки-выгрузки крупногабаритного груза и строго на определенное время. Кроме того, при необходимости доступ будет открыт для автомобилей экстренных служб, например машинам скорой помощи, полиции или пожарным. Для долгосрочной стоянки автомобиля предусмотрены парковочные места за пределами двора. Отметим, их сделано значительно больше, чем того требуют современные нормы: более пятисот машиномест вместо полагающихся двухсот. И все они находятся, как ныне принято говорить, в шаговой доступности от подъездов.

Сейчас самое главное – научиться по этим правилам жить. Наибольшие сложности могут возникнуть с теми, кто привык видеть свою машину даже не у подъезда, а непосредственно на этаже своей квартиры. Для нарушителей правил предусмотрены санкции со стороны Управляющей компании, которая будет следить за соблюдением режима работы двора без машин. В зависимости от степени пренебрежения правилами предусмотрены как краткосрочный, так и долгосрочный, до 1 года, запрет на въезд во внутрдворовое пространство. Возможно, еще более эффектив-

ными станут методы из несколько подзабытого советского прошлого. Решение о появлении здесь именно двора без машин было коллективным, поэтому и воспитательную работу с противниками режима надо вести совместную. Управляющая компания, конечно, будет реагировать, но и самим жителям необходимо проявлять принципиальность и не стесняться предавать проступки соседей общественному обсуждению.

Двор без машин получил признание на федеральном уровне. Проект озеленения двора жилого дома «Ориентир» и прилегающих домов завоевал награду (серебряный призер) главного профессионального конкурса России «Российская национальная премия по ландшафтной архитектуре». Что важно, жюри конкурса оценивало не просто красивые картинки, нарисованные в графическом редакторе, а уже выполненный проект, получить удовольствие, от которого сегодня могут все жители и гости этого района.

Заключение

Таким образом, приведенный анализ позволяет нам сделать вывод, что все четыре федеральные проекты: «Ипотека», «Жилье», «Формирование комфортной городской среды», «Обеспечение устойчивого сокращения непригодного для проживания жилищного фонда», входящие в национальный проект «Жилье и городская среда» должны быть скорректированы. А это означает, что их паспорта примут новый вид, вероятно, с новыми показателями и, вполне возможно, с новыми мероприятиями.

В то же время в Чувашской Республике активно выполняется федеральный проект по формированию комфортной среды и благоустройству с применением модернизированных строительных материалов. Поскольку комфортная городская среда создается на основе комплексного строительства микрорайона – от детских площадок, скейт-парков, дворов без машин, многоэтажных домов – по нашему мнению, было бы целесообразно использовать опыт строительства Нового города во всех строящихся микрорайонах города Чебоксары и других населенных пунктах Чувашии.

Список литературы:

1. Бузырев В.В. Ускорение решения жилищной проблемы в регионах Российской Федерации на основе внедрения инноваций в строительстве / В.В. Бузырев, С.А. Владимиров, А.В. Бузырев // Жилищное строительство. – 2017. – №10. – С. 6–10.
2. Желдаков Д.Ю. Исследования прочности кладки стен в здании Кадашевских бань / Д.Ю. Желдаков, А.А. Фролов // Строительные материалы. – 2016. – № 6. – С. 55–59.
3. Львов И.В. Модернизационные процессы, направленные на снижение «синдрома большого здания» / И.В. Львов, Н.Г. Мамаев, В.И. Тарасов [и др.] // Казанская наука. – 2017. – №4. – С. 18–21.
4. Львов И.В. Инновационная модернизация структуры строительства жилья в Чувашской республике в условиях новой экономики // Жилищное строительство. – 2017. – №10. – С. 41–45.
5. Соколов Н.С. Технологические приемы устройства буроналивных свай с многоступенчатыми уширениями // Жилищное строительство. – 2016. – №10. – С. 54–59.

Львов Иван Васильевич, профессор строительного факультета ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет им. И.Н. Ульянова», пр. Ленина, 6, Строительный факультет, кабинет Н – 407, г. Чебоксары, e-mail: Liv41@mail.ru; тел. 8 906 383 26 12.

Никитин Артём Алексеевич, магистрант кафедры Строительных технологий, геотехники и экономики строительства строительного факультета ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет им. И.Н. Ульянова», пр. Ленина, 6, Строительный факультет, кабинет Н – 407, г. Чебоксары, e-mail: svetik-nlist.ru@bk.ru; тел. 8933570646.

Lvov Ivan Vasilyevich, Professor of the Faculty of Civil Engineering of FSBEI HE "Chuvash State University. IN Ulyanova", Lenin Ave., 6, Faculty of Civil Engineering, Office N - 407, Cheboksary, e-mail: Liv41@mail.ru; tel. 89063832612

Nikitin Artyom Alekseevich. Master student of the Department of Building Technologies, Geotechnics and Construction Economics of the Faculty of Civil Engineering FSUE of HE "Chuvash State University. IN Ulyanova", Lenin Ave., 6, Faculty of Civil Engineering, Office N - 407, Cheboksary, e-mail: artuom.nikitin-97@mail.ru, tel. 8 927 66 68 21

Для цитирования:

Львов И.В., Никитин А.А. Обновление и реализация национального проекта «Жилье и городская среда» // Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020: материалы V Междунар. (XI Всерос.) конф. – Чебоксары, 2020. – С. 32–40.

Lvov I.V. Update and implementation of the national project "Housing and Urban environment" / Lvov I.V., Nikitin A.A. // Construction and development: life cycle – 2020: materials of the V International (XI All-Russian) conference. – Cheboksary, 2020. – P. 32–40.

УДК 693

К ВОПРОСУ О РАЗВИТИИ СТРОИТЕЛЬСТВА ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЙ В РОССИИ

*Микрюкова Е.М.
Николаев И.А.*

ФГБОУ ВО «Ижевский государственный
технический университет
им. М.Т. Калашникова»,
г. Ижевск, Россия

***Аннотация:** в данной статье рассматриваются примеры высотного строительства. На их основе определяются способы решения существующих проблем. Факторами строительства высотных зданий являются урбанизация людей и необходимость концентрации трудовых ресурсов. Основными задачами организации являются создание маломасштабной муниципальной среды, сокращение муниципальных территорий для развития, использование инновационных технологий для строительства и хорошее обслуживание. Чтобы решить эту проблему, нужно учитывать целесообразность строительства башен в нашей стране, затраты на строительство таких зданий и влияние на окружающую среду.*

***Ключевые слова:** высотные здания, особенности строительства, проектирование зданий, инженерные системы.*

TO THE QUESTION OF THE DEVELOPMENT OF CONSTRUCTION OF HIGH-RISE BUILDINGS IN RUSSIA

***Abstract:** this article discusses examples of high-rise construction. Based on them, ways to solve problems. Factors in the construction of high-rise resources. The main objectives of the organization are to create a small-scale municipal environment, reduce municipal areas for development, use innovative technologies for construction and good service. To solve this problem, it is necessary to include the feasibility of building towers in our country, the costs of building such buildings and the impact on the entire environment.*

***Keywords:** high-rise buildings, construction features, building design, engineering systems.*

Введение

Сегодня здания повышенной этажности и высотные здания стали основным направлением строительства. Первое, что бросается в глаза, когда приезжаешь в современный город, – это небоскребы, поражающие своим величием и грандиозностью. И задумываешься, неужели, это творение рук человека, а современные строительные технологии достигли таких высот.

Первыми высотными зданиями в России были колокольня Ивана Великого, построенная в 1508 г., высотой 60 метров и достроенная 1600 г. до 81 метра. В 1707 г. на Чистых прудах была построена церковь Архангела Гавриила (Меншикова башня); высота башни составляла 84,3 метра. В 1723 г. была построена колокольня Петропавловского собора в Санкт-Петербурге, высота которой составила 122,5 метра.

Исторически так сложилось, что в России, в столичной Москве, также были заложены сооружения, которые должны были стать самыми высокими небоскребами в России и Европе – 100-этажный, 495-метровый Дворец Советов (считается самым высоким в мире) в 1940-х гг. и 612-метровая 118-этажная Башня России в 2000-х, но их строительство было отменено по разным причинам.

Самым высоким в России и Европе является 462-метровый 88-этажный небоскроб «Лахта Центр» в Санкт-Петербурге, построенный в 2018 г. Башня «Лахта Центр» – один из самых северных небоскребов в мире и один из пяти самых экологичных, высотных зданий. Из-за близости к Финскому заливу и слабых грунтов все фундаменты комплекса, в том числе и центральная Лахтинская высотка, стоят на сваях. Количество свай в этом комплексе – 3480, их диаметр варьируется от 0,6 до двух метров.

Город Екатеринбург, расположенный на восточном склоне Среднего Урала, на берегу реки Исеть, знаменит своими небоскребами. Башня Исеть – 52-этажный небоскроб на территории будущего комплекса Екатеринбург-Сити, построенный в 2016 г. Второй по величине небоскроб в городе – Дом Высоцкого – 54 этажа, высота 188,3 метра, построен в 2015 г. При создании небоскреба особое внимание было уделено пожарной безопасности. В здании есть адресная пожарная сигнализация, шесть тысяч дымоуловителей и две зоны безопасности, куда не может проникнуть ни дым, ни огонь. Одна из этих зон скрыта на техническом этаже.

По сей день рост небоскребов продолжает только ускоряться. Только за последние пять лет было построено более половины всех самых высоких зданий в мире, а общее количество небоскребов утроилось за последнее десятилетие.

В нашей стране лидером строительства небоскребов является столица. Это связано с финансовыми и материальными возможностями Москвы. Меркурий Тауэр (Mercury Tower, Golden Tower) – многофункциональный деловой комплекс, входящий в состав Московского международного делового центра. Высота башни 338 метров. Концепция бизнес-центра была предложена в 1991 г, а в 1995 г. началась подготовка к возведению первых небоскребов этого центра. Башня Меркурий должна была стать первым по-настоящему «экологичным» зданием в Москве: «Высотка» была рассчитана на дневное освещение 75% офисов естественным светом и включала в себя систему забора дождевой воды для последующего использования. Для большей надежности предусмотрены два независимых железобетонных каркаса, что сделало «Меркурий» устойчивым к землетрясениям до шести баллов. В этом небоскребе предусмотрена единая автоматизированная система управления зданием (АСУЗ), интегрированная система безопасности, спринклерная система пожаротушения, водоснабжение для пожаротушения, четырех трубная система кондиционирования воздуха, двадцать шесть скоростных ультрасовременных лифтов и другие передовые технологии.

Материалы и методы исследования

Для классификации зданий был принят критерий высоты в метрах, а не этажности, так как высота этажа принимается различной в зависимости от назначения здания и требований национальных стандартов проектирования [1, с. 14–17]. «Термины и определения» дается следующее определение: «Многофункциональное многоэтажное здание» – здание высотой более 75 м, включающее в себя, помимо жилых помещений, гостиничные номера и помещения иного функционального назначения» [19].

Российская строительная отрасль не имеет опыта высотного строительства, как в других развитых странах. Чаще всего проблемы возникают из-за климата, расположения здания в существующей городской застройке, отсутствия строительных технологий и оборудования, подходящего для строительства многоэтажных домов. Также отсутствуют правильные требования к надлежащей документации и контролю, за соблюдением существующих требований по планировке землепользования и зонированию в городе, строительству и обслуживанию здания, требования пожарной и эвакуационной безопасности людей, находящихся в высотных зданиях.

Один из недостатков «высоток» можно выделить - проблему транспортного характера. При плотной застройке, возникновение транспортного кризиса можно наблюдать не только в зоне строительства, но и на территориях и близлежащих улицах. Чтобы избежать такой проблемы, например, в Париже, здания офисов переносятся из центра города на окраины, в результате чего ситуация на улицах нормализуется в рабочее время, поскольку люди туда не стремились. Инфраструктура высотного строительства более актуальна для России. Среди них - модернизация инженерных систем, транспортная доступность, благоустройство прилегающей территории, использование современных систем обслуживания зданий.

При строительстве зданий повышенной этажности и высотных зданий в качестве материалов используются бетон и сталь. Ветровые нагрузки, действующие на здание, сохраняются благодаря жесткости «каркаса» конструкции, а благодаря гибкости достигается устойчивость к сейсмическим колебаниям. Чаще всего фасады отделываются стальным профилем и световыми панелями из прозрачного стекла, алюминия или полимеров.

Инженерные системы и лифты тщательно отбираются специалистами при строительстве. Для них главное – высокое качество и длительный гарантийный срок.

Особое место в анализе занимает рентабельность высотного строительства, потому что многие эксперты часто поднимают вопрос о целесообразности высотного строительства в нашей стране, так как не видят смысла в возведении данных зданий, и делают упор на огромные территории нашей страны, где городская застройка уже сформировалась.

В комплекс жизнеобеспечения небоскреба входит около тридцати систем: канализация и водоснабжение, микроклимат, электроснабжение, дымоудаление, пожаротушение, автоматизация и др.

Проблемы безопасности при строительстве «высоток» важны, потому что организация маршрутов эвакуации требует соблюдения массы нормативных источников из-за сложности и протяженности путей, обеспечивающих доступ к выходам из здания [1–4].

Специалисты утверждают, что использование только негорючих материалов при возведении небоскребов невозможно, несмотря на высокое развитие технологий в строительстве. Поэтому даже в новых домах пожар представляет реальную угрозу. Риск пожара для людей в многоэтажных домах усугубляется тем, что, в отличие от малоэтажных, эвакуация людей очень затруднена, а сложность тушения пожаров возрастает [4].

Для высотных зданий требуется Автоматизированная система управления зданием (АСУЗ), которая осуществляет централизованный мониторинг, диспетчеризацию и управление оборудованием инженерных систем. Основными функциями автоматизированных комплексов, коммуникационных и информационных систем, которыми оснащены высотные здания, являются безопасность, поддержание срока службы здания и обеспечение технологичности функциональных блоков и комфорта людей. Для устранения избыточности и обеспечения согласованности работы технические системы следует объединять в комплексы, обеспечивающие обмен информацией между системами. Необходимо организовать гибкую и свободно программируемую систему распределения для центра управления зданием с автоматизированным рабочим местом, где могут работать только высококвалифицированные специалисты. В многоэтажных домах необходимо предусмотреть помещения для размещения технологического оборудования общегородских сервисных служб: оперативных систем радиосвязи и государственной пожарной охраны МЧС Российской Федерации; стационарный пост наблюдения за несущими конструкциями здания; для центральной диспетчерской системы безопасности здания. Краткий и неполный перечень проектно-строительных работ, приведенный выше, показывает, что строительство высотных зданий является чрезмерно дорогостоящим процессом [5].

Для высотного строительства в современной России перечень нормативных документов еще не утвержден полностью. Невозможно построить

качественные объекты, отвечающие современным стандартам безопасности и комфорта, с использованием устаревших технологий. Для устойчивого развития многоэтажного строительства нужны новые правила, упрощение процедуры согласования документов, ГОСТов и технических регламентов.

Результаты и проблемы

В отличие от многоэтажных зданий, инженерные системы высотных зданий обладают рядом характеристик. Рассмотрим их на примере многоэтажного дома многофункционального комплекса «Университет» по ул. Мира в Кировском районе г. Екатеринбург.

В здание запроектировано два ввода. Хозяйственно-питьевой водопровод разделён на зоны: водоснабжение встроенных помещений (офисы) от давления в городском водопроводе, водоснабжение жилых помещений первой зоны, водоснабжение жилых помещений второй зоны. Принята нижняя разводка хозяйственно-питьевого водопровода для встроенных помещений и первой зоны с прокладкой магистральных трубопроводов под потолком техподполья. Для второй зоны разводка хозяйственно-питьевого водопровода предусмотрена по тёплому чердаку. Сети хозяйственно-питьевого водопровода проектируются тупиковыми. Для выравнивания давлений в трубопроводах горячей и холодной воды и для снижения напора на ответвлениях в квартиры установлены регуляторы давления. Система горячего водоснабжения запроектирована для подачи воды к санитарным приборам жилых квартир и офисов. Для офисов предусмотрена отдельная – от жилой части система горячего водоснабжения, выполнена циркуляция для жилой части и офисов. В проекте запроектирована нижняя разводка горячей воды и циркуляции для офисов и первой зоны с прокладкой магистральных трубопроводов по техподполью. Для второй зоны разводка горячей воды предусмотрена по тёплому чердаку. Для нужд пожаротушения выполнены два транзитных трубопровода от ввода, минуя водомерный узел и две зоны внутреннего пожаротушения. В здание запроектирована насосная станция хозяйственно-питьевого водопровода, станция водоподготовки, насосная станция пожаротушения [5–8; 10; 11].

Для отвода стоков от санитарных приборов жилой части выполнена самотечная система хозяйственно-бытовой канализации с выпуском в проектируемую наружную сеть. В этой же секции запроектирована отдельная система канализации санузлов офисов с самостоятельным выпуском в наружную сеть. Для отвода дождевых и талых вод с кровли здания запроектирована система внутреннего водостока с выпуском дождевых вод на отмостку и далее по железобетонным лоткам до проезжей части. На осенне-зимний период предусмотрен перепуск стоков в хозяйственно-бытовую канализацию жилой части. Канализация случайных стоков запроектирована для отвода случайных и аварийных стоков из помещения ОВ и ВК. В помещении ОВ и ВК предусмотрены приемки с автоматизированными погружными насосами со встроенным поплавковым выключателем и обратным клапаном. Данные стоки являются условно чистыми и отводятся в мокрый колодец с последующим вывозом [5–7; 9; 20].

Для обеспечения общеобменной вентиляции квартир проектом предусмотрена механическая система вентиляции. Вытяжка и приток воздуха в квартиры осуществляется двумя установками с рекуператорами, установ-

ленные на кровле. Вентиляция офисных и МОП помещений осуществляется отдельными системами с механическим побуждением и естественной вентиляцией. Выборос отработанного воздуха осуществляется выше отметки кровли. Для снижения шумовых характеристик в системах вентиляции жилых квартир, офисов предусмотрены шумоглушители. Для ограничения распространения продуктов горения проектом предусматривается удаление дыма. Для системы дымоудаления запроектированы осевые крышные вентиляторы. Выброс продуктов горения осуществляется на высоте двух метров от уровня кровли. Проектом предусмотрены системы подпора воздуха путем эвакуации, лифтовые шахты, тамбур шлюзы [5; 12; 13].

Для поддержания комфортной температуры воздуха в офисных помещениях проектом предусмотрены системы кондиционирования. Наружные блоки кондиционеров располагаются на фасаде здания. Для удаления конденсата используется система каналов. Отвод конденсата осуществляется системой канализации [5; 12; 13].

В качестве отопительных приборов квартир и офисов предусмотрены водяные, стальные, панельные радиаторы, с нижним подключением. Для отопления вспомогательных помещений МОП предусмотрены конвекторы с боковым подключением. Для распределения теплоносителя отопления в квартиры и офисы, предусмотрены коллектора отопления на обслуживаемом этаже. Для учета потребляемого тепла квартирами и офисами, в проекте предусмотрены счетчики тепла, установленные на поэтажных коллекторах отопления. В квартирах и офисах трубопроводы отопления прокладываются в стяжке пола по периметру помещений в защитном гофрированном кожухе [5; 12; 13].

Теплоснабжение жилого дома предусматривается от существующей котельной по ул. Вишневой. Схема теплоснабжения принята двухтрубная с подключением системы отопления по независимой схеме. По зависимой схеме – системы вентиляции и закрытая схема системы ГВС [5; 12; 13].

Выходы из лифтов на промежуточных этажах выполнены через лифтовые холлы, которые отделяются от примыкающих коридоров противопожарными перегородками с samozакрывающимися дверями. Лифтовые кабины выполнены из негорючих материалов [1; 2].

Вывод

Сделать однозначный вывод о необходимости или недопустимости высотного строительства в российских реалиях невозможно. Внедрение высотных комплексов в крупнейших городах России представляется оправданным. Высотные здания позволяют избежать расширения городов, создавая «компактную» городскую среду при отсутствии территорий. Необходим компромисс между преимуществами многоэтажного строительства и стоимостью их возведения. В результате проведенного анализа можно сделать вывод, что в будущем темпы строительства высотных зданий в городах будут только увеличиваться и развиваться.

Список литературы:

1. СП РК 3.02-02-2008 Проектирование высотных зданий и многофункциональных комплексов.
2. СП 267.1325800.2016 Высотные здания и комплексы. Правила оформления.
3. СП 394.1325800.2018 Высотные здания и комплексы. Правила эксплуатации.
4. СП 1.13130.2009 Системы противопожарной защиты. Пути эвакуации и выходы (с поправкой № 1).

5. СП 253.1325800.2016 Инженерные системы высотных зданий.
6. СП 30.13330.2012 Внутреннее водоснабжение и водоотведение зданий.
7. СП 73.13330.2012 Внутренние санитарные системы зданий.
8. СП 31.13330.2012 Водоснабжение. Сети и внешние установки.
9. СП 32.13330.2012 Санитария. Сети и внешние установки.
10. СП 10.13130.2009 Системы противопожарной защиты. Внутреннее водоснабжение огнетушителя.
11. СП 8.13130.2009 Системы противопожарной защиты. Источники водоснабжения для пожаротушения.
12. СП 60.13330.2016 Отопление, вентиляция, кондиционирование. Актуализированная редакция СНиП 41-01-2003 (с поправкой №1).
13. СП 7.13130.2013 Отопление, вентиляция, кондиционирование. Требования пожарной безопасности (с изменениями №1, 2).
14. СП 42.13330.2016 Градостроительство. Планировка и застройка городских и сельских поселений. Актуализированная редакция СНиП 2.07.01-89* (с Изменениями №1, 2)
15. СП 14.13330.2018 Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП II-7-81* (с Изменением №1).
16. СП 118.13330.2012 Общественные здания и сооружения. Актуализированная редакция СНиП 31-06-2009 (с Изменениями №1–4).
17. СП 55.13330.2016 Дома жилые одноквартирные. Актуализированная редакция СНиП 31-02-2001 (с Изменением №1).
18. СТО 01422789-001-2009 Проектирование высотных зданий.
19. МГСН 4.19-2005 «Проектирование многофункциональных высотных зданий и строительных комплексов в городе Москве».
20. Королев А.А. Целесообразность использования звукопроницаемых канализационных труб в многоквартирных домах / А.А. Королев, А.Р. Сабирьянова, Е.М. Микрюкова // Энергосбережение, информационные технологии и устойчивое развитие: электронное научное издание: сборник документов международной научно-практической интернет-конференции. ФГБОУ ВПО «Ижевский государственный технический университет им. М.Т. Калашникова». – 2014. – С. 140–142.

Микрюкова Е.М., старший преподаватель ФГБОУ ВО «Ижевский государственный технический университет им. М.Т. Калашникова», г. Ижевск, Россия, e-mail: t90q@mail.ru

Николаев И.А., студент-магистрант, ФГБОУ ВО «Ижевский государственный технический университет им. М.Т. Калашникова», г. Ижевск, Россия, e-mail: ft90@inbox.ru

Mikryukova E.M., supervisor, senior lecturer, Kalashnikov Izhevsk State Technical University, Izhevsk, Russia, e-mail: t90q@mail.ru

Nikolaev I.A., Master's student, Kalashnikov Izhevsk State Technical University, Izhevsk, Russia, e-mail: ft90@inbox.ru

Для цитирования:

Микрюкова Е.М. К вопросу о развитии строительства высотных зданий в России / Е.М. Микрюкова, И.А. Николаев // Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020: материалы V Междунар. (XI Всерос.) конф. – Чебоксары, 2020. – С. 40–46.

Mikryukova E.M. To the question of the Development of construction of High-rise Buildings in Russia / Mikryukova E.M., Nikolaev I.A. // Construction and development: life cycle – 2020: materials of the V International (XI All-Russian) conference. – Cheboksary, 2020. – P. 40–46.

ПРОБЛЕМЫ ВНЕДРЕНИЯ ИНФОРМАЦИОННОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ ЗДАНИЙ (BIM) В ЧУВАШСКОЙ РЕСПУБЛИКЕ И ПУТИ ИХ РЕШЕНИЯ

Солин С.В.
Сакмарова Л.А.

ФГБОУ ВО «Чувашский государственный
университет им. И.Н. Ульянова»
г. Чебоксары, Россия

Аннотация: в статье рассматриваются основные проблемы, с которыми сталкиваются проектные и строительные организации при переходе на информационные технологии моделирования зданий в Чувашской Республике.

Ключевые слова: информационное моделирование зданий, BIM-стандарт, BIM-технологии.

PROBLEMS OF BUILDING INFORMATION MODELING (BIM) IMPLEMENTATION IN THE CHUVASH REPUBLIC AND WAYS TO SOLVE THEM

Abstract: the article discusses the main problems faced by design and construction organizations in the transition to information technologies for building modeling in the Chuvash Republic.

Keywords: Building Information Modeling, BIM standard, BIM technologies.

Информационное моделирование зданий (от англ. Building Information Modeling, BIM) – процесс, в результате которого формируется информационная модель здания (сооружения), при этом, для каждой стадии соответствует некоторая модель, которая отображает объем обработанной на этот момент информации (архитектурной, конструкторской, технологической, экономической) о здании или сооружении, к которой имеют доступ все заинтересованные лица.

Информационное моделирование зданий в последние годы пользуется всеобщим одобрением, особенно со стороны правительства, государство понимает, что использование данной технологии позволяет сэкономить не малые бюджетные средства и к тому же строительство становится прозрачным, однако, несмотря на попытки внедрения современных технологий в строительную отрасль, переход происходит очень медленно.

Так, если взять для примера показатели, характеризующие успешность перехода, западных стран, то строительные фирмы в Великобритании только на 10% своего валового веса используют возможности BIM, в то время как 60% американских компаний успешно реализуют принципы информационного моделирования, в России подобные показатели и вовсе малы, а Чувашской Республике в разы меньше Российского уровня. Однако, как показал мировой опыт внедрения, проблемы, тормозящие этот

процесс, не имеют географической предрасположенности, они имеют схожий характер.

Как известно, BIM позволяет эффективно использовать единую информационную модель здания на протяжении всего жизненного цикла здания.

Так, на стадии проектирования важным являются вопросы информационной полноты элементов общей системы, своевременного внесения изменений в проект в режиме реального времени его участниками, возможность передачи информации между различными программными комплексами, расчета конструкций с привязкой результатов к элементам в модели для последующей работы с ними других специалистов, а также экономии временных ресурсов.

На этапе строительства информационное моделирование позволяет беспрепятственно отслеживать ход выполнения календарного графика, оптимизировать процессы и определять возможные отклонения на стадии их первого появления. На стадии эксплуатации информационное моделирование способствует беспрепятственному доступу к информации, накопившейся на предыдущих стадиях жизненного цикла, моделированию и прогнозированию изменений технологической, конструктивной и проектной составляющей здания для последующей реконструкции.

Если говорить о проблемах, с которыми можно столкнуться, при внедрении информационного моделирования на предприятии, то, во-первых, оборот информации, как говорилось ранее, – одна из сильнейших сторон BIM-технологий, однако, информационные модели BIM обладают рядом специфических параметров, такими как: сложная трехмерная геометрия, интеллектуальное поведение, огромный объем дополнительной информации, связанной непосредственно с каждым объектом, особой параметризацией. Следовательно, обмен информации между системами представляет из себя более сложный процесс, чем ранее, в предыдущих поколениях САПР.

В настоящее время на рынке BIM-технологии имеется большое количество производителей программных комплексов, но единая работа для лучшей совместимости данных так и не осуществлена, хотя есть и универсальный формат IFC, но все же идут потери данных, конфликты и т.п., тем самым вызывая сложность экспорта из одной системы в другую. Разработчики ПО понимают эту проблему и пытаются решить ее, на мой взгляд, хорошо в этом направлении продвинулась компания Autodesk со своим BIM 360. Решив эту проблему будет реализована основная концепция информационного моделирования – совместность производимых действий.

Выход из этой затруднительной ситуации пока один – вынужденный выбор одной системы для выполнения полного пакета задач.

Со второй проблемой сталкивается почти каждая фирма, которая делает попытки внедрения информационного моделирования. Информационная модель, состоящая из нескольких связанных файлов и снабженная должной детализацией, может разрастаться до невероятных размеров. Наиболее крупные проекты зачастую требуют совершенного программного обеспечения, а с одной из наиболее насущных задач — проверки модели на коллизии, способны справляться единицы компьютеров, т. к. даже

полная загрузка подобной модели представляется очень трудоемким и маловероятным процессом.

Одним из возможных выходов из этой ситуации является использование специализированных программ, которые работают только с «внешней оболочкой» модели без возможности ее редактирования. Так же выходом может служить снижение уровня детализации, что приведет к уменьшению объема исходного файла. Но уровень детализации – специфический вопрос, решаемый применительно к каждой ситуации в частности, т. к. ее отсутствие может свести на нет основную цель создания модели, а излишняя детализация затрунит процесс работы с ней для рядовых инженеров. На мой взгляд решением этой проблемы может быть применение облачных удаленных сервисов, которые сейчас активно продвигаются на рынке. В этом случае предприятиям достаточно будет использование простейшего компьютера с выходом в интернет. А вопросы сохранения коммерческой тайны — это предмет переговоров с поставщиком услуги.

Конечно же, при внедрении BIM, как и любой другой новой технологии, приходится столкнуться с кадровыми проблемами. Уже имеющийся опытный персонал необходимо обучить основам информационного моделирования, новые кадры же при приеме на ожидаемую должность обязаны понимать, что есть BIM и какие изменения в дальнейшем он может за собой привести. Учитывая эти особенности, вполне вероятным может стать деление команды на два разных «лагеря»: в первом будут значиться консерваторы, чей рабочий процесс останется прежним, другую часть будут составлять так называемые «двигатели прогресса», чья помощь поможет выявить сильные и слабые стороны предполагаемого рабочего процесса.

Необходимым условием является также создание стандартов организации, так как любой процесс, заключающийся в многофакторном взаимодействии огромного количества людей, требует свода внутренних правил, который станет неотъемлемым помощником при решении трудоемких задач. Естественно, не каждая организация готова настолько менять свою структуру в угоду слаженному процессу, возникающие трудности, вернее их решение, откладывается до лучших времён, в итоге их количество становится несоизмеримым, и дальнейшая работа не представляется возможной.

Нельзя не отметить тот факт, что BIM, несомненно, более выгоден для фирм, сочетающих в себе функции как проектного бюро, так и непосредственно застройщика. В этом случае функциональность информационной модели раскрывается в полной мере.

Проблемы внедрения информационного моделирования зданий (BIM) в Чувашской Республике и пути их решения

Если брать Чувашскую Республику, то здесь проблемы отчасти совпадают с проблемами в других регионах, это:

Нет стандартизации BIM на федеральном уровне и региональных уровнях.

Основная проблема, мешающая эффективно использовать технологию информационного моделирования в Чувашской Республике – это отсутствие единого стандарта проектирования.

К сожалению, практически в любой компании, переходящей на BIM, рано или поздно появляются такие проблемы: путаница в семействах, разные подходы к работе у специалистов, использование различных параметров семейств для одних и тех же свойств, сложности с организацией схемы совместной работы и так далее. Все эти пункты снижают эффективность применения программы.

Для решения этих проблем существует специалист – **BIM-менеджер**, который разбирается с затруднениями, и, во избежание повторения проблем в дальнейшем, формирует BIM-стандарт компании (стандарт на работу компании с BIM).

В стандарте указывается кто, как и какими инструментами должен работать в программе, какие файлы из какой библиотеки использовать, как открывать файлы для просмотра, печатать их и так далее.

Нужно стремиться к тому, чтобы при любом вопросе пользователь мог обратиться к BIM стандарту и получить четкий ответ.

Без этого существенно снижается эффективность применения BIM.

Например, в какой-либо строительной компании вопросами применения программы будет заниматься ГАП, параллельно ведя другие проекты. Каждый проектировщик будет сам придумывать способы работы, формировать для себя базу (в наилучшем случае будет делиться с коллегами), а в случае проблем обращается к интернету или делает без должного внимания. Зачастую проблемы, которые будут возникать у одной проектной группы, у другой – уже решены, но об это никто не знает. Естественно, в таких компаниях будут жаловаться на то, что несмотря на переход на BIM, эффективность возросла не так сильно, как ожидалось.

Чтобы таких проблем не возникало, в каждой компании должен быть свой **BIM-стандарт**. Однако его создание – очень сложная задача. Фактически BIM-менеджер должен будет полностью описать работу компании в программе, с пояснениями и рассмотрении частых проблем – это крайне объемная.

BIM-стандарт – это комплекс документов, содержащих требования к процессу и результату этого процесса.

Основными элементами BIM-стандарта будут:

- общее описание технологии проектирования;
- уровни проработки элементов модели;
- правила именования;
- регламент организация совместной работы и обмена информацией;
- регламенты создания модели для каждого раздела проекта;
- регламенты создания библиотек BIM-компонентов;

Трудоёмкость создания BIM-модели.

Из-за насыщенности информации, создание BIM модели является трудозатратной, из-за необходимости моделирования каждого элемента модели. Нужно больше кадров и молодых, обученных специалистов.

Например, при эскизном проектировании многоэтажного жилого дома легче построить в двухмерном пространстве типовой этаж и с помощью калькулятора снять все необходимые технико-экономические показатели. В то время как в BIM-программах возникает необходимость моделировать все этажи, либо прибегать к созданию спецификации и вбивать в них формулы для подсчета.

Потеря существующих рабочих практик при переходе на BIM.

Далеко не для всех подходят те решения, которые поставщик ПО реализовывает в своем видении BIM. На протяжении всей истории развития этой технологии самой серьезной претензией к ней была невозможность включить в интегрированный процесс уже существующие методы работы и инструменты. При внедрении BIM без учета имеющегося процесса, при начале работы «с чистого листа» новая технология может использоваться успешно в большинстве случаев и независимо от размера коллектива. Однако при необходимости сохранить установившиеся практики внедрение BIM значительно усложняется.

Вопрос состоит в том, стоит ли отказываться от имеющихся эффективных методов работы, «заточенных» под выполняемые задачи, ради планируемого повышения производительности за счет BIM.

Направленность на архитектурные проблемы.

BIM хорош для решения проблем формообразования, использования пространства и представления проекта, на это работают такие его особенности, как отличные инструменты визуализации и разрешение конфликтов взаимного расположения объектов. Однако в других частях процесса на первое место выходит необходимость производить разного рода расчеты и формировать расчетные модели, специально предназначенные для конкретных видов расчетов и симуляций, в которых учитываются необходимые упрощения и многие другие особенности. Во многих случаях эти модели в принципе невозможно получить без базы данных BIM автоматически, и, следовательно, проблемная дисциплина попросту исключается из интегрированного процесса проектирования.

Но есть и специфические проблемы:

1. Министерство строительства, архитектуры и жилищно-коммунального хозяйства Чувашской Республики не может определиться с тем нужна им BIM или нет. Нет ни каких нормативных актов, которые бы помогли предприятиям и органам власти в этом процессе. Хотя конкретный план внедрения давно известен, это:

– встретиться с ключевыми проектными и строительными организациями, которые внедряют или могли бы начать внедрять BIM у себя. Рассказать им о том, что скоро Министерство начнет размещать тендерную документацию на проектирование и строительство, в котором будет обязательное условие в BIM. Поэтому Министерство просит их поторопиться с внедрением и быть готовым участвовать в аукционах;

– подготовить контракты, формы тендерной документации с учетом того, что обязательное условие BIM. Что бы это сделать необходимо обучить специалистов, готовящих тендерную документацию. Начать стоит хотя бы начальников отдела;

– подготовить экспертизу к приему для экспертизы BIM модели (обучить сотрудников и подготовить необходимую правовую документацию);

– самое сложное – это экспертиза цены, в России пока нет четких схем как это сделать. В каждом регионе свои коэффициенты и расценки и поэтому пока это все сводится к этапу сверки объемом в смете и BIM модели;

– обсудить с основными банками, работающими в Чувашской Республике с эскроу-счетами для строительных организаций, возможность поддержки путем снижения ставки по кредитам для тех строительных организаций, которые используют BIM и дают возможность банкам доступ к

модели, чтобы сотрудники банка могли в реальном времени следить за стройкой. В этом случае банк отчётливо видит реальную стоимость проекта, объёмы работ и т.п. соответственно риски снижаются.

2. Кадры. Проблема серьезная, т. к. все выпускники строительного факультета, где студенты получают навыки создания информационных моделей зданий, не востребованы на рынке Чувашской Республики, и они прямоком идут в другие регионы России, где спрос на них очень большой. А тем, которые остаются в Республике приходится использовать старые технологии.

Выход из этой ситуации возможен, только если на предприятиях будут созданы высокотехнологичные рабочие места для специалистов BIM. А созданы они будут, если будет потребность в BIM-проектировании, соответственно возвращаемся к первой проблеме: нужно сформировать запрос на это, а оно будет только в том случае, если Республиканские власти скажут, что: «Если хотите с нами сотрудничать, то проекты и строительство только с использованием информационной модели».

3. Финансы. Процесс внедрения как было сказано выше это не дешёвое удовольствие и поэтому, к большому сожалению, строительные компании не заинтересованы в использовании BIM технологий в проектировании и тем более строительстве. Проектировщики не хотят так как их сейчас и так все устраивает. Заказчик не требует BIM модель, а вкладывать средства в переоснащение и обучение сотрудников это затратно, поэтому большинство плывет по течению, когда обяжут тогда и сделаем. Строительные компании, выполняющие подрядный заказ и не являющиеся конечным получателем продукта, вообще не заинтересованы, т.к. в этом случае стройка становится прозрачной и получить дополнительную прибыль не получится.

Заказчики, к сожалению, смотрят только на стоимость строительства и ввода в эксплуатацию, и не смотрят на стоимость дальнейшей эксплуатации объекта недвижимости, хотя эта строка расходов перекрывает стоимость строительства. Использование информационной модели при эксплуатации позволило бы существенно повысить качество и стоимость эксплуатации. Эту проблему можно решить через дешёвые кредиты банков или субсидировать из бюджета часть затрат предприятий на внедрение технологий информационного моделирования.

Обобщим сказанное и выделим следующие выводы:

1. BIM, если его освоить, удобен и современен, сокращает время расчётов и управления проектом. Позволяет достичь большей детализации и надёжности проекта за меньшее рабочее время.

2. Переход на BIM стоит дорого, требует от двух до четырех лет и относительно сложен во внедрении, но перейдя на информационное моделирование предприятия с лихвой окупят свои вложения.

3. В России уже существуют компании и архитектурные бюро, уже работающие с BIM в течение четырёх–шести лет. Среди них есть как крупные, так и среднего размера бюро, но прогрессивные и энергичные. А Чувашская Республика только недавно перешла на этот этап и пока еще в начале этого пути.

4. Технология как правило требует появления в компании новой должности BIM-менеджера, а значит, новой ставки. Тем самым мы будем дви-

гаться к высокотехнологичному проектированию и производству, потребность в котором была озвучена президентом России В.В. Путиным в своем послании.

5. BIM-технологии хороши как для крупных компаний, крупных и сложных проектов, требующих большого запаса прочности так и для небольших. Многие компании в Чувашской Республике специализированы на более узких госзаказах, и не имеют возможности полного цикла проектирования. Для них использование BIM модели становится затратным по сравнению с традиционным 2D-проектированием. Узкоспециализированность как раз и является общим тормозящим фактором внедрения BIM в Республике.

6. Переход госзаказов на BIM вызовет перестроение рынка: ослабление небольших бюро, усиление крупных компаний, освоивших данную техническую составляющую. То есть за разговорами о преодолении коррупционной составляющей может стоять перспектива монополизации рынка. Усиления крупных компаний и ослабления не крупных. В то же время даст молодым, ориентированным на высокотехнологичное проектирование и производство, компаниям шанс занять свою нишу и благо есть такие примеры в Республике.

7. По всей России в строительных компаниях происходит переход на использование BIM-технологий. Чувашская Республика тоже подстраивается под новые стандарты, строительные компании покупают лицензии, отправляет на обучение своих работников. Компании Чувашской республики теперь начинают вкладывать часть ресурсов на то, чтобы быть все условия для внедрения и беспрепятственного использования BIM-технологий. Но, к сожалению, компании и государственные органы Республики упустили момент и теперь мы являемся догоняющими сильно ушедших вперед конкурентов. Есть, конечно, в этом и положительные моменты, не придется совершать тех ошибок, которые были совершены первопроходцами. Необходимо максимально использовать тот опыт, который был наработан и пользоваться услугами высококвалифицированных специалистов с других регионов, которые успешно работают в этом направлении.

8. Вузы уже учат BIM-технологиям, чтобы новые кадры, так необходимые строительным компаниям Чувашской Республики, были готовы работать как в двухмерном, так и в BIM формате. Технология информационного моделирования постоянно развивается, то что было актуально в прошлом году в этом уже устарело, поэтому педагоги должны ежегодно повышать свою квалификацию.

Заключение

Развитие BIM ведет нас к тому, что со временем организации Чувашской Республики в подавляющем большинстве будут использовать информационное моделирование как основной инструмент. Конечно, на данном этапе мы сталкиваемся с большим количеством проблем, связанных с внедрением данной технологии, однако со временем строительные компании станут вкладывать еще больше средств в формирование и введение BIM, обучение персонала, преобразование процессов работы для перехода на новый уровень и в итоге смогут применять технологию в полном размере.

Многие компании Чувашской Республики остаются преданными системе двухмерного проектирования. Но многие ведущие предприятия все-

таки понимают целесообразность перехода на BIM-технологии и стараются как можно быстрее оптимизировать процесс деятельности. Несмотря на относительную дороговизну внедрения и использования BIM, данная технология является чрезвычайно перспективной в российских условиях.

Список литературы:

1. Черных М.А. BIM-технология и программные продукты на его основе в России / М.А. Черных, Н.М. Якушев // Вестник ИжГТУ. – 2014. – №1 (61). – С. 119–121.
2. Сусоев И.С. Плюсы и минусы внедрения BIM технологий в строительстве // Вестник науки и образования. – 2016. – №6 (18). – С 116–117.
3. Постнов К.В. Применение BIM технологий в процессах управления проектными организациями // Научное обозрение. – 2015. – №18. – С 367–371.
4. Шарманов В.В. Трудности поэтапного внедрения BIM / В.В. Шарманов, А.Е. Мамаев, А.Е. Болейко [и др.] // Строительство уникальных зданий и сооружений. – 2015. – №10 (37). – С. 108–120.
5. Чегодаева М.А. Трудности внедрения и развития BIM-технологий в России / М.А. Чегодаева. – Текст: непосредственный // Молодой ученый. – 2017. – №29 (163). – С. 29–32 [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://moluch.ru/archive/163/45194/> (дата обращения: 02.07.2020).
6. [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://moluch.ru/archive/163/45194/>

Солин Сергей Владимирович, старший преподаватель кафедры архитектуры и дизайна среды, Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова, email: ssolin@yandex.ru

Сакмарова Лариса Алексеевна, канд. пед. наук, доцент, заведующий кафедрой архитектуры и дизайна среды, Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова, email: lara.sakmarova@mail.ru

Solin Sergey Vladimirovich, Senior Lecturer, Department of Architecture and Environment Design, Chuvash State University named after I.N. Ulyanov, email: ssolin@yandex.ru

Sakmarova Larisa Alekeevna, Head of the Department of Architecture and Environmental Design, Ph.D., Associate Professor, Chuvash State University named after I.N. Ulyanov, email: lara.sakmarova@mail.ru

Для цитирования:

Солин С.В. Проблемы внедрения информационного моделирования зданий (BIM) в Чувашской Республике и пути их решения / С.В. Солин, Л.А. Сакмарова // Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020: материалы V Междунар. (XI Всерос.) конф.. – Чебоксары, 2020. – С. 47–54.

Solin S.V. Problems of Building Information Modeling (BIM) implementation in the Chuvash republic and Ways to solve them / Solin S.V., Sakmarova L.A. // Construction and development: life cycle – 2020: materials of the V International (XI All-Russian) conference. – Cheboksary, 2020. – P. 47–54.

УДК 338.26:711.4

СУЩНОСТЬ КОНТРОЛЯ ЗА СОБЛЮДЕНИЕМ ЗАКОНОДАТЕЛЬСТВА О ГРАДОСТРОИТЕЛЬНОЙ ДЕЯТЕЛЬНОСТИ И ЕГО РОЛЬ ДЛЯ РЕГИОНА

Федосеева И.П.

ФГБОУ ВО «Чувашский государственный
университет им. И.Н. Ульянова»

г. Чебоксары, Россия

Трофимова Е.В.

Минстрой Чувашии

г. Чебоксары, Россия

Аннотация: в данной статье авторами поставлена задача разъяснить сущность контроля за градостроительной деятельностью и его роль для региона. Авторами перечислены особенности и ключевые моменты, которые необходимо учитывать при осуществлении контроля за градостроительной деятельностью, и сущность механизмов проверочных мероприятий.

Ключевые слова: градостроительство, строительство, контроль.

THE ESSENCE OF MONITORING COMPLIANCE WITH LEGISLATION ON URBAN DEVELOPMENT AND ITS ROLE FOR THE REGION

Abstract: in this article, the authors set the task to explain the essence of control over urban development and its role for the region. The authors list the features and key points that need to be taken into account when monitoring urban development activities, and the essence of the mechanisms of verification measures.

Keywords: urban planning, construction, control.

Градостроительная деятельность Чувашской Республики охватывает развитие всех территорий региона, в том числе территорий 317 муниципальных образований, входящих в её состав (21 муниципального района, 284 сельских и 7 городских поселений, 5 городских округов).

К основным принципам эффективной градостроительной деятельности относятся обеспечение комплексного и устойчивого развития территории, осуществление строительства на основе документов территориального планирования, правил землепользования и застройки и документации по планировке территории; осуществление градостроительной деятельности с соблюдением требований технических регламентов, требований безопасности территорий, инженерно-технических требований, требований гражданской обороны, обеспечением предупреждения чрезвычайных ситуаций природного и техногенного характера, принятием мер по противодействию

террористическим актам, требований охраны окружающей среды и экологической безопасности, требований сохранения объектов культурного наследия и особо охраняемых природных территорий.

Развитие территорий осуществляется органами исполнительной власти и органами местного самоуправления, которые должны руководствоваться в своей работе принципами и положениями, приведенными в законодательстве о градостроительной деятельности. В целях минимизации нарушений градостроительного законодательства, Градостроительным кодексом Российской Федерации предусмотрено осуществление контроля за соблюдением органами местного самоуправления Чувашской Республики законодательства о градостроительной деятельности.

Государственный контроль за соблюдением органами местного самоуправления Чувашской Республики законодательства о градостроительной деятельности (далее – ОМСУ, Контроль) осуществляется Минстроем Чувашии в соответствии с требованиями статьи 8.1 Градостроительного кодекса Российской Федерации (далее – ГрК РФ), в том числе контроль за:

1) соответствием муниципальных правовых актов законодательству о градостроительной деятельности;

2) соблюдением установленных федеральными законами сроков приведения муниципальных правовых актов в соответствие с требованиями ГрК РФ;

3) соблюдением процедур, установленных законодательством о градостроительной деятельности для подготовки и утверждения документов территориального планирования, правил землепользования и застройки, документации по планировке территории, градостроительных планов земельных участков.

В ходе осуществления Контроля в каждом муниципальном образовании проверке подлежит обширный объем информации: порядка 50 нормативных правовых актов (далее – НПА), 50 разрешительных документов и около 200 документов, являющихся основанием для их выдачи.

В целях повышения эффективности осуществления градостроительной деятельности, а также соблюдения требований и сроков, установленных действующим градостроительным законодательством, сущность контроля за соблюдением градостроительного законодательства представлена в структурном виде. Для этого было сделано следующее.

1. Все документы в сфере градостроительной деятельности разделены на группы.

2. Для каждой группы составлен механизм оптимизации проверочных мероприятий, даны пояснения, составлены рекомендации, разработаны справочные материалы и приведены ссылки на действующее градостроительное законодательство.

3. Представители уполномоченного органа исполнительной власти используют данные материалы и анализируют представленные органами местного самоуправления документы на комплектность, соответствие содержания и порядка процедур их утверждения требованиям действующего законодательства в сфере градостроительной деятельности, после чего готовят акты проверок и в случаях выявления нарушений составляют предписания об их устранении и направляют результаты в органы прокуратуры для принятия мер прокурорского реагирования. Представители

проверяемого органа местного самоуправления, осуществляющие градостроительную деятельность, используют их в работе в качестве краткого руководства в целях повышения эффективности и недопущении нарушений градостроительного законодательства.

Контрольные мероприятия структурно подразделяются на 7 групп.

I. Проверке подлежат местные нормативы градостроительного проектирования муниципальных районов, сельских и городских поселений, городских округов (далее – МНГП).

Они включают в себя: основную часть, материалы по обоснованию расчетных показателей, содержащихся в основной части нормативов градостроительного проектирования, а также правила и область применения указанных расчетных показателей. Сущность механизма проверки МНГП приведена в табл. 1.

Таблица 1

Сущность механизма проверки МНГП

Показатели	Исполнение
Содержание МНГП	ст. 29.2 ГрК РФ
МПА об утверждении, о внесении в них изменений	ч. 1 ст. 29.4 ГрК РФ
Наличие на сайте и в ФГИС ТП	ч. 6 ст. 29.4 ГрК РФ
Соблюдение сроков размещения	ч. 7 ст. 29.4 ГрК РФ

II. Проверке подлежат документы территориального планирования, в том числе (ч. 1 ст. 18 ГрК РФ): схемы территориального планирования муниципальных районов (далее – СТП), генеральные планы поселений (сельских и городских) и генеральные планы городских округов (далее – ГП).

СТП и ГП – объемные документы, включающие в себя положение о территориальном планировании, карты, обязательные приложения и материалы по обоснованию. При проведении контрольных мероприятий необходимо проверить содержание (ст. 19/ 23 ГрК РФ), правильность соблюдения процедуры утверждения и внесения в неё изменений (ст. 20, 21/ст. 5.1, 24 ГрК РФ, при их наличии), а также наличие необходимых документов на официальном сайте муниципального образования в информационно-телекоммуникационной сети «Интернет» (далее – сайт) (ч. 7 ст. 9/ ч. 13 ст. 24 ГрК РФ) и в федеральной государственной информационной системе территориального планирования (далее – ФГИС ТП) (ч. 9 ст. 9 ГрК РФ).

Сущность механизма проверки процедур подготовки, утверждения ГП и внесения в них изменений приведена в табл. 2.

Таблица 2

Сущность механизма проверки процедур подготовки, утверждения ГП и внесения в них изменений

№ п/п	Наименование процедуры	Показатели	Исполнение
1	Принятие главой администрации решения о подготовке проекта ГП, о подготовке предложений о внесении в ГП изменений	1) реквизиты муниципального правового акта (далее – МПА) ОМСУ; 2) наличие на сайте; 3) реквизиты печатного издания	ч. 2 ст. 24 ГрК РФ
2	Процедура проведения общественных обсуждений или публичных слушаний (далее – ОО или ПС)	проведение этапов, указанных в пунктах 3.1–3.7 таблицы	ч. 5 ст. 5.1, ст. 28 ГрК РФ
2.1	Оповещение о начале ОО или ПС	1) наличие на сайте ОМСУ; 2) реквизиты печатного издания	ч. 6-8 ст. 5.1 ГрК РФ
2.2	Размещение проекта ГП и информационных материалов к нему и открытие экспозиции или экспозиций проекта	наличие на сайте	ч. 5 ст. 5.1 ГрК РФ
2.3	Проведение экспозиции или экспозиций проекта	наличие сведений в МПА из п. 2 таблицы	ч. 9–13 ст. 5.1 ГрК РФ
2.4	Проведение собрания или собраний участников ОО или ПС	наличие сведений о дате собрания (собраний) в МПА из п. 2 слайда	ч. 5 ст. 5.1 ГрК РФ
2.5	Подготовка и оформление протокола ОО или ПС	1) наличие на сайте; 2) реквизиты печатного издания	ч. 18-23 ст. 5.1 ГрК РФ
2.6	Подготовка и опубликование заключения о результатах ОО или ПС.	1) наличие на сайте; 2) реквизиты печатного издания	ч. 21–23 ст. 5.1 ГрК РФ
2.7	Продолжительность ОО или ПС	со дня опубликования п. 2 слайда до собрания	ч. 8 ст. 28 ГрК РФ
3	ГП утверждается представительным органом местного самоуправления	1) реквизиты МПА 2) наличие на сайте; 3) реквизиты печатного издания	ч. 1 ст. 24 ГрК РФ ч. 13 ст. 24 ГрК РФ
4	Опубликование и размещение в ФГИС ТП	дата размещения, статус, соблюдение 10-дневного срока с момента утверждения	ч. 9 ст. 9 ГрК РФ

III. Проверке подлежат правила землепользования и застройки (далее – ПЗЗ). В этом документе градостроительного зонирования устанавливаются территориальные зоны, градостроительные регламенты, порядок применения такого документа и порядок внесения в него изменений.

Они включают в себя порядок их применения и внесения в них изменений, карту градостроительного зонирования, градостроительные регламенты, а также обязательные приложения. При проведении контрольных

Материалы V Международной (XI Всероссийской) конференции

мероприятий необходимо проверить содержание (ст. 30 ГрК РФ), правильность соблюдения процедуры утверждения и внесения в них изменений (ст. 5.1, 31, 33 ГрК РФ, при их наличии), а также наличие необходимых документов на сайте (ч. 1–3 ст. 32 ГрК РФ) и в ФГИС ТП (ч. 3.1 ст. 32 ГрК РФ). Сущность механизма процедур по подготовке, утверждению ПЗЗ и внесению в них изменений приведена в табл. 3.

Таблица 3

Сущность механизма проверки процедур
по подготовке, утверждению ПЗЗ и внесению в них изменений

№ п/п	Наименование процедуры	Показатели	Исполнение
1	Принятие главой администрации решения о подготовке проекта ПЗЗ или о подготовке проекта о внесении изменений в ПЗЗ	1) реквизиты МПА ОМСУ; 2) наличие на сайте; 3) реквизиты печатного издания	ч. 5 ст. 31 ГрК РФ или ч. 5 ст. 33 ГрК РФ
2	Принятие решения об утверждении состава и порядка деятельности комиссии по подготовке проекта ПЗЗ	1) реквизиты МПА ОМСУ; 2) наличие на сайте; 3) реквизиты печатного издания	ч. 6–7 ст. 31 ГрК РФ
3	Принятие главой муниципального образования решения о проведении ОО или ПС по проекту ПЗЗ	1) реквизиты МПА ОМСУ; 2) наличие на сайте; 3) реквизиты печатного издания	ч. 8 ст. 5.1 ч. 6 ст. 5.1, ч. 11 ст. 31 ГрК РФ
4	Процедура ОО или ПС	проведение этапов, указанных в п. 4.1 – 4.7 таблицы	ч. 5 ст. 5.1, ч. 12 ст. 31 ГрК РФ
4.1	Оповещение о начале ОО или ПС	1) наличие на сайте; 2) реквизиты печатного издания	ч. 6–8 ст. 5.1 ГрК РФ
4.2	Размещение проекта ПЗЗ и информационных материалов к нему и открытие экспозиции или экспозиций	наличие на сайте	ч. 5 ст. 5.1 ГрК РФ
4.3	Проведение экспозиции или экспозиций проекта	наличие сведений в МПА из п. 3 таблицы	ч. 9–13 ст. 5.1 ГрК РФ
4.4	Проведение собрания (собраний) участников ОО или ПС	наличие сведений о дате собрания (собраний) в МПА из п. 3 таблицы	ч. 5 ст. 5.1 ГрК РФ
4.5	Подготовка и оформление протокола ОО или ПС	1) наличие на сайте; 2) реквизиты печатного издания	ч. 18–23 ст. 5.1 ГрК РФ
4.6	Подготовка и опубликование заключения о результатах ОО или ПС	1) наличие на сайте; 2) реквизиты печатного издания	ч. 21–23 ст. 5.1, ч. 12 ст. 31 ГрК РФ
4.7	Продолжительность ОО или ПС по проекту ПЗЗ	с момента опубликования п. 3 таблицы до собрания	ч. 13–14 ст. 31 ГрК РФ
5.	ПЗЗ утверждается представительным органом местного самоуправления	1) реквизиты МПА 2) наличие на сайте; 3) реквизиты печатного издания	ч. 1–3 ст. 32 ГрК РФ

IV. Проверке подлежат 4 муниципальных правовых акта и 6 административных регламентов муниципальных районов об утверждении документов и административных регламентов по предоставлению муниципальных услуг в сфере градостроительной деятельности.

К документам в сфере градостроительной деятельности относятся:

1) порядок организации и проведения общественных обсуждений или публичных слушаний (далее – ОО или ПС), предусмотренный п. 1 ч. 24 ст. 5.1 ГрК РФ;

2) порядок подготовки, утверждения МНГП и внесения изменений в них, предусмотренный ч. 8 ст. 29.4 ГрК РФ;

3) порядок подготовки документации по планировке территории, порядок принятия решения об утверждении документации по планировке территории, предусмотренный ч. 20 ст. 45 ГрК РФ;

4) состав, порядок подготовки документов территориального планирования, порядок подготовки изменений и внесения их в такие документы, а также состав, порядок подготовки планов их реализации, предусмотренный ч. 2 ст. 18 ГрК РФ.

К административным регламентам по предоставлению муниципальных услуг в сфере градостроительной деятельности относятся:

1) рассмотрение обращений физических и юридических лиц о внесении изменений в схему территориального планирования;

2) принятие решения о подготовке и утверждении документации по планировке территории и внесении в неё изменений;

3) предоставление сведений из государственной информационной системы обеспечения градостроительной деятельности;

4) принятие решения о сносе самовольной постройки, решения о сносе самовольной постройки или её приведении в соответствие с предельными параметрами разрешенного строительства, реконструкции объектов капитального строительства, установленными ПЗЗ, документацией по планировке территории, или обязательными требованиями к параметрам объектов капитального строительства, установленных федеральными законами;

5) выдача разрешения на строительство;

6) выдача разрешения на ввод объекта в эксплуатацию.

В ходе контрольного мероприятия проверяется наличие документов, утвержденных МПА (с учетом внесенных изменений), факт их официального опубликования и их соответствие требованиям законодательства.

V. Проверке подлежат 9 МПА городских и сельских поселений об утверждении документов и 10 административных регламентов по предоставлению муниципальных услуг в сфере градостроительной деятельности:

– порядок организации и проведения общественных обсуждений или ПС по проектам ГП, проектам ПЗиЗ, проектам планировки территории, проектам межевания территории, проектам правил благоустройства территорий, проектам, предусматривающим внесение изменений в один из указанных утвержденных документов, проектам решений о предоставлении разрешения на условно разрешенный вид использования земельного участка или объекта капитального строительства, проектам решений о предоставлении разрешения на отклонение от предельных параметров

разрешенного строительства, реконструкции объектов капитального строительства, предусмотренный п. 1 ч. 24 ст. 5.1 ГрК РФ;

– состав, порядок подготовки документов территориального планирования, порядок подготовки изменений и внесения их такие документы, а также состав, порядок подготовки планов их реализации, предусмотренный ч. 2 ст. 18 ГрК РФ;

– порядок подготовки, утверждения МНГП и внесения изменений в них, предусмотренный ч. 8 ст. 29.4 ГрК РФ;

– требования к составу и порядку деятельности комиссии по подготовке проекта ПЗЗ, предусмотренный ч. 17 ст. 31 ГрК РФ;

– порядок подготовки документации по планировке территории, разработкаваемой на основании решений органов местного самоуправления, порядок принятия решения об утверждении документации по планировке территории для размещения объектов, указанных в частях 4, 4.1 и 5–5.2 статьи 45 ГрК РФ, подготовленной в том числе лицами, указанными в пунктах 3 и 4 части 1.1 статьи 45 ГрК РФ, порядок внесения изменений в такую документацию, порядок отмены такой документации или ее отдельных частей, порядок признания отдельных частей такой документации не подлежащими применению, предусмотренный ч. 20 ст. 45 ГрК РФ;

– программы комплексного развития систем коммунальной, транспортной и социальной инфраструктуры, предусмотренные ч. 5.1 ст. 26, пп. 8 ст. 8 ГрК РФ;

– порядок проведения осмотра зданий, сооружений в целях оценки их технического состояния и надлежащего технического обслуживания в соответствии с требованиями технических регламентов к конструктивным и другим характеристикам надежности и безопасности объектов, требованиями проектной документации указанных объектов, предусмотренный ч. 11 ст. 55.24 ГрК РФ;

– принятие решение о подготовке проекта о внесении изменения в правила землепользования и застройки поселения, городского округа;

– принятие решения о подготовке и утверждении документации по планировке территории и внесению в неё изменений;

– подготовка и выдача градостроительных планов земельных участков;

– выдача разрешения на строительство;

– выдача разрешения на ввод объекта в эксплуатацию;

– направление уведомления о соответствии / несоответствии указанных в уведомлении о планируемом строительстве параметров объекта ИЖС или садового дома установленным параметрам и допустимости / (или) недопустимости размещения объекта ИЖС или садового дома на земельном участке;

– направление уведомления о соответствии / несоответствии построенных или реконструированных объектов ИЖС или садового дома требованиям законодательства о градостроительной деятельности при строительстве или реконструкции объектов ИЖС или садовых домов на земельных участках;

– принятие решения о сносе самовольной постройки, решения о сносе самовольной постройки или её приведении в соответствие с предельными

параметрами разрешенного строительства, реконструкции объектов капитального строительства, установленными ПЗЗ, документацией по планировке территории, или обязательными требованиями к параметрам объектов капитального строительства, установленных федеральными законами;

- предоставление разрешения на условно разрешенный вид использования земельного участка или объекта капитального строительства;
- предоставление разрешения на отклонение от предельных параметров разрешенного строительства, реконструкции объектов капитального строительства.

В ходе контрольного мероприятия проверяется наличие документов, утвержденных МПА (с учетом внесенных изменений), факт их официального опубликования и их соответствие требованиям законодательства.

VI. Проверке подлежат 9 МПА городских округов об утверждении документов и 11 административных регламентов по предоставлению муниципальных услуг в сфере градостроительной деятельности.

Кроме административных регламентов, перечень которых приведен в разделе VI, необходимо проверить наличие и содержание утвержденного административного регламента по представлению муниципальной услуги о предоставлении сведений из государственной информационной системы обеспечения градостроительной деятельности.

VII. Проверке также подлежат документы, выдаваемые органами местного самоуправления муниципальных образований:

- 1) градостроительные планы земельных участков (ст. 57.3 ГрК РФ);
- 2) разрешения на строительство (ч. 7, 9–11 ст. 51 ГрК РФ);
- 3) разрешения на ввод объекта в эксплуатацию (ч. 2, 3 ст. 55 ГрК РФ);
- 4) уведомления о соответствии / несоответствии указанных в уведомлении о планируемом строительстве параметров объекта ИЖС или садового дома установленным параметрам и допустимости / (или) недопустимости размещения объекта ИЖС или садового дома на земельном участке (ст. 51.1 ГрК РФ);
- 5) уведомления о соответствии / несоответствии построенных или реконструированных объектов ИЖС или садового дома требованиям законодательства о градостроительной деятельности при строительстве или реконструкции объектов ИЖС или садовых домов (ч. 16–21 ст. 55 ГрК РФ);
- 6) разрешения на условно разрешенный вид использования земельного участка или объекта капитального строительства (ст. 5.1, 39 ГрК РФ);
- 7) разрешения на отклонение от предельных параметров разрешенного строительства или реконструкции объектов капитального строительства (ст. 5.1, 40 ГрК РФ);
- 8) принятые решения о сносе самовольной постройки, решения о сносе самовольной постройки или её приведении в соответствие с предельными параметрами разрешенного строительства, реконструкции объектов капитального строительства, установленными ПЗиЗ, документацией по планировке территории, или обязательными требованиями к параметрам объектов капитального строительства, установленных федеральными законами (ст. 222 Гражданского кодекса Российской Федерации, ст. 55.32 ГрК РФ);

9) уведомления органа государственного строительного надзора о размещении в информационной системе обеспечения градостроительной деятельности уведомления о планируемом сносе объекта капитального строительства, о завершении сноса объекта капитального строительства (ст. 55.30–55.33 ГрК РФ).

В ходе контрольного мероприятия проверяется наличие документов, законность порядка их выдачи, наличие документов-оснований для выдачи разрешения или уведомления и их соответствие требованиям законодательства.

Качественная и своевременная разработка документов территориального планирования и градостроительного зонирования в соответствии с требованиями действующего законодательства и осуществление строительства, реконструкции объектов капитального строительства на территории муниципальных образований – залог устойчивого развития территорий и увеличения их стратегической значимости. Контроль за градостроительной деятельностью – рабочий и эффективный инструмент, оказывающий влияние на градостроительную политику и социально-экономическое развитие региона.

Федосеева Ирина Петровна, старший преподаватель кафедры строительных технологий, геотехники и экономики строительства строительного факультета ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова»; пр. Ленина, 6, Строительный факультет, кабинет Н-407, г. Чебоксары; e-mail: kafedraSPuES@mail.ru; тел. 62-55-31 (доб. 6114).

Трофимова Елена Владимировна, консультант Минстроя Чувашии, г. Чебоксары; e-mail: lf88@mail.ru; тел. 89196649892.

Fedoseyeva Irina Petrovna, art. Lecturer of the Department of technology, geotechnic and economy of construction Civil Engineering Faculty Federal State Educational Budget Institution of Higher Education «The Ulianov Chuvash State University»; Lenina ave., 6, Faculty of Civil Engineering, Office N-407, Cheboksary; e-mail: kafedraSPuES@mail.ru; tel. 62-55-31 (ext. 6114).

Trofimova Elena Vladimirovna, consultant of the Ministry of construction, architecture and housing and communal services of Chuvash Republic, Cheboksary; e-mail: lf88@mail.ru; tel. 89033576932.

Для цитирования:

Федосеева И.П. Сущность контроля за соблюдением законодательства о градостроительной деятельности и его роль для региона / И.П. Федосеева, Е.В. Трофимова // Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020: материалы V Междунар. (XI Всерос.) конф. – Чебоксары, 2020. – С. 55–63.

Citation:

Fedoseyeva I.P. The essence of monitoring compliance with legislation on urban development and its role for the region / I.P. Fedoseyeva, E.V. Trofimova // Construction and development: life cycle – 2020: materials of the V International (XI All-Russian) conference. – Cheboksary, 2020. – P. 55–63.

РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

УДК 624.012.4

НЕЛИНЕЙНЫЙ АНАЛИЗ ПОВРЕЖДЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОЛОНН, ВОССТАНОВЛЕННЫХ ОБОЛОЧКОЙ ИЗ УГЛЕПЛАСТИКА С ПОМОЩЬЮ ABAQUS

Алжнде Г.
Топилин А.Н.

Национальный исследовательский
Московский государственный
строительный университет»,
институт строительства и архитектуры
г. Москва, Россия

***Аннотация:** в нормативных документах нет конкретных рекомендаций по расчету поврежденных элементов. Поэтому необходимо усовершенствовать и создавать новые методы расчета несущей способности поврежденных железобетонных элементов, то есть расчета их остаточной прочности, на основании которой принимается та или иная схема усиления. Также восстановление армированных колонн с использованием материалов из углепластика является важным процессом реабилитации. В статье представлен нелинейный анализ поврежденных железобетонных колонн, восстановленных оболочкой из углепластика. Исследование включает описание модели, принятой в анализе с использованием метода конечных элементов FEM с помощью ABAQUS, который включает выбор соответствующих элементов для моделирования и определение свойств материала, с учетом физической нелинейности, геометрической нелинейности; а затем соединение арматуры и оболочку из углепластика с бетонным. И назначение граничных условий и нагрузок; расчет полученной модели; и анализ результатов компьютерного моделирования для определения оставшуюся несущую способность колонны после повреждения и новую несущую способность после восстановления.*

***Ключевые слова:** поврежденные железобетонные колонны; метод конечных элементов; физическая нелинейность; геометрическая нелинейность; углепластик; несущая способность; ABAQUS.*

NONLINEAR ANALYSIS OF DAMAGED REINFORCED CONCRETE COLUMNS, RESTORED WITH CARBON FIBER JACKET USING ABAQUS

Abstract: *there are no specific recommendations for calculating damaged elements in the regulatory documents. Therefore, it is necessary to improve and create new methods for calculating the bearing capacity of damaged reinforced concrete elements, that is, calculating their residual strength, on the basis of which one or another reinforcement scheme is adopted. Also, the restoration of reinforced columns using carbon fiber materials is an important rehabilitation process. The article presents a nonlinear analysis of damaged reinforced concrete columns repaired with a carbon fiber jacket. The study includes a description of the model adopted in the analysis using the finite element method FEM using ABAQUS, which includes the selection of appropriate elements for modeling and the determination of material properties, taking into account material nonlinearity, geometric nonlinearity, and then the connection of the reinforcement and the carbon fiber jacket with the concrete. And assignment of boundary conditions and loads, calculation of the resulting model; and analyzing the results of computer simulations to determine the remaining bearing capacity after damage and the new bearing capacity after restoration.*

Keywords: *damaged reinforced concrete, finite element method FEM, material nonlinearity, geometric nonlinearity, carbon fiber, bearing capacity, ABAQUS.*

Введение

Существующие бетонные конструкции часто нуждаются в ремонте и / или восстановлении, в основном из-за разрушения, вызванного воздействием окружающей среды, экстремальных явлений или изменений в проектных допущениях. Бетонные колонны обычно укрепляют или восстанавливают с помощью бетонной оболочки, поскольку это приводит к повышению как пластичности, так и прочности. В настоящее время оболочка из углепластика (CFRP) представляет собой интересную альтернативу последней из-за ее высокого отношения прочности к массе, простой процедуры нанесения и незначительного увеличения геометрии. В этом исследовании представлен нелинейный анализ поврежденных железобетонных колонн, восстановленных оболочкой из углепластика (CFRP) с помощью ABAQUS.

Структурный анализ с использованием метода конечных элементов FEM:

На основе основных целей этого исследования были разработаны трехмерные модели конечных элементов железобетонных колонн, а различные вопросы, связанные с моделированием, рассматриваются следующим образом.

1. Тип конечных элементов.
2. Свойства материалов.
3. Назначение поперечных сечений.
4. Определение шага приложения нагрузки.

5. Взаимодействие между элементами.
6. Назначение граничных условий и нагрузок.
7. Создание сетки конечных элементов FEM.
8. Назначение работы.
9. Оценка результатов.

Шесть железобетонных колонн с различными отверстиями в разных положениях и контрольная колонна без отверстий были изучены для расчета их остаточной прочности.

При моделировании принята следующая система измерений – SI.

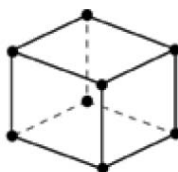
Таблица 1

Система единиц измерения

Длина	Сила	Масса	Время	Давление	Плотность
<i>mm</i>	Н	т	с	МПа	t/mm^3

1. Тип конечных элементов:

Бетонный элемент колонны был смоделирован с использованием твердого шестигранного элемента, который в ABAQUS определяется как элемент C3D8 (Континуум трехмерное (3D), 8 узлов), также с использованием деформируемого тела. Твердый элемент имеет восемь узлов с шестью степенями свободы в каждом узле, как показано на рис. 1.



Linear element
(8-node brick, C3D8)

Рис. 1. Трехмерное деформируемое тело

Арматурная сталь моделируется с использованием стержней в программе ABAQUS, определяемой как элемент T3D2 (2-узловая линейная 3D-стержень).

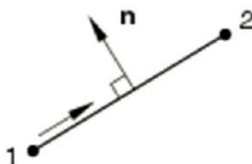


Рис. 2. Трехмерная ферма

Поскольку толщина листов CFRP (углепластика) намного меньше, чем другие размеры, CFRP действует как оболочка, поэтому для их моделирования были приняты элементы 4-узловой оболочки (S4), как показано на рис. 3.

2. Свойства материала и назначение поперечных сечений.

2.1. Моделирование свойств бетона.

Два типа свойств используется для описания нелинейных свойств бетона:

- упругие свойства;
- пластические свойства.

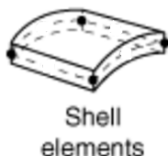


Рис. 3. Элемент оболочки

Таблица 2

Свойства бетона

Плотность бетона	2.5E-9 т/mm ³		
поперечное сечение бетона	300*300*2000 mm	размеры отверстия	75*400*300 mm
прочность на сжатие стандартных образцов (f _{ck})	20 МПа		
характеристическая прочность образца бетона на сжатие в виде куба (f _{ck,cube})	25 МПа		
средняя прочность бетона на сжатие (f _{cm})	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 28$ МПа		
средняя прочность бетона на растяжение (f _{ctm})	$f_{ctm} = 0.3 * f_{ck}^{2/3} = 2.21$ МПа		
Упругие свойства	Модуль упругости бетона (E _{cm})	$E_{cm} = 22 * (f_{cm}/10)^{0.3} * 10^3 = 29962$ МПа	
	Коэффициент Пуассона (ν)	0,2	

Пластические свойства: в расчетах этой работе использовалась модель бетона с пластичным разрушением. Параметры модели пластичного разрушения бетона с повреждениями представлены в табл. 3.

Таблица 3

Параметры модели пластичного разрушения бетона с повреждениями

Dilation Angle (ψ)	Eccentricity (ε)	f _{bo} /f _{co}	k _c	Viscosity parameter
31	0,1	1,16	0,67	0,0001

Dilation Angle (ψ): угол дилатации, определяющий отношение объемной и сдвиговой деформации.

Eccentricity (ϵ): параметр, отвечающий за скорость перехода в пластичное состояние материала.

f_{b0}/f_{c0} : отношение прочности бетона при двухосном сжатии к прочности бетона при одноосном сжатии.

k_c : параметр формы поверхности для бетона.

Viscosity Parameter: параметр вязкости.

Таблица 4

Зависимости напряжений и коэффициентов повреждения от нелинейных деформаций при сжатии и зависимости напряжений и коэффициентов повреждения от деформаций при растяжении

Зависимость напряжений и деформаций при сжатии		Коэффициент повреждения бетона при сжатии	
Напряжения σ_c (МПа)	Нелинейные деформации ϵ_c^{ln}	Коэффициент повреждения d_c	Нелинейные деформации ϵ_c^{ln}
11.2	0	0	0
18.45395	0.000156	0	0.000156
23.91742	0.000372	0	0.000372
27.01647	0.000667	0	0.000667
28	0.001032	0	0.001032
27.4519	0.001357	0.019575059	0.001357
25.8638	0.001717	0.076292715	0.001717
23.31371	0.002109	0.167367512	0.002109
19.872	0.00253	0.290285726	0.00253
15.60236	0.002979	0.442773012	0.002979
8.30701	0.005873	0.703321077	0.005873
Зависимость напряжений и деформаций при растяжении		Коэффициент повреждения бетона при растяжении	
Напряжения σ_t (МПа)	Трещинные деформации u_t^{ck} (mm)	Коэффициент повреждения d_t	Трещинные деформации u_t^{ck} (mm)
2.210419	0	0	0
1.129164	0.030924	0.17537	0.030924
0.660059	0.061849	0.35075	0.061849
0.459779	0.092773	0.52612	0.092773
0.352886	0.123697	0.7015	0.123697
0.272163	0.154621	0.87687	0.154621
0.199853	0.185546	0.9015	0.185546
0.135008	0.21647	0.92612	0.21647

2.2. Моделирование свойств арматурной стали:

Два типа свойств используется для описания нелинейных свойств арматурной стали:

- упругие свойства;
- пластические свойства.

Таблица 5

Свойства арматурной стали

Плотность арматурной стали	7.85E-9 т/мм ³		
поперечное сечение арматурной стали	продольная арматура (основная)	8Ø18 mm	
	поперечная арматура	Ø6 mm	
Упругие свойства	Модуль упругости арматурной стали (Ea)	Ea = 200000 МПа	
	Коэффициент Пуассона (ν)	0,3	
Пластические свойства	Напряжения (МПа) – (A400)	400	400
	Нелинейные деформации	0	0,01

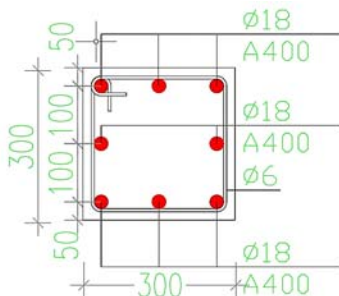


Рис. 4. Поперечное сечение колонны

2.3. Моделирование свойств CFRP (углепластика):

Углепластик (CFRP) был смоделирован с линейным упругим поведением до разрыва. В этом исследовании CFRP рассматривается как ортотропный элемент. Следовательно, необходимо рассматривать свойства элемента в каждом направлении отдельно. Модуль упругости в основном направлении установлен на 138 ГПа, а толщина CFRP составляет 0,3*3 мм. Была принята стандартная оболочка композита, в которой каждый лист CFRP моделировался как отдельный слой (рис. 4). Для модели ортотропного материала инженерные константы в программном обеспечении ABAQUS указаны в табл. 6.

Ортотропные свойства материала в каждом направлении

Модуль упругости (МПа)		Модуль сдвига (МПа)		Коэффициент Пуассона	
E_1	138000	G_{12}	5200	$\nu_{u_{12}}$	0.28
E_2	9500	G_{13}	5200	$\nu_{u_{13}}$	0.28
E_3	9500	G_{23}	1450	$\nu_{u_{23}}$	0.4

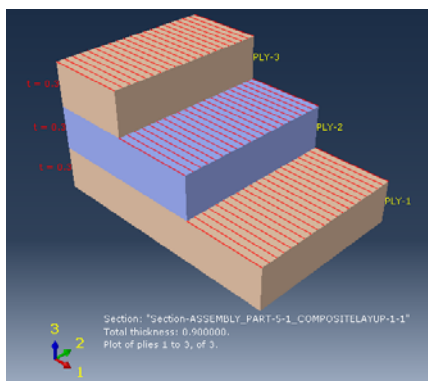


Рис. 5. Стандартная оболочка композита

3. Взаимодействие между элементами:

3.1. Назначение свойств контакта арматуры и бетона:

Предполагалось, что стальные стержни идеально прикреплены к прилегающему бетону путем встраивания элементов, представляющих стальные стержни, в элементы, представляющие бетон, с использованием встроенной опции (embedded region) в ABAQUS.

3.2. Назначение свойств контакта бетона и CFRP:

В элементах из CFRP – армированного бетона существует два возможных режима отказа листов CFRP, а именно разрыв CFRP и отслоение или расслоение CFRP. Первое в основном происходит в сжатых элементах, таких как CFRP колонны, а второе – в изгибаемых элементах, таких как CFRP балки. Таким образом, из-за преобладания режима разрыва CFRP в CFRP бетонных колоннах, связь между бетоном и CFRP не оказывает значительного влияния на поведение конструкций. Поэтому в ABAQUS используется модель совместной работы (tie constraint) бетона и CFRP по поверхности контакты.

3.3. Назначение свойств контакта бетона и жесткой пластины:

Для каждой жесткой пластины в верхней и нижней части колонн, определяется одна контрольная точка (reference point RP) в ее центре. Жесткие пластины были привязаны к соответствующим контрольным точкам. Для этого используется ограничение твердого тела (rigid body constraint). Твердое тело представляет собой набор узлов, элементов и /

или поверхностей, движение которых регулируется движением одной контрольной точки. Другими словами, при использовании этой опции пластины ведут себя жестко, и граничные условия могут применяться к соответствующим контрольным точкам вместо использования твердого тела пластины. В ABAQUS используется модель совместной работы (tie constraint) бетона и жесткой пластины по поверхности контакты.

4. Восстановление отверстия:

Отверстие заполняется бетоном, также используется арматура того же диаметра, что и арматура, используемая в колонне. Старая арматура соединяется с новой арматуры с помощью соединительной втулки со срезным болтом / клином.

Соединительная втулка со срезным болтом / клином: предназначенная в первую очередь для сращивания стержней меньшего диаметра, размером от (12 mm – 20 mm), соединительная втулка имеет овальное поперечное сечение, что позволяет перекрывать два арматурных стержня одинакового диаметра во втулке, как показано на рис. 6.

В ABAQUS используется модель совместной работы (tie constraint) старого и нового бетона, а также старую и новую арматуру по поверхности контакты.

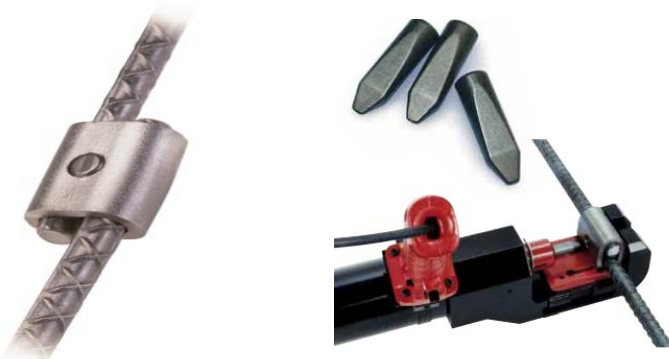


Рис. 6. Соединительная втулка со срезным болтом / клином

5. Назначение граничных условий и нагрузок:

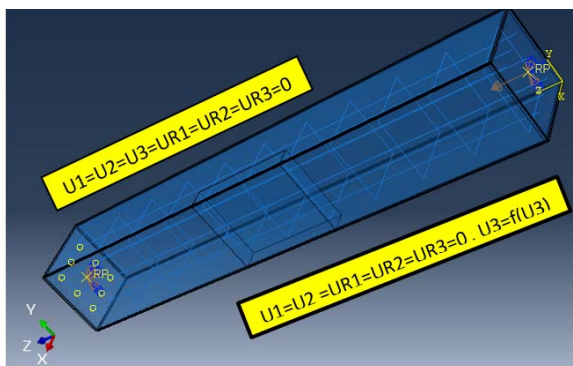


Рис. 7. Граничные условия и нагрузки

Сжимающая нагрузка прикладывается к RP верхней жесткой пластины в направлении U_3 с помощью метода контроля смещения. Стратегия решения основана на статическом общем методе, который прост и имеет достаточно короткое время анализа. Граничные условия и приложение нагрузки показаны на рис. 7.

6. Создание конечно-элементной сетки:

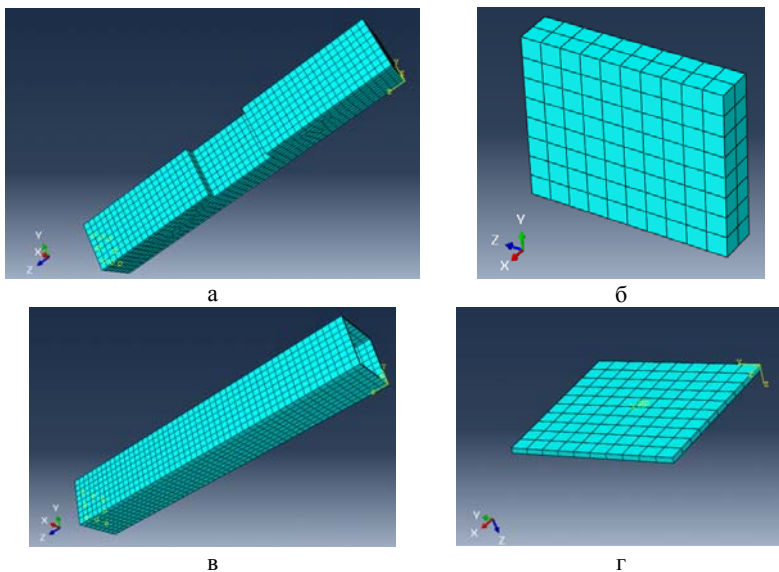


Рис. 8. Конечно-элементная модель: а – колонна, б – бетон в отверстии, в – углепластик (CFRP), г – жесткая пластина

7. Результаты расчета методом конечных элементов:

7.1. Влияние толщины оболочки из углепластика (CFRP) на несущую способность восстановленной железобетонной колонны:

По результатам анализа мы обнаружили, что подходящую толщину оболочки из углепластика (CFRP) можно выбрать в зависимости от поставленной цели: либо восстановить только прежнюю несущую способность колонны с небольшим увеличением несущей способности, либо значительно увеличить ее несущую способность в случае дополнительных нагрузок. На следующем рисунке показаны кривые «несущая способность – перемещение» железобетонной колонны, восстановленной оболочкой из углепластика (CFRP) с переменной толщиной оболочки.

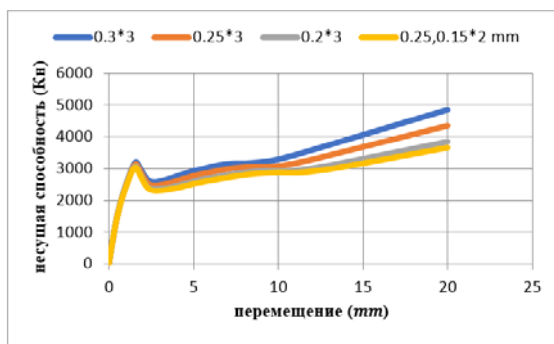


Рис. 9. Кривые «несущая способность – перемещение» железобетонной колонны, восстановленной оболочкой из углепластика (CFRP) с переменной толщиной оболочки

7.2. Сравнение несущей способности поврежденной колонны и восстановленной колонны с оболочкой из углепластика (CFRP):

Если мы хотим восстановить только прежнюю несущую способность колонны с небольшим увеличением несущей способности, мы используем оболочку из углепластика (CFRP) толщиной (0,2; 15 * 2 мм), в этом случае несущая способность составляет 82%. А если мы хотим значительно увеличить несущую способность колонны в случае дополнительных нагрузок, мы используем оболочку из углепластика (CFRP) толщиной (0,3 * 3 мм), в этом случае несущая способность составляет 142%. На следующем рисунке показаны кривые «нагрузка – перемещение» железобетонной колонны, восстановленной оболочкой из углепластика (CFRP), и железобетонной колонны с отверстием.

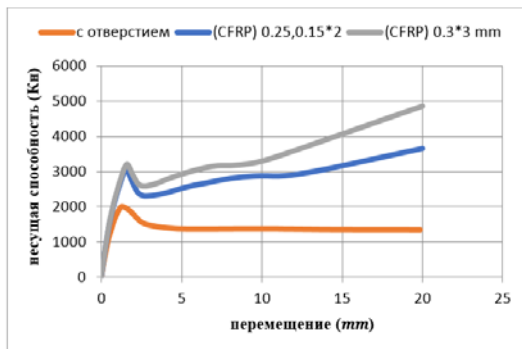


Рис. 10. Кривые «несущая способность – перемещение» железобетонной колонны, восстановленной оболочкой из углепластика (CFRP), и железобетонной колонны с отверстием

7.3. Эффективность углепластика (CFRP), когда колонна подвергается вне центры приложения нагрузки:

На рис. 11 показана эффективность углепластика (CFRP) при восстановлении колонны при изменении эксцентриситета приложения нагрузки.

1. Чистое осевое сжатие (точка А). Это самая большая осевая сжатая нагрузка, которую может выдержать колонна.

2. Сжатие с незначительным изгибом (точка Б). Это случай большой осевой нагрузки, действующей при небольшом эксцентриситете. Распределение напряжения становится наклонным, но сечение все еще находится в состоянии сжатия. Разрушение происходит из-за раздавливания бетона.

3. Контроль сжатия (точка В). Здесь существуют как зона сжатия, так и зона растяжения бетона. Сталь подвергается растяжению. Разрушение происходит из-за раздавливания бетона на стороне сжатия, тогда как напряжение в стали f_s меньше, чем предел текучести f_u .

4. Уравновешенное состояние (точка Г). Состояние равновесия достигается, когда деформация сжатия в бетоне достигает предела, а растягивающая арматура одновременно достигает текучести. Разрушение бетона происходит одновременно с текучестью стали.

5. Контроль растяжения (точка Д). Это случай небольшой осевой нагрузки с большим эксцентриситетом, то есть с большим моментом. В случае разрушения деформация в растягивающей стальной больше, чем деформация текучести.

6. Чистый изгиб (точка Е). В этом случае на сечение действует изгибающий момент M , тогда как осевая нагрузка $P = 0$. Разрушение происходит так же, как в балке, подверженной только изгибающему моменту.

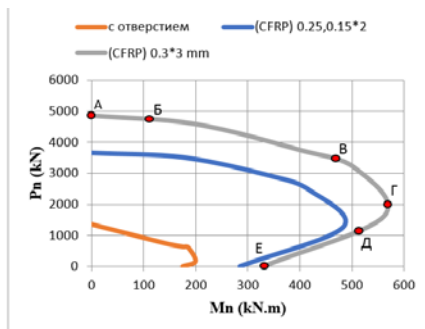


Рис. 11. Схема взаимодействия углепластика – железобетонная колонна

7.4. Основные пластические деформации:

Основные пластические деформации железобетонной колонны, восстановленной оболочкой из углепластика (CFRP), и железобетонной колонны с отверстием при максимальной нагрузке показаны на следующем рисунке. Здесь мы замечаем огромную роль углепластика (CFRP) в уменьшении этих пластических деформаций.

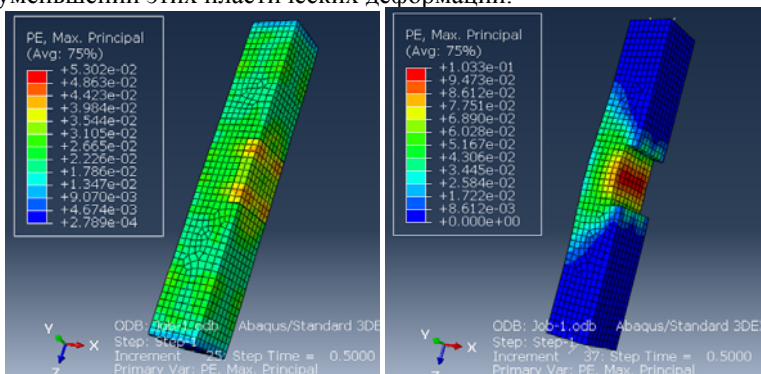


Рис. 12. Основные пластические деформации железобетонной колонны

Заключение

В данной работе были проведены расчеты и исследования нелинейного анализа поврежденных железобетонных колонн, восстановленных оболочкой из углепластика (CFRP). Программная система ABAQUS была выбрана в качестве флагманской благодаря своим объективным преимуществам перед аналогами.

Реалистичное моделирование нелинейных свойств железобетона в численных расчетах представляет собой сложную многокомпонентную задачу.

В процессе исследования была изучена модель деформирования и прочности железобетона, арматуры и оболочки из углепластика (CFRP). При проведении сравнения несущей способности поврежденной колонны и восстановленной колонны с оболочкой из углепластика (CFRP) рассмотрены два случая: в первом использовалась оболочка из углепластика (CFRP) толщиной (0,2;15 * 2 мм), в данном случае несущая способность составила 82%; во втором использовалась оболочка из углепластика (CFRP) толщиной (0,3 * 3 мм), в данном случае несущая способность составила 142%. Также была показана существенная эффективность углепластика (CFRP) при восстановлении колонны при изменении эксцентриситета приложения нагрузки, и огромная роль углепластика (CFRP) в уменьшении пластических деформаций.

Список литературы:

1. B. Alfarah, F. López-Almansa, S. Oller, New methodology for calculating damage variables evolution in Plastic Damage Model for RC structures, *Engineering Structures* 132 (2017) 70–86.
2. ABAQUS/CAE User's Manual.
3. ABAQUS Example Problems Manual v6.14.
4. ABAQUS – Применение комплекса в инженерных задачах.
5. Isaac M. Daniel, Ori Ishai, *Engineering mechanics of composite materials*. – New York, Oxford, 2006.
6. Mechanical rebar splicing systems.

Алжнде Г., магистрант, университет МГСУ, кафедра железобетонных и каменных конструкций, e-mail: gamalalgnde93@gmail.com

Топилин А.Н., канд. техн. наук, доцент, университет МГСУ, кафедра железобетонных и каменных конструкций.

Gamal Algnde, Moscow state university of civil engineering (national research university) (MGSU), Moscow, Russia, e-mail: gamalalgnde93@gmail.com

Alexander Topilin, Moscow state university of civil engineering (national research university) (MGSU), Moscow, Russia, e-mail: alex-topilin@mail.ru

Для цитирования:

Алжнде Г. Нелинейный анализ поврежденных железобетонных колонн, восстановленных оболочкой из угле-пластика с помощью Abaqus / Г. Алжнде, А.Н. Топилин // Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020: материалы V Междунар. (XI Всерос.) конф. – Чебоксары, 2020. – С. 64–76.

Alzhnde G. Nonlinear analysis of damaged reinforced concrete columns, restored with carbon fiber jacket using Abaqus / G. Alzhnde, A.N. Topilin // Construction and development: life cycle – 2020: materials of the V International (XI All-Russian) conference. – Cheboksary, 2020. – P. 64–76.

УДК 624.3

АНАЛИЗ ПРЕДЕЛЬНОЙ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК В FEMAP NASTRAN

*Антонов М.Д.
Алексейцев А.В.*

Национальный исследовательский
Московский государственный
строительный университет
г. Москва, Россия

***Аннотация:** в статье рассмотрены принципы моделирования деформаций железобетонных балочных систем с помощью препроцессора Femap и решателя NX Nastran. Для деформирования бетона использована модель, основанная на построении поверхности текучести Друкера-Прагера, арматура имеет упруго пластическое поведение. Предложенные модели могут использоваться для оценки работоспособности вариантов конструкций при оптимальном проектировании, базирующемся на эвристических методиках. Рассмотрены примеры расчета консольной балки.*

***Ключевые слова:** железобетонные конструкции, деформации, конечно-элементное моделирование, предельная нагрузка, прочность, пластичность.*

ANALYSIS OF THE ULTIMATE LOADINGS ON CONCRETE BEAMS IN FEMAP NASTRAN

***Annotation:** the article discusses the principles of modeling the deformations of reinforced concrete beam systems using the Femap preprocessor and the NX Nastran solver. For concrete deformation, a model based on the construction of the Drucker-Prager yield surface was used; the reinforcement has an elastically plastic behavior. The proposed models can be used to assess the performance of design options for optimal design based on heuristic techniques. Examples of calculation of a cantilever beam are considered.*

***Keywords:** reinforced concrete structures, deformations, finite element modeling, ultimate load, strength, plasticity.*

Введение. Современные программные комплексы и методики, изложенные в нормативных документах, позволяют выполнять нелинейный статический анализ железобетонных конструкций. При этом нормальными условиями эксплуатации предусмотрены такие ограничения по трещиностойкости и жесткости, что конструкция имеет достаточный запас несущей способности до выхода в состояние близкое к разрушению. Анализ напряженно-деформированного состояния конструкций при таком уровне нагруженности становится актуальным при рассмотрении аварийных ситуаций, которые на предусматривались нормальной эксплуатацией. Запасы несущей способности можно использовать при

оценке надежности и анализе рисков материальных потерь, а также при оптимизации, когда целевым критерием является обеспечение требуемого уровня механической безопасности. Для описания деформирования бетона сейчас имеется ряд моделей, реализованных в Ansys Mechanical 2020. Одной из них является модель Друкера-Прагера. Рассмотрим ее реализацию в FEMAP NASTRAN.

Материал и методы исследований. Для бетона используем модель Друкера-Прагера. Образование трещин в бетоне в модели Друкера-Прагера описывается с помощью возможности квазипластического разупрочнения материала после достижения им уровня напряжений, близких к пределу прочности. Такая возможность представлена функциями упрочнения и разупрочнения материала. Подробнее о свойствах этой модели, применительно к бетону описывается в работах [1; 2; 4]. Рассмотрим реализацию этой модели в препроцессоре Femap. Блок основных констант материалов (Па) показан на рис. 1.

ID	Title	Color	Palette...	Layer	Type...
1	Beton	55		1	
General Function References Nonlinear Ply/Bond Failure Creep Electrical/Optical Phase					
Stiffness					
Young's Modulus, E	2,7E+10	Limit Stress	Tension	9000000,	
Shear Modulus, G	1,125E+10	Compression	11500000,		
Poisson's Ratio, nu	0,2	Shear	575000,		
Thermal					
Expansion Coeff, a	0,	Mass Density	2500,		
Conductivity, k	0,	Damping, J/C/Co	0,		
Specific Heat, Cp	0,	Reference Temp	0,		
Heat Generation Factor	0,				

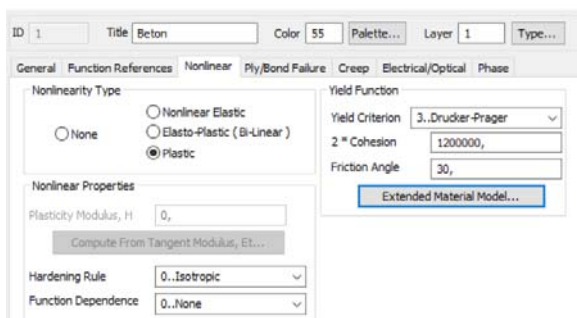
а)

ID	Title	Color	Palette...	Layer	Type...
2	Reinforcement	104		1	
General Function References Nonlinear Ply/Bond Failure Creep Electrical/Optical Phase					
Stiffness					
Young's Modulus, E	2,E+11	Limit Stress	Tension	0,	
Shear Modulus, G	0,77E+11	Compression	0,		
Poisson's Ratio, nu	0,3	Shear	0,		
Thermal					
Expansion Coeff, a	0,	Mass Density	7850,		
Conductivity, k	0,	Damping, J/C/Co	0,		
Specific Heat, Cp	0,	Reference Temp	0,		
Heat Generation Factor	0,				

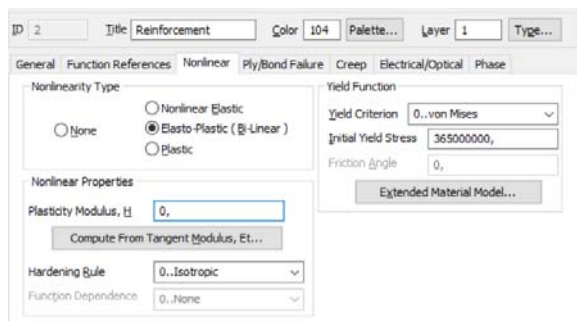
б)

Рис. 1. Константы материалов: бетон (а), арматура (б)

Арматура в соответствии с СП 63.13330 работает по диаграмме Прандтля. При этом используется критерий прочности Мизеса. Исходные данные для учета нелинейного поведения бетона и арматуры представлены на рис. 2. Модель позволяет учесть уровень микротрещинообразования при сжатии путем указания угла дилатансии и соотношения напряжений. Конечноэлементная модель формируется нами из объемных элементов для бетона и стержневых элементов для арматуры.



а)



б)

Рис. 2. Исходные данные для нелинейного расчета материалов: бетон (а), арматура (б)

Результаты и проблематика. В качестве тестового примера рассмотрим деформирование консольной балки вылетом 3 м, сечением 0,5 x 0,5 м. Размеры конечных элементов приняты 0,05 м. На конце балки действует вертикальная сила 500 кН, распределенная по площади крайнего сечения. Эта нагрузка превышает предельную, которую может выдержать балка. Поиск предельной нагрузки будем выполнять последовательно догрузениями за 100 шагов итерационного процесса. Рассматриваем 2 случая: 1) балка с армированием верхней зоны 2 стержнями диаметром 12 мм класса А400С. Потерю сцепления бетона и арматуры не учитываем; 2) балка из бетона класса В 20 без армирования. Результаты расчета для первого случая показаны на рис. 3, 4.

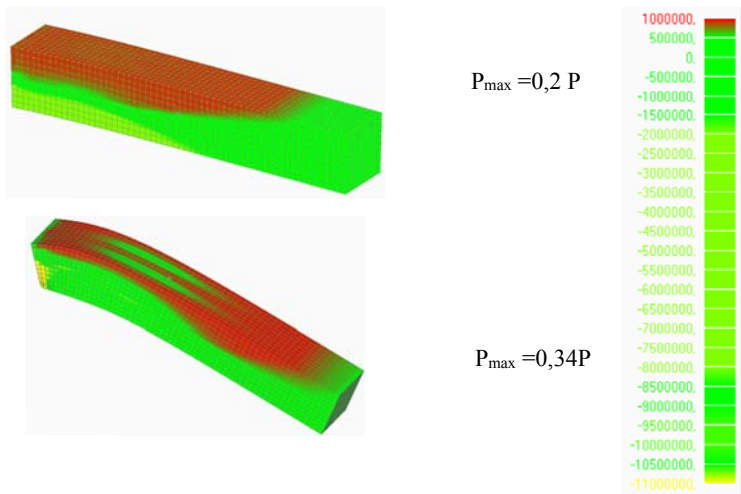


Рис. 3. Сжатые и растянутые зоны бетона при различных уровнях нагружения

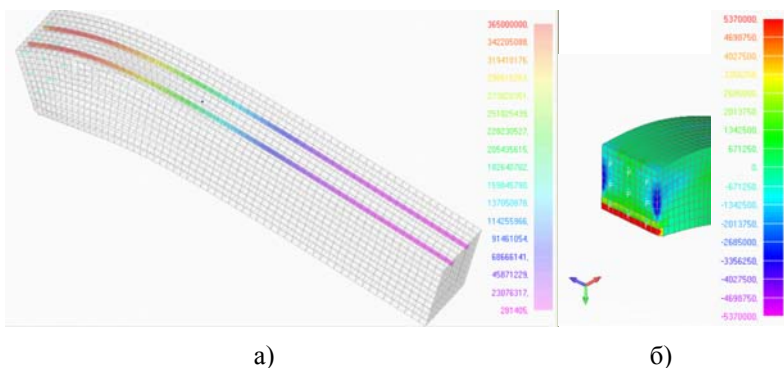


Рис. 4. Напряженное состояние балки при нагрузке, близкой к предельной: напряжения Мизеса в арматуре (а), зоны образования трещин сдвига у опоры (б)

Рис. 3 показывает распределение зон образования дискретных трещин, вызываемых растяжением в бетоне. Этот уровень примерно соответствует нагрузке для нормально-эксплуатируемой балки. Поскольку расчет выполнялся с учетом геометрической нелинейности при уровне максимальной предельной нагрузки зона образования трещин смещается от заделки. Следует отметить, что рассматриваемая модель Друкера-Прагера разработана для сплошной среды и не дает представления

о количественной картине распределения трещин, однако можно судить о предельной глубине их распространения и развитии пластических деформаций в сжатой зоне бетона. Рис. 4 показывает, что при нагрузке 0,34 Р напряжения в арматуре достигли предела текучести в приопорной зоне. На рисунке 5 с проиллюстрирован характер развития пластических деформаций в растянутой зоне бетона на различных этапах нагружения. Разрушение образца происходит при нагрузке, превосходящей уровень 0,214 Р, при этом из работы выключается до 0,6 высоты сечения, где образуются вертикальные и наклонные трещины. Порядок развития пластических деформаций на различных этапах нагружения представлен схемами А, Б, С.

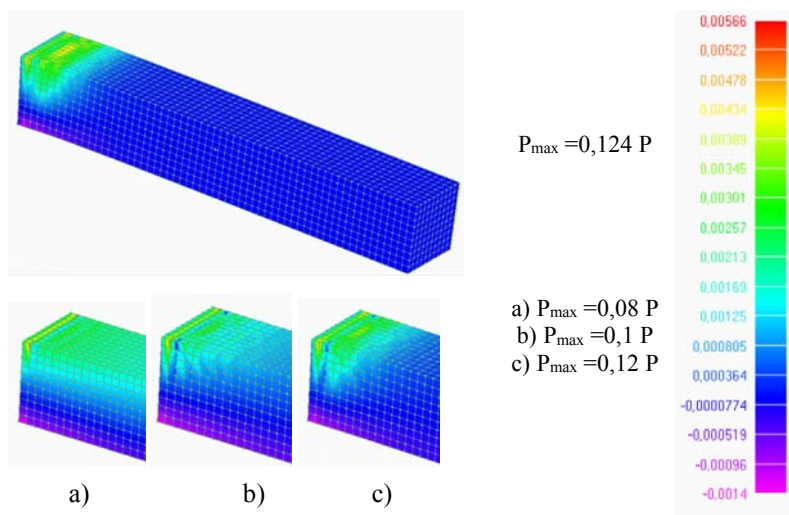


Рис. 5. Исходные данные для нелинейного расчета материалов: бетон (а), арматура (б)

На рис. 6 приведен характер распределения осевых напряжений сжатия и растяжения в бетонном образце в зависимости от уровня его нагружения. Распределение растягивающих напряжений при максимальном уровне нагрузки показывает зону, в которой необходимо выполнять армирование, при этом в состоянии предразрушения пластические деформации возникают как при растяжении, так и при сжатии. Данные о предельных нагрузках представлены в сводной табл. 1

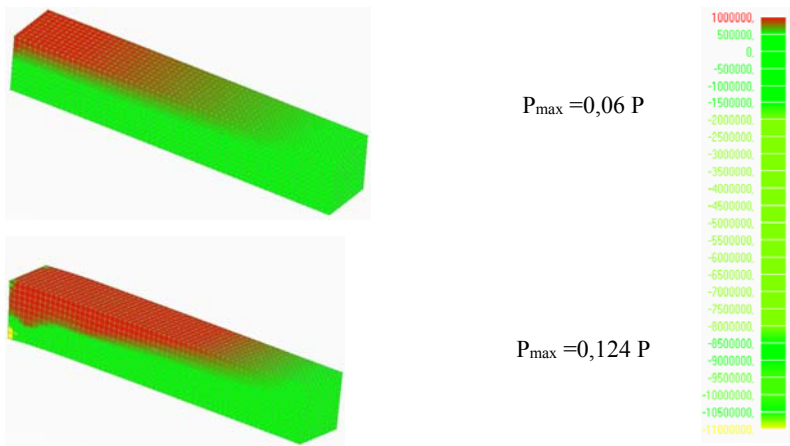


Рис. 6. Сведения о напряжениях в бетоне на различных этапах нагружения

Таблица 1

Результаты расчетов

Объект	Предельная нагрузка	Нагрузка начала трещинообразования
Железобетонная балка	170 кН	48 кН
Бетонная балка	62 кН	30 кН
Эффект повышения несущей способности	2,74 раза	1,6 раз

Заключение. Представленный подход к моделированию НДС бетонных и железобетонных конструкций позволяет определять предельную несущую способность и получать детальную информацию о пластических деформациях в растянутой и сжатой зоне армированного и неармированного бетона. Использование Femap и NX Nastran позволяет интегрировать расчетные процедуры в алгоритмы оптимизации, основанные на эволюционном моделировании [3, 5–8], а также выполнять проектирование конструкций с требуемым уровнем механической безопасности [7; 9].

Список литературы:

1. Юшин А.В. Анализ напряженно-деформированного состояния двухпролетных железобетонных балок, усиленных композитными материалами по наклонному сечению, с учетом нелинейности / А.В. Юшин, В.И. Морозов // Современные проблемы науки и образования. – 2014. – №5 [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://www.science-education.ru/ru/article/view?id=15235> (дата обращения: 28.09.2020).
2. Тамразян А.Г. Диаграмма деформирования бетона, ограниченного дискретной композитной обоймой / А.Г. Тамразян, В.И. Черник // Промышленное и гражданское строительство. – 2020. – №8. – С. 43–53. – DOI: 10.33622/0869-7019.2020.08.43-53

3. Алексейцев А.В. Оптимизация бистальных балок на основе модификации метода роя частиц / А.В. Алексейцев, М. Ал Али // Инженерно-строительный журнал. – 2018. – №7 (83). – С. 175–185.

4. Тамразян А.Г. Использование свойств ограниченного бетона при анализе усиленных железобетонных колонн // Известия вузов. Технология текстильной промышленности. – 2018. – №5. – С. 197–202.

5. Тамразян А.Г. К расчету изгибаемых железобетонных элементов с косвенным армированием сжатой зоны / А.Г. Тамразян, И.К. Манаенков // Промышленное и гражданское строительство. – 2016. – №7. – С. 41–44.

6. Тамразян А.Г. Оптимальное проектирование несущих конструкций зданий с учетом относительного риска аварий / А.Г. Тамразян, А.В. Алексейцев // Вестник МГСУ. – 2019. – Т. 14. №7. – С. 819–830.

7. Алексейцев А.В. Оптимизация балочных конструкций каркасных зданий с учетом требований к их безопасности / А.В. Алексейцев, Л. Гейли, П. Друкис // Инженерно-строительный журнал. – 2019. – №7 (91). – С. 3–15.

8. Тамразян А.Г. Эволюционная оптимизация нормально эксплуатируемых железобетонных балочных конструкций с учетом риска аварийных ситуаций / А.Г. Тамразян, А.В. Алексейцев // Промышленное и гражданское строительство. – 2019. – №9. – С. 45–50.

9. Tamrazyan A. Evolutionary optimization of reinforced concrete beams, taking into account design reliability, safety and risks during the emergency loss of supports / A. Tamrazyan, A. Alekseytsev // E3S Web of Conferences. 22 nd International Scientific Conference on Construction the Formation of Living Environment, FORM 2019. – 2019. С. 04005.

Антонов М.Д., аспирант кафедры «Железобетонные и каменные конструкции», ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет», e-mail: mishany96969@mail.ru

Алексейцев А.В., доцент кафедры «Железобетонные и каменные конструкции», ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет», канд. техн. наук, доцент, e-mail: aalexw@mail.ru

Antonov M.D., postgraduate student of the Department "Reinforced concrete and stone structures", Moscow State University of Civil Engineering, e-mail: mishany96969@mail.ru

Alekseytsev A.V., associate professor of the department "Reinforced concrete and stone structures", Moscow State University of Civil Engineering", Ph.D., associate professor, e-mail: aalexw@mail.ru

Для цитирования:

Антонов М.Д. Анализ предельной несущей способности железобетонных балок в femap nastran / М.Д. Антонов, А.В. Алексейцев // Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020: материалы V Междунар. (XI Всерос.) конф. – Чебоксары, 2020. – С. 77–83.

Antonov M.D. Analysis of the ultimate loadings on concrete beams in FE-MAP NASTRAN / M.D. Antonov, A.V. Alexeytsev // Construction and development: life cycle – 2020: materials of the V International (XI All-Russian) conference. – Cheboksary, 2020. – P. 77–83.

УДК 624.74.24

СФЕРИЧЕСКИЕ КУПОЛА ИЗ ПАРНЫХ АРОК ОДНОГО РАДИУСА

*Антошкин В.Д.
Горина М.В.*

ФГБОУ ВО «Мордовский государственный
университет им. Н.П. Огарёва»
г. Саранск, Россия

***Аннотация:** приведён один из методов образования геометрических сетей из арок одного радиуса с использованием правильных сферических многогранников. Приведено решение одного варианта задачи размещения сети на сферическом икосаэдре и, соответственно, на сфере. Расположение на сфере арок одного радиуса, отличное от размещения из меридиан, имеет эффективное решение в виде сети с минимальными размерами арочных сегментов и с узлами из двух пересекающихся арок, образованных на основе окружностей одинаковых радиусов, формирующихся на основе правильных сферических многогранников. Приведены несколько вариантов конструкций с заданной формой потери общей устойчивости куполов из парных арок одного радиуса.*

***Ключевые слова:** сборный сферический купол, арка, геометрическая сеть, описанная окружность, правильный сферический многогранник, разрезка, купол, покрытие, оптимизация, конструкция, технология.*

SPHERICAL DOMES OF PAIRED ARCHES OF THE SAME RADIUS

***Abstract:** one of the methods of formation of geometric networks of arches of the same radius using regular spherical polyhedra is investigated. The solution of one variant of the problem of placing the network on a spherical icosahedron and, accordingly, on a sphere is given. The placement on the sphere of arches of one radius, different from the placement of the meridians, has an effective solution in the form of a network with the minimum size of the arch segments and with nodes of two intersecting arches, formed on the basis of circles of the same radius, formed on the basis of regular spherical polyhedral. Several variants of structures with a given form of loss of overall stability of domes from paired arches of the same radius are presented.*

***Keywords:** precast spherical dom, arch, geometric network, described circle, regular spherical polyhedron, cutting, dome, coating, optimization, construction, technology.*

Недостатком большинства известных решений геодезических и сетчатых куполов является большое число разнотипных узлов соединения элементов оболочек, острые углы соединений, разнотипность и сложность выполнения опорных узлов, обусловленные тем, что эти опорные

узлы находятся на разных уровнях, а также сложность и трудоемкость выполнения ограждающих конструкций и кровельного покрытия.

Для повышения надежности каркаса купольного покрытия, упрощения изготовления узлов каркаса, а также изготовления ограждающих конструкций и кровли, необходимо решение задач, связанных с уменьшением числа соединяемых монтажных элементов, снижением материалоёмкости узловых соединений, и формированием, за счет оптимизации геометрии разрезы сферы (исключения острых углов), расположения опор на одном уровне сферы.

В результате данной работы предлагаются геодезические купола с специфическим покрытием, которое выполнено путем разбиения граней большими окружностями по серединам ребер и центрам граней правильного сферического многогранника, например, икосаэдра и т. п. [1–9]. Для этого последовательно выполняются несколько «разрезов» каркаса сферической оболочки. Первая «разрезка» каркаса оболочки получается путем разбиения на сферические элементы и фигуры, например, арочные дуги, многоугольники, треугольники и т. п., спаренными окружностями одинакового радиуса, параллельными указанным большим окружностям, проходящим через середины смежных ребер. Вторая «разрезка» каркаса образована спаренными окружностями одинакового радиуса, параллельными указанным большим окружностям, проходящим через середины ребер, через одно ребро. Третья «разрезка» образована спаренными окружностями, параллельными большим окружностям, проходящим через вершины граней соответствующего правильного сферического многогранника.

Таким образом, в геодезическом куполе на основе правильного сферического многогранника (икосаэдра) имеется возможность формирования каркаса в виде сети с минимальными размерами арочных сегментов и с узлами из пересекающихся парных арок разных направлений [10–16]. Каркас создается на основе правильных сферических многогранников, с сохранением минимального числа типоразмеров и обеспечивает эффективное расположение опорных узлов значительно ниже или выше экватора и на одном, вполне определенном уровне (рис. 1). Именно такие формы куполов, вспарушенных и пологих, наиболее востребованы современной архитектурой.

Независимых вариантов расположения парных окружностей (и соответственно, арок каркаса) может быть не менее трёх (по числу независимых осей симметрии правильных многогранников). В исследуемом правильном сферическом многограннике на основе икосаэдра вершины граней обозначены как O , а радиус параллельных экватору окружностей как r . Если анализировать возможность формирования первого, наиболее очевидного варианта геометрической сети на сфере, приходим к выводу, что полюсами для построения следует выбрать вершины граней O правильного сферического двадцатигранника (икосаэдра), и решить задачу для геометрической сети (рис. 1).

Покажем фрагмент схемы построения окружностей на рис. 1б, где дуги r отсекают на ребрах и биссектрисах граней дуги x и дуги y , которые и определяют положение основных фигур этой сети. На окружностях одного радиуса отсекается дуга z , стягивающая дуги x и дуги y . Радиус экватора показан для наглядности и обозначен как r_0 .

Приведем известные параметры сферической грани $O O O$ правильного двадцатигранника, вписанного в сферу, как сферического треугольника. По условию задачи, когда парные окружности состоят из поворачивающихся дуг длиной $2a$ и $2b$, оказывается, что внутренний угол в зените рассматриваемого треугольника $O_b = 36^\circ$ (рис. 1б), а общая дуга z стягивает дуги треугольников в виде полярных углов. Дуга, представляющая собой половину ребра сферического икосаэдра, $d + y = 0,5 e = 31,71748^\circ$. Полярные углы, разделяющие экватор на равные отрезки дают $2c = 36^\circ$.

Также для упрощения задачи внутренние углы $FDO = ODC$ обозначим как D_b . Они делят параллельные экватору окружности на равные дуги b . Угол DCO обозначим как C_{yd} . Внутренние углы в зените будут $A = 18^\circ - B$.

Учитывая данные упрощения, найдём неизвестные параметры треугольников, образованных большими окружностями осей граней правильного двадцатигранника непосредственно из формул сферической тригонометрии [17; 18]

$$\sin D_b = \frac{\sin 18^\circ \sin e}{\sin (d+y)} \quad (1)$$

Подставляя значения, получим $D_b = 31,71747^\circ$,
 $\cos C_{yd} = -\cos 2 D_b \cos 36^\circ + \sin 2 D_b \sin 36^\circ \cos (d+y)$. (2)

$$C_{yd} = 85,10039675^\circ,$$

$$\sin x = \frac{\sin (d+y)}{\sin C_{yd}} \sin 2 D_b, \quad (3)$$

тогда $x = 28,1611377^\circ$.

Определяем радиус парных окружностей, принимая $O_r = 108^\circ$
 $\cos r = \cos e \cos x + \sin e \sin x \cos 108^\circ$, (4)
 $r = 74,70259296^\circ$.

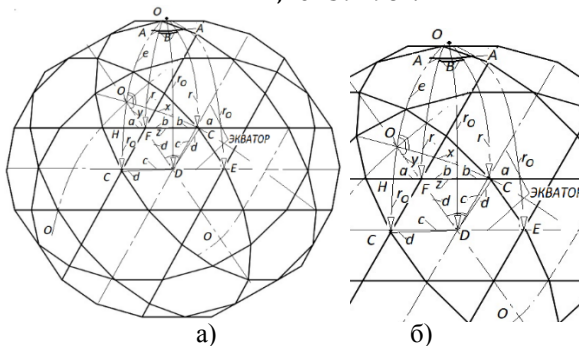


Рис. 1. Схема геометрической сети из окружностей одного радиуса на основе правильного сферического двадцатигранника: а – общий вид схемы; б – фрагмент схемы разрезки; О – полюс на вершине соседней грани икосаэдра на сфере и вершины граней; r – радиус окружностей парных арок; r_0 – радиус экватора

Для построения разрезки нам необходимы дуги параллельных окружностей на сфере, которые определяются внутренними углами A и B .

$$\sin(A + 2B) = \frac{\sin 108^\circ}{\sin r} \sin x, \quad (5)$$

тогда $A=36^\circ - A + 2B = 8,26769323^\circ$.

По методике, аналогичной полученной разрезке окружности 20 ($a + b$) могут быть найдены параметры другой разрезки 10 ($a + 3b$), также состоящей из дуг 2 типоразмеров.

Элементы образованных парных арок каждого направления одного из каркасов, разрезанные через один узел, могут быть соединены в узлах с арками другого направления разъемными соединениями, например, на болтах; либо жестко, на сварке и на клее через один узел. Таким образом, в узле соединяются не более четырех элементов, причем элементы одного направления могут быть неразрезанными в узле.

Сферический купол (рис. 2) может быть выполнен из деревянных косяков в виде частей арок одинакового радиуса и с переломами по длине и в узлах пересечений с образованием прямолинейных участков, части соединены по длине каждой ломаной арки на прямолинейных участках и узлах с помощью шипов (узел С.И. Песельника), либо с помощью болтов (узел Ф. Цоллингера), обеспечивающих угол соединения до 70° .

Для обеспечения жесткости впарушенного купола по линии экватора для восприятия распора и для заполнения многоугольников и треугольников в каркасах могут быть установлены стержни затяжек и распорок.

Геодезический купол такой эффективной разрезки может включать стержни одного из указанных каркасов, которые могут быть изготовлены из труб в виде частей арок одинакового радиуса и изогнуты в узлах пересечений с образованием прямолинейных участков (рис. 3). Части могут быть соединены по длине каждой ломаной арки на прямолинейных участках и узлах с помощью сварки и состыкованных цилиндрических вставок, обеспечивающих любой угол соединения (рис. 3, 4).

Такие части и узлы пересекающихся арок данной конструкции должны быть расположены поочередно снизу и сверху. Для обеспечения жесткости такого впарушенного купола по линии экватора для восприятия распора и для заполнения многоугольников и треугольников в каркасах также могут быть установлены стержни затяжек и распорок.

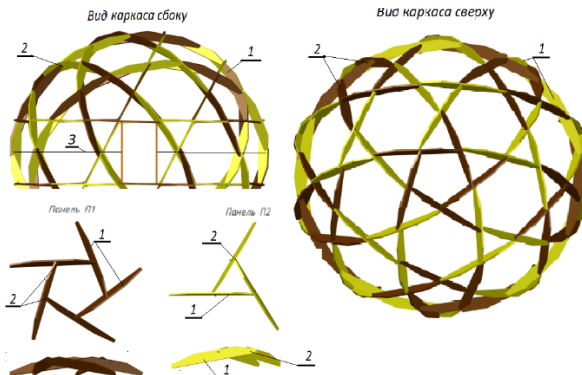


Рис. 2. Каркас сферического купола из деревянных кружал в виде каркасных пятиугольных и треугольных панелей:

- 1 – деревянные кружала; 2 – узел Цоллингера;
- 3 – стальная затяжка по экватору купола

Сферический купол может быть усложнен и выполнен из четырёх параллельных арок уже двух радиусов одного из указанных каркасов на базе икосаэдра (рис. 5), которые могут быть изготовлены из труб в виде частей арок, состыкованных в узлах на сварке.

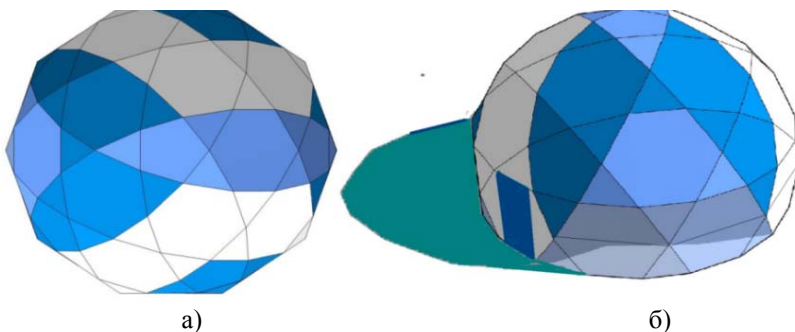


Рис. 3. Тентовый купол из парных ломаных арок: а – вид сверху; б – изометрия

На схеме рис. 6 приведено такое размещение окружностей одного радиуса, которые позволяют создать эффективную конструкцию купола из двух независимых систем каркасов в виде парных арок [11–15].

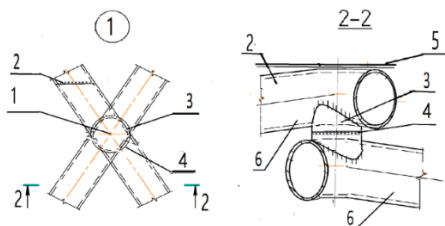


Рис. 4. Узел пересекающихся ломаных арок: 1 – центр узла; 2 – стыки на прямолинейных участках арок; 3 – трубчатая вставка в узлах арок; 4 – монтажный стык арок в узлах арок; 5 – тентовое покрытие; 6 – прямолинейный участок арок

Элементы арок совмещённых каркасов расположены таким образом, что в узлах сходятся не более четырех стержней, то есть по две арки.

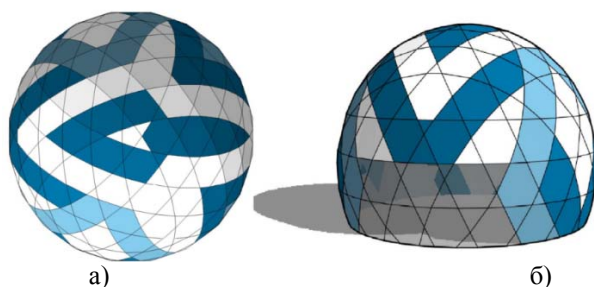


Рис. 5. Тентовый купол из арок двух радиусов: а – вид сверху; б – изометрия

При этом покрытие может быть выполнено из рулонного материала, например, профилированных листов с учетом параллельности арок, либо из полотен тента, либо выполнено из полотен двойных оболочек с образованием пневмокаркасной конструкции.

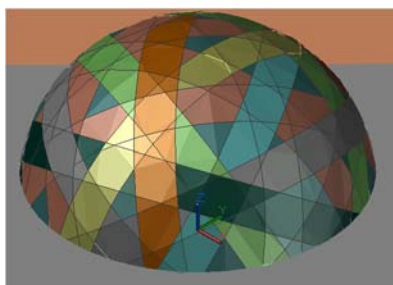


Рис. 6. Тентовый купол из парных арок одного радиуса совмещённых из двух независимых каркасов

Хаотическое расположение арок на рис. 6 совмещенных двух каркасов содержит на самом деле два регулярных простых каркаса из парных арок.

Выводы. Предложенное решение разрезки является геометрической основой геодезического купола, образованной парными окружностями одного радиуса. Оно позволяет значительно упростить решения всех узлов каркаса оболочки, в том числе, опорных узлов, так как основание выполнено с узлами на одном уровне, а также применить технологии укрупнительных сборок элементов купола. Конструктивно-технологические решения подобных куполов обеспечивают определенность воспроизведения геометрии этой сложной формы, упрощает изготовление узлов каркаса предлагаемой оболочки, устройство её покрытия и кровли.

Список литературы:

1. Антошкин В.Д. К задаче формирования треугольной сети на сфере с узлами на одном уровне // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. – 2017. – Т. 13. №2. – С. 154–160.
2. Антошкин В.Д. Эффективные конструктивно-технологические решения сборных сферических куполов // Региональная архитектура и строительство. – 2015. – №3 (24). – С. 112–121.
3. Антошкин В.Д. Перспективные конструктивно-технологические решения сборных сферических оболочек / В.Д. Антошкин, С.С. Гудожников, О.И. Терфильева [и др.] // Актуальные вопросы архитектуры и строительства. Материалы Тринадцатой международной научно-технической конференции. В 2 ч. – 2014. – С. 4–15.
4. Антошкин В.Д. Сборные сферические оболочки из шестиугольных панелей / В.Д. Антошкин, А.Г. Коновалов // Огарёв-Online. – 2015. – №13 (54). – С. 6.
5. Антошкин В.Д. Способ монтажа криволинейной конструкции / В.Д. Антошкин, Г.В. Курбаков, В.С. Бочкин // Tredoevropsky Vestnik pro Vedu a Vyzkum. – 2015. – Т. 83. – С. 1.
6. А.с. №1661316 (СССР) Стыковое соединение деревянных элементов / В.Д. Антошкин, В.Г. Курганский, опубл. 09.11.1988.
7. Травуш В.И. Сборная сферическая оболочка / В.И. Травуш, В.Д. Антошкин, В.Т. Ерофеев // Патент на полезную модель RUS 129534 – 27.07.2013.
8. Травуш В.И. Сборная сферическая оболочка / В.И. Травуш, В.Д. Антошкин, В.Т. Ерофеев // Патент на изобретение – RUS №2520192 – 27.06.2013.
9. Травуш В.И. Сборная сферическая оболочка / В.И. Травуш, В.Д. Антошкин, В.Т. Ерофеева [и др.] // Патент на изобретение – RUS 2564545 – 28.07.2014.
10. Травуш В.И. Современные конструктивно-технологические решения сферических оболочек / В.И. Травуш, В.Д. Антошкин, В.Т. Ерофеев [и др.] // Строительство и реконструкция. – 2012. – №6 (44). – С. 45–55.
11. Травуш В.И. Конструктивно-технологические возможности сборных сферических оболочек / В.И. Травуш, В.Д. Антошкин, В.Т. Ерофеев [и др.] // Строительство и реконструкция. – 2013. – №6 (50). – С. 36–48.
12. Travush V.I. The problem 7 forming triangular geometric line field / V.I. Travush, V.D. Antoshkin // MATEC Web of Conferences 86, 010 (2016) – DOI: 10.1051/mateconf/20168601032
13. Travush V.I. The problem 4 of placement triangular geometric line field / V.I. Travush, V.D. Antoshkin // MATEC Web of Conferences 86, 010 (2016) – DOI: 10.1051/mateconf/20168601031.
14. Travush V.I. To the problem 5 of emplacement of triangular geometric net on the sphere / V.I. Travush, V.D. Antoshkin // MATEC Web of Conferences 106, 02003 (2017) – DOI: 10.1051/mateconf/201710602012.
15. Travush V.I. To the problem 6 of emplacement of triangular geometric net on the sphere / V.I. Travush, V.D. Antoshkin // MATEC Web of Conferences 106, 02012 (2017) – DOI: 10.1051/mateconf/201710602012.

Reference:

1. Antoshkin V.D. The problem of emplacement of triangular geometric net on the sphere with nodes on the same level // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. – 2017. – Т. 13. №2. – P. 154–160.
2. Antoshkin V.D. Effective constructively-technological solutions prefabricated spherical domes // Regional architecture and construction. – 2015. – №3 (24). – S. 112–121.
3. Antoshkin V.D. Advanced technological solutions prefabricated spherical shells // Actual problems of architecture and construction / V.D. Antoshkin, S.S. Gudozhnikov, O.I. Perfilieva [et al.] // Proceedings of the Thirteenth International scientific and technical conference: in 2 parts. – 2014. – P. 4–15.
4. Antoshkin V.D. Prefabricated spherical shell of hexagonal panels / V.D. Antoshkin, A.G. Konovalov // Ogarev-Online. – 2015. – №13 (54). – P. 6.
5. Antoshkin V.D. Method of installation of curved design / V.D. Antoshkin, G.V. Kurba-kov, V.S. Bochkin // Tredeovropsky Vestnik pro Vedu a Vyzkum. – 2015. – Т. 83. – С. 1.
6. A.S.No.1661316 (USSR) joint connection of wooden elements / V.D. Antoshkin, V.G. Kurgan publ. 09.11.1988.
7. Travush V.I. Team spherical shell / V.I. Travush, V.D. Antoshkin, V.T. Yerofeev. Patent for useful model RUS 129534 – 27.07.2013.
8. Travush V.I. Team spherical shell / V.I. Travush, V.D. Antoshkin, V.T. Yerofeev. Patent for invention RUS №2520192 – 27.06.2013.
9. Travush V.I. Team spherical shell / V.I. Travush, V.D. Antoshkin, I.V. Erofeeva [et al.]. Patent for invention RUS 2564545 – 28.07.2014.
10. Travush V.I. Modern constructive and technological solutions of spherical shells / V.I. Travush, V.D. Antoshkin, V.T. Yerofeev [et al.] // Construction and reconstruction. – 2012. – №6 (44). – S. 45–55.
11. Travush V.I. Constructive-technological capabilities of teams spherical shells / V.I. Travush, V.D. Antoshkin, V.T. Yerofeev [et al.] // Construction and reconstruction. – 2013. – №6 (50). – P. 36–48.
12. Travush V.I. The problem 7 forming triangular geometric line field / V.I. Travush, V.D. Antoshkin // MATEC Web of Conferences 86, 010 (2016)–DOI: 10.1051/matec-conf/20168601032
13. Travush V.I. The problem 4 of placement triangular geometric line field / V.I. Travush, V.D. Antoshkin // MATEC Web of Conferences 86, 010 (2016). – DOI: 10.1051/matec-conf/20168601031
14. Travush V.I. To the problem 5 of emplacement of triangular geometric net on the sphere / V.I. Travush, V.D. Antoshkin // MATEC Web of Conferences 106, 02003 (2017). – DOI: 10.1051/matecconf/.201710602012
15. Travush V.I. To the problem 6 of emplacement of triangular geometric net on the sphere / V.I. Travush, V.D. Antoshkin // MATEC Web of Conferences 106, 02012 (2017). – DOI: 10.1051/matecconf/201710602012

Антошкин Василий Дмитриевич, заведующий кафедрой зданий, сооружений и автомобильных дорог Мордовского государственного университета, телефон: 1789 [+7 (8342) 223098], e-mail: antovd@mail.ru

Горина Мария, студент Мордовского государственного университета, e-mail: antovd@mail.ru

Vasilij D. Antoshkin, Doctor of Technical Sciences, A. Professor, Head. of Department of building of Mordovia State University, Russia structures and motor road, e-mail: antovd@mail.ru

Maria V. Gorina, Student of Mordovia State University, Russia, e-mail: antovd@mail.ru

Для цитирования:

Антошкин В.Д. Горина М.В. Сферические купола из парных арок одного радиуса // Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020: материалы V Междунар. (XI Всерос.) конф. – Чебоксары, 2020. – С. 84–92.

Antoshkin V.D. Spherical domes of paired arches of the same radius / V.D. Antoshkin, M.V. Gorina // Construction and development: life cycle – 2020: materials of the V International (XI All-Russian) conference. – Cheboксary, 2020. – P. 84–92.

УДК 624.075

К ВОПРОСУ О ЗАЩИТЕ ОТ ПРОГРЕССИРУЮЩЕГО ОБРУШЕНИЯ

*Бартнев С.Д.
Бобров В.В.*

ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский
Московский государственный
строительный университет»
г. Москва

***Аннотация:** статья посвящена вопросу обеспечения необходимой эксплуатационной надежности зданий и сооружений при действии стандартных нагрузок и запроектных воздействий. Проведен анализ технической литературы, научных исследований и действующих нормативных документов по защите от прогрессирующего обрушения. Данная проблема является актуальной во всем мире. В статье рассмотрены причины прогрессирующего обрушения зданий и варианты расчетного анализа конструктивных систем. Даны предложения по дальнейшему развитию нормативной базы по рассматриваемому вопросу.*

***Ключевые слова:** прогрессирующее обрушение, устойчивость, аварийная ситуация, локальное разрушение, особые воздействия.*

TO THE QUESTION OF PROTECTION FROM PROGRESSIVE COLLAPSE

***Abstract:** the article is devoted to the issue of ensuring the necessary operational reliability of buildings and structures under the action of standard loads and beyond design impacts. The analysis of technical literature, scientific research and current regulatory documents on protection against progressive collapse is carried out. This problem is relevant all over the world. The article discusses the causes of progressive collapse of buildings and options for the design analysis of structural systems. Suggestions are given for further development of the regulatory framework on the issue under consideration.*

***Keywords:** progressive collapse, stability, emergency, local destruction, special impacts.*

Введение

Проблема защиты зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения является весьма актуальной во всем мире. За последние годы зафиксировано большое количество обрушений зданий, вызванных воздействиями аварийного характера, такими как бытовые взрывы, механическое удаление опор. Восприятие таких нагрузок ранее не учитывалось в проектировании. В связи с учащением подобных случаев и с целью повышения механической безопасности зданий и обеспечения безопасности людей, в соответствии с [1], такие нагрузки стало необходимо учитывать. До недавнего времени такие нагрузки и воздействия, также как методика их учета, не имели требуемой для расчета нормативной базы.

Для реализации этого требования были разработаны СП 296.1325800.2017 [1] и СП 385.1325800.2018 [2].

Согласно [1], прогрессирующее обрушение означает последовательное разрушение несущих строительных конструкций с обрушением всего здания или его частей по причине локального повреждения. При аварийной ситуации допускается разрушение отдельных несущих конструктивных элементов, но эти разрушения не должны приводить к прогрессирующему обрушению.

С 6 января 2019 года вступил в действие СП 385 [2], устанавливающий положения по проектированию зданий и сооружений нормальной и повышенного уровня ответственности классов КС-2 и КС-3 различных конструктивных систем в целях обеспечения их защиты от прогрессирующего обрушения.

Материал и методы исследований

В статье проведен анализ технической литературы и научных исследований, посвященных вопросу прогрессирующего обрушения, а также действующей нормативной базы.

Проектирование защиты от прогрессирующего обрушения осуществляется при аварийной расчетной ситуации вследствие предполагаемого начального локального разрушения в любом месте здания или сооружения.

Под предполагаемым начальным локальным разрушением (далее – локальное разрушение) понимают исключение из работы одного несущего конструктивного элемента, имитирующее потерю его несущей способности и (или) устойчивости, что в свою очередь приводит к изменению конструктивной системы здания или сооружения.

Результаты и проблематика

Изучению прогрессирующего обрушения посвящено большое количество научных трудов и публикаций [3, 5–10, 13, 14 и др.], которые свидетельствуют о том, что существует множество аспектов, которые требуют внимания и дальнейшего серьезного изучения.

При проектировании сооружений должны быть разработаны сценарии реализации наиболее опасных аварийных расчетных ситуаций и разработаны стратегии для предотвращения прогрессирующего обрушения сооружений при локальном разрушении конструкций. Каждый сценарий соответствует отдельному особому сочетанию нагрузок и в соответствии с указаниями СП 20.13330 [4] должен включать в себя одно из нормируемых (проектных) особых воздействий или один вариант локальных разрушений несущих конструкций для аварийных особых воздействий.

В [4] приведена методика расчетного анализа живучести железобетонных статически неопределимых балочных и стержневых конструктивных систем зданий и сооружений при аварийных воздействиях, изложена постановка задачи расчетного анализа живучести таких конструктивных систем и алгоритм определения параметра живучести при особых воздействиях в виде внезапного выключения одной из конструкций.

Приведенный авторами алгоритм анализа живучести избыточных балочных структурных систем при аварийном воздействии и критерии аварийного предельного состояния для избыточных систем позволяют определить минимальный уровень нагрузки структурной системы (параметр живучести λ), при котором в структурной системе в случае внезапного снятия одного несущего конструктивного элемента (стяжки) начинаются разрушения, ведущие к локальному или прогрессирующему разрушению конструкции.

В статье предложены критерии несущей способности при особом предельном состоянии различных конструктивных систем, возникающие при воздействиях, превышение которых может вызвать прогрессирующее обрушение конструктивной системы.

В качестве критериев такой оценки, как правило, выступают прочностные показатели.

При внезапном выходе из строя одного из несущих элементов системы существует необходимость исследования динамического возрастания напряжений в элементах системы. В [6] дано определение динамического возрастания напряжений, возникающих при армировании двухкомпонентных композитных стержневых элементов при локальном хрупком разрушении бетона. Когда происходит хрупкое разрушение бетонной матрицы, напряжения, действующие в растянутом бетоне, передаются на арматуру. Из-за мгновенной передачи этих напряжений в арматурном стержне возникают продольные колебания, а величина динамических напряжений может превышать расчетную прочность на растяжение стали.

В монографии [7] и статьях [8; 9] решение задачи обеспечения устойчивости прогрессирующему обрушению было получено в квазистатической постановке на основе энергетических принципов, предложенных Г.А. Гениевым и др. [10]. В данный момент нет решения таких задач в динамической постановке, хотя это может стать проверкой для приближенных решений широкого класса практически важных задач.

В СП 385.1325800.2018 [2] установлены требования к расчетным моделям. При расчете следует использовать пространственную расчетную модель, в которой учитывается взаимодействие с грунтовым основанием согласно СП 22.13330 [11]. При этом необходимо учитывать включение в работу элементов, которые при нормальной эксплуатации являются ненесущими, а при локальном разрушении сооружения активно включаются в работу и участвуют в перераспределении усилий в элементах конструктивной системы.

Расчет сооружений на устойчивость против прогрессирующего обрушения следует выполнять для каждого из рассматриваемых локальных разрушений отдельно и независимо от других возможных локальных разрушений.

В расчетной модели сооружения следует учитывать реальную диаграмму работы материала конструкций и их стыков (расслоение кирпичной кладки при работе конструкции на растяжение; невосприятие в платформенном стыке растягивающих напряжений; хрупкое разрушение конструкций и узлов их сопряжения и т. п.) и возможность возникновения особого предельного состояния.

Для проведения расчетов необходимо использовать современные расчетные программы, которые работают по методу конечного элемента. К таким программам относятся SCAD, ЛИРА-СОФТ, ЛИРА-САПР, STARKES.

В программном комплексе SCAD реализованы режимы расчета на прогрессирующее обрушение согласно СП 385.1325800.2018 [2] и в соответствии с разделом II.6 пособия [12].

Согласно [12], целесообразно использовать динамический метод расчета при расчете на прогрессирующее обрушение, если объект испытывает технологические динамические воздействия.

Методика динамического расчета внецентренно сжатых железобетонных элементов во времени и особенности расчета зданий и сооружений на прогрессирующее разрушение во всем диапазоне сочетаний силового и температурного нагружений рассмотрена в [13; 14].

Заключение

В процессе исследования проведен обзор литературы на тему прогрессирующего обрушения, в ходе которого рассмотрены исследования железобетонных конструкций при внезапном выключении из работы (удалении) одного из несущих конструктивных элементов.

Выявлено, что в качестве критерия оценки сопротивляемости прогрессирующему обрушению помимо прочностных показателей, предписанных нормами, необходимо рассматривать и потерю устойчивости несущего элемента конструктивной системы при динамическом возрастании напряжений или других физических воздействиях.

Действующие в настоящее время нормативные документы не охватывают всего многообразия конкретных ситуаций для различных по своим конструктивным особенностям зданий и сооружений, а содержат базовые принципы защиты от прогрессирующего обрушения. В целях обеспечения защиты от прогрессирующего обрушения зданий и сооружений с различными конструктивными решениями представляется целесообразным дальнейшее изучение данного вопроса для конкретизации положений действующих нормативных документов, путем разработки пособий или новых сводов правил.

Список литературы:

1. СП 296.1325800.2017 Здания и сооружения. Особые воздействия.
2. СП 385.1325800.2018 Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. Правила проектирования. Основные положения.
3. Травуш В.И. Живучесть конструктивных систем при особых воздействиях / В.И. Травуш, Н.В. Федорова // Инженерно-строительный журнал. – 2018. – №5 (81). – С. 73–80.
4. СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85* (с Изменениями №1, 2).
5. Тамразян А.Г. Научные основы оценки риска и обеспечения безопасности железобетонных конструкций, зданий и сооружений при комбинированных особых воздействиях // Вестник НИЦ Строительство. – 2018. – №1(16). – С. 106–114.

6. Kolchunov V.I. Dynamic effects in a composite two-component rods which appear when local fracture of the matrix is occurred / V.I. Kolchunov, S.Y. Savin // Journal of Applied Engineering Science. – 2017. – Vol. 15. №3. – P. 325–331.

7. Колчунов В.И. Живучесть зданий и сооружений при запроектных воздействиях / В.И. Колчунов, Н.Б. Андросова, Н.В. Клюева [и др.]. – М.: АСВ, 2014. – 208 с.

8. Федорова Н.В. Исследование динамических догрузений в железобетонных конструктивных системах при внезапных структурных перестройках / Н.В. Федорова, Т.А. Халина // Промышленное и гражданское строительство. – 2017. – №5. – С. 45–49.

9. Демьянов А.И. Расчетная модель статико-динамического деформирования в железобетонной центрально-растянутой конструкции в момент разрушения бетонной матрицы / А.И. Демьянов, В.И. Колчунов, Д.С. Сенченко [и др.] // Строительство и реконструкция. – 2017. – №2 (70). – С. 3–9.

10. Гениев Г.А. Прочность и деформативность железобетонных конструкций при запроектных воздействиях / Г.А. Гениев, В.И. Колчунов, Н.В. Клюева. – М.: АСВ, 2004. – 216 с.

11. СП 22.13330.2016 Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83* (с Изменениями №1, 2).

12. Пособие по проектированию мероприятий по защите зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. – М.: ФАУ ФЦС, 2018. – 158 с.

13. Тамразян А.Г. Расчет внецентренно сжатых железобетонных элементов при динамическом нагружении в условиях огневых воздействий // Промышленное и гражданское строительство. – 2015. – №3. – С. 29–35.

14. Тамразян А.Г. Неучтенные эффекты при расчете железобетонных конструкций на комбинированные особые воздействия // Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века. – 2019. – №11–12 (250–251). – С. 42–46.

Бартенев Сергей Дмитриевич, магистрант кафедры «Железобетонные и каменные конструкции» Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (ФГБОУ ВО «НИУ МГСУ»), г. Москва, Россия, e-mail: Bartenev1997@yandex.ru

Бобров Владимир Викторович, канд. техн. наук, доцент кафедры «Железобетонные и каменные конструкции» Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (ФГБОУ ВО «НИУ МГСУ»), г. Москва, Россия, e-mail: vbobrov1985@bk.ru

Sergey D. Bartenev, National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia, Master's student of the department of reinforced concrete and stone structures, e-mail: Bartenev1997@yandex.ru

Vladimir V. Bobrov, National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor of the Department of Reinforced Concrete and Stone Structures, e-mail: vbobrov1985@bk.ru

Для цитирования:

Бартенев С.Д. К вопросу о защите от прогрессирующего обрушения / С.Д. Бартенев, В.В. Бобров // Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020: материалы V Междунар. (XI Всерос.) конф. – Чебоксары, 2020. – С. 92–96.

Bartenev S.D. To the question of protection from progressive collapse / S.D. Bartenev, V.V. Bobrov // Construction and development: life cycle – 2020: materials of the V International (XI All-Russian) conference. – Cheboксary, 2020. – P. 92–96.

РАЗРАБОТКА МНОГОСЛОЙНОЙ ОГРАЖДАЮЩЕЙ КОНСТРУКЦИИ И ПРОВЕРКА ПРОЧНОСТИ ПОДСИСТЕМЫ ПРИ ТЕМПЕРАТУРНЫХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

*Бахмисова М.А.
Петров М.В.*

ФГБОУ ВО «Чувашский государственный
университет им. И.Н. Ульянова»
г. Чебоксары, Россия

***Аннотация:** в последние десятилетия в строительной практике в качестве ограждающих конструкций жилых и общественных зданий применяются навесные вентилируемые фасады, которые способны обеспечить требуемый современными нормами уровень теплозащиты и энергоэффективности здания.*

Основными задачами при обеспечении эксплуатационной надежности конструкций является надежное закрепление слоя облицовки, обеспечение целостности кирпича на весь период эксплуатации. Одним из основных критериев надежности системы навесных вентилируемых фасадов является необходимая прочность и устойчивость как всей конструкции, так и отдельных составляющих и элементов конструкции. К настоящему времени накоплен значительный опыт практического применения вентилируемых фасадов. Проведены широкие исследования их теплофизических свойств.

В статье проведен расчет прочности подсистемы при ветровой нагрузке. Нагрузки и воздействия, оказывающие влияние на системы вентилируемых фасадов, определяются в соответствии с СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия». В результате расчета на прочность, разработанная конструкция удовлетворяет требованиям, условия прочности направляющих и подсистемы в целом выполняются.

***Ключевые слова:** ограждающая конструкция, прочность, навесной вентилируемый фасад, нагрузки, деформации, теплопроводность ветровая нагрузка, температурные воздействия*

DEVELOPMENT OF MULTI-LAYER GUARDING STRUCTURE AND VERIFICATION OF STRENGTH OF THE SUBSYSTEM UNDER TEMPERATURE IMPACT

***Abstract:** in recent decades, in construction practice, hinged ventilated facades have been used as the enclosing structures of residential and public buildings, which are able to provide the level of thermal protection and energy efficiency of the building required by modern standards.*

The main tasks in ensuring the operational reliability of structures are to reliably fix the cladding layer, to ensure the integrity of the brick for the entire period of operation. One of the main criteria for the reliability of a system of hinged ventilated facades is the required strength and stability of both the entire structure and individual components and elements of the structure. To date, considerable experience has been accumulated in the practical application of ventilated facades. Extensive studies of their thermophysical properties have been carried out.

The article presents the calculation of the strength of the subsystem under wind load. Loads and influences affecting systems of ventilated facades are determined in accordance with SP 20.13330.2016 "Loads and influences". As a result of the strength calculation, the developed structure meets the requirements, the strength conditions of the guides and the subsystem as a whole are met.

Keywords: *enclosing structure, strength, hinged ventilated facade, loads, deformations, thermal conductivity, wind load, temperature effects.*

Проблема внешних воздействий на ограждающую конструкцию является актуальной на сегодняшний день. До середины 1990-х гг. ограждающие конструкции выполнялись кирпичными, как правило, из однослойной массивной кладки. В качестве кладочных материалов применялись изделия – кирпич, железобетон и камни. Применение пустотелых изделий – пустотелого керамического кирпича, в качестве кладочных материалов может быть отнесено к концу XIX в., в период начала массового строительства, в середине XX в. началось широкое применение силикатного кирпича.

С начала 2000-х гг. в связи с введением строгих требований по энергоэффективности и энергосбережению конструкции наружных кирпичных стен стали другими. Активно стали внедряться многослойные ограждающие конструкции с эффективным утеплителем.

С внедрением в практику строительства несущих наружных стен, пустотелых изделий в их составе, эффективного утеплителя, изделий из легкого бетона лицевой слой из кирпича в конструкциях стен перестал соединяться с внутренним слоем (основанием) жестким соединением (прокладными рядами), ввиду различных деформативных характеристик, при этом соединение слоев осуществляется с применением гибких связей. В большинстве случаев принималась трехслойная (или двухслойная) конструкция, состоящая из: 1) лицевого наружного слоя из кирпичной кладки; 2) слоя эффективного теплоизоляционного материала (минераловатные плиты, пенополистирольные плиты и т. п.); 3) внутреннего конструктивного слоя их легкого бетона, ячеисто-бетонных камней, монолитного железобетона, сборных железобетонных панелей и воздушного зазора (по требованиям паропроницаемости).

В настоящее время в качестве ограждающей конструкции активно применяется система навесного вентилируемого фасада. В состав данной конструкции входит конструкционный материал, который обеспечивает прочность конструкции, теплоизоляционный материал (теплотехнические свойства), воздушный зазор и облицовочный материал

(композитные панели, плитка и т.д.), крепящийся на каркас. Каркас, в свою очередь, крепится к несущим конструкциям здания.

Система навесного вентилируемого фасада предназначена для отделки и утепления зданий и сооружений различного назначения при их возведении, капитальном ремонте и реконструкции, расположенных во всех ветровых районах. Конструкция рассчитана на применение утеплителя толщиной от 40 до 250 мм.

Система навесного вентилируемого фасада может использоваться в I-VII ветровых районах с предельной отрицательной температурой выше минус 40°С и до плюс 40°С в сочетании с температурой солнечной инсоляции на поверхности облицовки до плюс 80°С. Теплофизические свойства ограждающих конструкций с вентилируемой воздушной прослойкой, в том числе воздухообмен в прослойке, исследовались в работах В.Д. Мачинского, К.Ф. Фокина, В.Н. Богословского, Ю.А. Табунщикова, Н.Н. Щербака, В.И. Лукьянова, А.Ф. Хомутова, В.Г. Гагарина, В.В. Козлова и др. В большинстве фасадных систем присутствуют металлические связи. Наличие стальных и алюминиевых связей с теплопроводностью в 1500 и 5500 раз превышающей теплопроводность теплоизоляционных материалов, приводит к значительному изменению теплотехнической однородности, снижению теплозащитных качеств, ухудшению влажностного режима и мостикам холода. Наличие теплопроводных включений в виде деталей крепления полностью изменяет картину температурного поля наружного ограждения. Учет коэффициента теплотехнической неоднородности при проектировании позволит улучшить теплозащитные свойства ограждения, однако приведет к увеличению стоимости строительства [1].

Данные системы имеют следующие особенности:

- за счет разделения функции облицовки, утеплителя и несущей конструкции достигается полная защита здания от неблагоприятных погодных факторов, т. к. облицовка обладает хорошим коэффициентом паропроницаемости;

- точка росы выносится за пределы несущих стен, за счет размещения утеплителя ближе к наружной стороне (облицовке). Влага, проникающая из стен в утеплитель, быстро и без остатка отводится циркулирующим воздушным потоком, благодаря зазору в конструкции;

- отсутствие мокрых процессов, что дает возможность проводить монтажные работы в любое время года; возможность провести локальный ремонт быстро, с минимальными затратами;

- хорошая шумоизоляция;

- достигаются требуемые строительные нормы по энергосбережению.

Но, как показывает практика, все перечисленные преимущества системы присутствуют только при полном соблюдении технологических требований разработчиков и правильной технологии монтажа. В практике применения и установки известны случаи, когда несоблюдение требований разработчика фасадной системы при ее проектировании и монтаже приводят к повреждению конструкций фасадов, снижению их эксплуатационных характеристик. Также, при вибрации конструкций

фасадов, возникающей при значительных ветровых нагрузках, установочные винты, крепящие крепежную салазку со штифтом к направляющим, местами выкручиваются, смещаются из проектного положения. Кассеты, которые потеряли одну или две связи, становятся подвижными и, если крепление не восстановить, ломаются по изгибу вдоль вертикального ребра и полностью отрываются от фасадной системы.

Основным критерием при подборе вида облицовочного изделия является его расположение на фасаде здания. При проектировании облицовки следует корректировать марку кирпича по морозостойкости при устройстве на следующих конструктивных элементах зданий и сооружений (критерий – внешние воздействия): на парапетах и ограждениях кровли; в пределах цоколя; по глади стены; в качестве архитектурно-декоративных конструкций и элементов.

На каркас / подсистему вентилируемого фасада действуют следующие нагрузки: собственный вес облицовки и каркаса подконструкции; ветровые нагрузки; нагрузки от обледенения облицовки; температурные воздействия;

Эксплуатационная надежность конструкции от температурных воздействий, обусловленных перепадами температуры наружного воздуха и нагрева поверхности облицовки при воздействии солнечной радиации должна обеспечиваться за счет устройства системы температурно-деформационных швов в облицовочном слое. Эксплуатационная надежность конструкции облицовочного слоя из кирпича от процессов увлажнения, замораживания, оттаивания, должно обеспечиваться выбором оптимальных технических решений «пирога» ограждающей конструкции, применяемых материалов и изделий.[3]

В каждой стране действуют нормативно-технические документы (национальные стандарты), например, DIN (Германия), NF (Франция), ASTM (США), JIS (Япония) и т. п., которые устанавливают правила проектирования материалов, применяемых на фасадах, с учетом специфики строительства, в том числе климатических особенностей. В настоящее время в отечественной нормативной документации отсутствуют правила проектирования конструкции с применением облицовочных изделий толщиной 54–120 мм на консолях «полной заводской готовности» или металлических подконструкциях. В современной практике строительства, большинство проектных организаций используют опыт зарубежных компаний, не выполняя адаптацию технических решений к российским условиям, без научно-методического обеспечения. В связи с этим и возникают недочеты к монтажу и проектированию.

Одним из основных критериев надежности системы навесных вентилируемых фасадов является необходимая прочность и устойчивость как всей конструкции, так и отдельных составляющих и элементов конструкции. Проблема расчета является актуальной, т. к. при анализе актуальных источников подобных расчетов по нормативным документам ранее не выполнялось. Единственное указание имеется в п. 6.22 СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия» – только о выборе одной из расчетных схем рамной конструкции, состоящей из вертикальных направляющих и кронштейнов. Нагрузки и воздействия, оказывающие

влияние на системы вентилируемых фасадов, определяются в соответствии с СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия».

Определение ветровой нагрузки на ограждающие конструкции является одной из основных задач при их проектировании. По данной тематике было написано немало трудов отечественными и зарубежными авторами. В результате ветровых воздействий формируется переменное распределение внешнего давления по облицовке фасадов. В свою очередь, под действием градиентов внешнего давления возникает внутреннее течение в воздушной прослойке навесных конструкций и вырабатывается отличное от внешнего внутреннее распределение давления. Важными с точки зрения аэродинамики характеристиками навесной фасадной системы с вентилируемой воздушной прослойкой являются: размеры щелевых отверстий между облицовочными элементами, общая площадь щелевых отверстий по отношению к общей площади фасада, жесткость облицовочных элементов; элементы подконструкции, оказывающие существенное влияние на характер течения воздуха в прослойке, значения скоростей и давления; продольная фильтрация воздуха в утеплителе оказывает влияние на тепло-физические характеристики ограждающей конструкции.

Изучение вопроса ветровых нагрузок разделяется на три части: первая – определение величины воздействия на конструкцию, вторая – это задача корректного и наименее выгодного приложения нагрузки на расчётную схему и третья – последствия нагружения.

Для проверки фасадных конструкций по первому предельному состоянию необходимо применять расчётное пиковое ветровое воздействие. Для проверки фасадных конструкций по второму предельному состоянию рекомендуется применять ветровое воздействие, определяемое как сумма нормативного пульсационного и среднего ветрового воздействия. При возникновении расчётных случаев с возможностью возникновения конструктивных или технологических прогибов фасадных конструкций, оценку прогибов необходимо вести на действие нормативной пиковой ветровой нагрузки. Сбор нагрузок на фасадные конструкции должен включать в себя воздействие от силы трения ветра.

Проверка по второму предельному состоянию для элементов каркаса фасадных конструкций должна выполняться по следующим критериям:

- при заполнении конструкции стеклопакетами: $f \leq L/300$;
- при заполнении конструкции стеклом: $f \leq L/200$;
- при непрозрачном заполнении конструкции и для элементов каркаса навесных фасадных систем (кроме облицовки стеклом): $f \leq L/150$.

Также в навесном вентилируемом фасаде возможно проявление усталостных явлений в металлических частях несущей конструкции вследствие переменных ветровых нагрузок. Разрушение конструкции необходимо проверить на вибростендах. Вследствие перепадов температур в подконструкции могут так же возникать усталостные явления.

Несущим основанием для фасада являются как выступающие части плит перекрытий, толщиной 220 мм и кирпичная кладка толщиной 250 мм, расстояние между перекрытиями 3,3 м. Облицовочный материал – керамогранитная плитка 600 x 600 x 10 мм.

В соответствии с СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия». г. Чебоксары – 2 ветровой район, 4 снеговой. Рядовая – зона здания. I – гололедный район региона строительства.

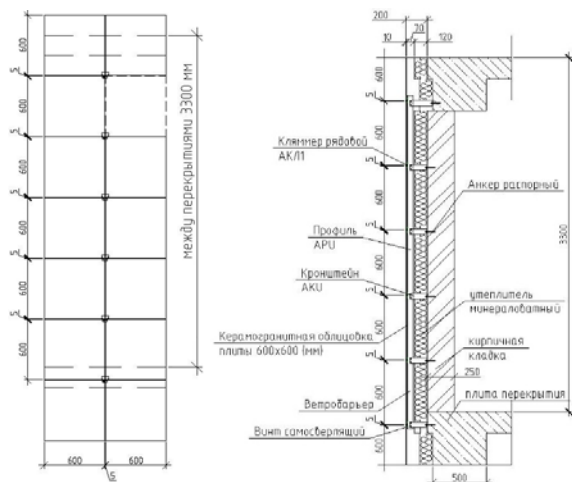


Рис. 1. Расчетный фрагмент и состав ограждающей конструкции (вентилируемого фасада)

Тип фасадной системы – перекрестная, $h = 75$ м – высота расположения рассчитываемого фрагмента фасада $G_{obl} = 25$ (Керамогранитные плиты $t = 10$ мм) $кг/м^2$ – вес облицовки.

$\gamma_{obl} = 1.1$ – коэффициент надежности по нагрузке для облицовки.

$V = 0,6$ м – шаг направляющих профилей (Вертикальных), $L = 3$ м – длина направляющего профиля (Вертикального), $L_1 = 0.6$ м – пролёт направляющего профиля (Вертикального), $K_{нер} = 1$ – коэффициент неразрезности направляющего профиля.

Расчётные нагрузки и моменты.

Ветровая нагрузка + собственный вес конструкций $\omega = 122$ $кгс/м^2$ – расчётное пиковое воздействие ветра.

$q_w = \omega * V * k_{нер} = 73,2$ $кгс/м$ – расчетная погонная ветровая нагрузка на направляющую (Вертикальную).

$M = 0,11 * q_w * L^2 = 2,635$ $кгс*м$ – максимальный момент в направляющей от ветровой нагрузки.

$N_w = 1,1 * q_w * L_1 = 48,312$ $кгс$ – максимальная опорная реакция от ветровой нагрузки.

$R_{obl} = G_{obl} * \gamma_{obl} * L * V = 49,5$ $кгс$ – нагрузка от веса облицовки на вертикальную направляющую $R_{напр} = G_{напр} * 1,05 * L = 2,52$ $кгс$ – нагрузка от веса направляющей (Вертикальной).

$N_n = R_{obl} + R_{напр} = 52.02$ $кгс$ – нормальная сила в направляющей (Вертикальной).

$N_{k1} = 1,25 (G_{obl} * \gamma_{obl} * V * L_1 + G_{напр} * 1.05 * L_1 + G_{напр} * 1,05 * V) = 13,588$ $кгс$ – нормальная сила на точку крепления.

Характеристики направляющего профиля.

Шляпный КПШ-50x20x3000, 0,9 – наименование направляющей
 $G_{напр} = 0,8$ кгс/м – вес одного метра направляющей.

$A_n = 1,02$ см² – площадь сечения направляющей, $W_x = 0,548$ см³ – момент сопротивления сечения направляющей $J_x = 0,655$ см⁴ момент инерции сечения направляющей, $E = 21 \cdot 10^5$ – модуль упругости материала направляющей, $R_{ун} = 2250$ – расчётное сопротивление материала направляющей.

Ветровая нагрузка + собственный вес конструкций

Проверка направляющей по условиям прочности: $\sigma = 531,876 < R_{ун} = 2250$ кг/см²

Условия прочности направляющей выполняются.

Проверка направляющей по условиям деформативности.

$f = 0,033$ см – прогиб направляющей, f доп = 0,3 см – допустимый прогиб направляющей. $f = 0,033$ см < 0,3 см. Условие по ограничению деформативности направляющей выполняется.

Рассматриваем наиболее неблагоприятное сочетание для горизонтальной направляющей

– двухпролетная схема опирания с пролетом В.

$M_u = 0,125 \cdot G_{обл} \cdot Y_{обл} \cdot L_1 \cdot B_2 = 0,743$ кгс*м – максимальный момент от веса $M_x = 0,125 \cdot w \cdot L_1 \cdot B_2 \cdot 1,1 = 3,623$ кгс*м – максимальный момент от ветра.

Ветровая нагрузка + собственный вес конструкций = 590,537 кг/см² – нормальное напряжение профиле $\sigma_g = 590,537$ кг/см² < $R_{ун} = 2250$ кг/см².

Условия прочности направляющей выполняются.

Таким образом, разработанная конструкция удовлетворяет требованиям, условия прочности направляющих и подсистемы в целом выполняются.

Список литературы:

1. Галямичев А.В. Ветровая нагрузка и её действие на фасадные конструкции // Строительство уникальных зданий и сооружений. – 2017. – №9 (60). – С. 44–57.
2. Фасадные теплоизоляционные системы с воздушным зазором. Рекомендации по составу и содержанию документов и материалов, представляемых для технической оценки пригодности продукции. Госстрой России. – М., 2004.
3. Бахмисова М.А. Многослойные ограждающие конструкции, и их свойства при температурных воздействиях / Л.А. Сакмарова, М.А. Бахмисова // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы IV Международной (X Всероссийской) конференции НАСКР-2018. – Чебоксары: Изд-во Чуваш. ун-та, 2018. – С. 88–96.
4. СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия».

М.А. Бахмисова, ассистент кафедры архитектуры и дизайна среды ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет им. И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, Россия, e-mail: masha_a94@mail.ru

Петров Михаил Васильевич, д-р техн. наук, заведующий кафедрой строительных конструкций, профессор ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет им. И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, Россия, e-mail: rimmapirova20@gmail.com

M.A. Bakhmisova, Assistant of the Department of Architecture and Environment Design, Chuvash State University named after I.N. Ulyanov, Cheboksary, Russia, e-mail: masha_a94@mail.ru

Petrov Mikhail Vasilievich, Dr. Sci., Head of the Department of Building Structures, Professor of Chuvash State University named after I.N. Ulyanov, Cheboksary, Russia, e-mail: rimmapirova20@gmail.com

Для цитирования:

Бахмисова М.А. Разработка многослойной ограждающей конструкции и проверка прочности подсистемы при температурных воздействиях / М.А. Бахмисова, М.В. Петров // Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020: материалы V Междунар. (XI Всерос.) конф. – Чебоксары, 2020. – С. 97–104.

Bakhmisova M.A. Development of multi-layer guarding structure and verification of strength of the subsystem under temperature impact / M.A. Bakhmisova, M.V. Petrov // Construction and development: life cycle – 2020: materials of the V International (XI All-Russian) conference. – Cheboksary, 2020. – P. 97–104.

ПРОЧНОСТЬ И ДЕФОРМАТИВНОСТЬ ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИЙ КЕССОННОГО ТИПА. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ И РАСЧЁТ

*Грановский А.В.
Прусов К.А.*

Национальный исследовательский
Московский государственный
строительный университет
г. Москва, Россия

***Аннотация:** представлены результаты экспериментальных исследований по оценке прочности и деформативности монолитных железобетонных плит кессонной конструкции. Испытания проводились на натурной модели с размерами в плане 6,0 x 6,0 м. Плита была изготовлена непосредственно на испытательном стенде с использованием специальных матриц. Рассмотрены два варианта нагружения плит равномерной нагрузкой. С помощью специальных приборов получены данные о деформациях бетона плиты. Проанализирован процесс и характер трещинообразования в ребрах плит. Выполнена расчетная оценка НДС экспериментального образца кессонной плиты с использованием программных комплексов Autodesk Revit и Autodesk Robot Structural Analysis. Даны рекомендации по проектированию кессонных плит.*

***Ключевые слова:** кессонное пустотное перекрытие, конструктивные решения, компьютерное моделирование.*

DURABILITY AND DEFORMABILITY OF COFFER CEILING PANELS. EXPLORATORY TESTS AND CALCULATIONS

***Annotation:** the results of experimental studies on assessing the strength and deformability of monolithic reinforced concrete slabs of a coffered structure are presented. The tests were carried out on a full-scale model with dimensions in plan 6.0 x 6.0 m. The slab was made directly on the test bench using special dies. Two variants of loading plates with a uniform load are considered. With the help of special devices, data on the deformations of the concrete slab were obtained. The process and nature of cracking in the ribs of the plates is analyzed. A computational assessment of the stress-strain state of an experimental sample of a coffered slab was performed using the Autodesk Revit and Autodesk Robot Structural Analysis software packages. Recommendations for the design of coffered slabs are given.*

***Keywords:** caisson hollow ceilings, design solutions, computer modeling.*

Введение. Одна из основных тенденций современного строительства – повышение комфортности жилых и производственных помещений за счет увеличения пролетов перекрываемых помещений, укрупнение сетки опорных конструкций (шаг колонн, несущих стен) с одновременным увеличением несущей способности перекрытий. Этим требованиям в полной мере отвечают перекрытия кессонного типа. Применение современных технологий, в том числе опалубочных систем, позволяет устранить существенных недостаток кессонных перекрытий – это многодельность, ведущая к повышенной трудоемкости. Монолитные железобетонных перекрытия с системой перекрестных балок (ребер) являются классическими конструкциями, которые, начиная с 20-х годов XX столетия, находят широкое применение в строительной практике. В 60-х годах наибольшее распространение в России получили перекрытия сборно-монолитного конструктивного решения. При пролетах от 187 м до 30 м и шаге ребер 3 м высота ребер по данным, приведенным в [1], составляет от 0,75 до 2,0 м. По данным специалистов компании ООО «ПКБ «КАТРИЭЛЬ» применение кессонных перекрытий позволяет: снизить расход бетона на 40–70% и сэкономить арматуру в 2,5–3,5 раза по сравнению с балочными и безбалочными монолитными железобетонными перекрытиями; возможность устройства перекрытий с сеткой вертикальных несущих элементов (стен, колонн) от 12 × 12 м до 34 × 34 м. При сопоставимом расходе материалов с балочными (плоскими) монолитными перекрытиями несущая способность кессонных перекрытий в 2–3 раза больше. При этом толщина перекрытия в 1,5–2,2 раза меньше, чем при использовании традиционной балочной схемы. Конструкция кессонного перекрытия более устойчива к сейсмическим нагрузкам, а также имеет преимущества по сравнению с балочными конструкциями в условиях прогрессирующего обрушения.

Специалистами итальянской фирмы «GEOPLAST S.p.A» [2] предложен новый тип опалубки «Skydome» с шагом ребер до 0,9 м при высоте

ребер до полки 0,4 м. Опыт применения этой опалубки показал ее высокую эффективность.

В работе [3] приведены результаты экспериментально-теоретических исследований крупноразмерных железобетонных моделей перекрестно-ребристых оболочек. Предложен подход к расчетной оценке прочности и жесткости перекрытия. В Нормах [4] в многоэтажных зданиях при больших пролетах рекомендуется применение кессонные перекрытия, расчет которых должен осуществляться как пространственных конструкций. Следует отметить, что, как отмечается в [1], в настоящее время отработанной методики расчета перекрестных конструкций нет. В практике используются континуальная (сплошная плита с «размазанной» жесткостью) и дискретная (стержневая система) модели. При этом существующие методы не учитывают особенности работы плит как ребристой пространственной железобетонной конструкции с трещинами. В работах [5–10] приведены исследования многопустотных плит с использованием, в основном, однопролетной балочной системы и даны рекомендации по проектированию пустотных плит, в том числе и кессонного типа, при действии статической нагрузки.

Описание экспериментальных образцов. Специалистами фирмы ООО «ТехЭнергоАльянс» был изготовлен экспериментальный образец плиты перекрытия кессонного типа со следующими основными геометрическими параметрами: размеры в плане – $6,0 \times 6,0$ м; сечение колонны – $0,3 \times 0,3 \times 0,6$ (Н) м; высота плиты по ребру – 0,25 м; толщина полки плиты – 50 мм; толщина ребер плиты – 125 мм. Объем с учетом сплошных монолитных железобетонных участков: $V_{\text{Спл}} = V_{\text{общ}} - V_{\text{пуст}} = 6 \times 6 \times 0,25 - 2,92 = 6,08 \text{ м}^3$. Масса и вес плиты: $P = 6,08 \times 2500 = 15\,200$ кг; $q = 15\,200 / 36 = 420 \text{ кг/м}^2$; класс бетона плиты (по проекту) – В25. На рис. 1–3 показан процесс устройства монолитной железобетонной плиты кессонного типа. На 1-ом этапе (рис. 1) показана схема установки пустотообразователей. На рис. 2 приведена раскладка арматурного каркаса на участках внутренних и контурных ребер. На рис. 3 показан общий вид образца после бетонирования.



Рис. 1. Общий вид опалубки под плиту перед установкой арматурных каркасов



Рис. 2. Армирование участков плиты (внутренних и контурных ребер)



Рис. 3. Общий вид опытного образца после бетонирования

Экспериментальные исследования. Испытания проводились в лабораторном корпусе ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. В процессе проведения эксперимента были рассмотрены две схемы нагружения опытного образца с целью контроля разных предельных состояний изделия: при 2-й схеме испытания нагружение опытного образца осуществлялось по всей площади плиты до момента достижения фактического значения разрушающей нагрузки, исходя из прочности изделия (1-я группа предельных состояний), и фактического значения прогибов и ширины раскрытия трещин (2-я группа предельных состояний) при контрольной нагрузке, установленной в проектной документации на изделие. На рис. 4 показана схема 2 этапа нагружения плиты.

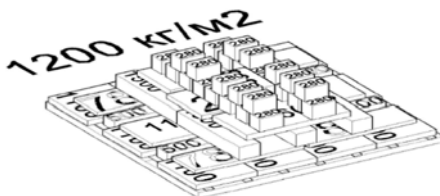


Рис. 4. Нагружение плиты перекрытия по 2-ой схеме испытания

В соответствии с требованиями ГОСТ 8829 в процессе испытания осуществлялась регистрация следующих контролируемых параметров:

значения нагрузки на плиту от устанавливаемых на нее грузов и соответствующий ей прогиб; ширина раскрытия трещины, в т.ч. при достижении контрольных значений нагрузок; значения разрушающей нагрузки, соответствующий ей прогиб и характер разрушения изделия.

Для оценки момента появления в ребрах плиты трещин и ширины их раскрытия использовалась специальная передвижная установка, на которой была закреплена видеокамера (рис. 5). С видеокамеры изображение передавалось на специальный монитор. При постижении значений расчетных (проектных) нагрузок на изделие осуществлялась разгрузка образца с фиксацией значений остаточных прогибов и характера трещин (фиксировалось состояние трещин: закрытие трещин или остаточное значение ширины их раскрытия). В момент, когда значения прогибов в разных точках плиты возрастали при постоянной нагрузке, испытания прекращались и фиксировалось значение предельной разрушающей нагрузки.



Рис. 5. Установка для фиксации и фотографирования трещин

Анализ результатов экспериментальных исследований прочности и деформативности плиты перекрытия кессонного типа при расположении нагрузки по всей ее площади позволяет отметить следующее.

1. При допустимой Нормами величине прогиба плиты $1/200 \times L = 3$ см реальный прогиб плиты при нагрузке 1220 кг/м^2 ($800 \text{ кг/м}^2 +$ собственный вес плиты 420 кг/м^2) составил: в центре плиты – 33 мм, после разгрузки – 24 мм. В середине контурной балки – 15 мм, после разгрузки – 12 мм.

2. При достижении предельной разрушающей нагрузки (1620 кг/м^2 с учетом собственного веса плиты 420 кг/м^2) прогиб в середине плиты составил 60 мм.

3. На рис. 6 показан характер трещин, зафиксированных при нагрузке 1060 кг/м^2 (640 кг/м^2 – нагрузка на плиту от пригруза + 420 кг/м^2 – от собственного веса плиты). Ширина раскрытия трещин составила 0.08 – 0.15 мм. После снятия нагрузки трещины полностью закрылись.



Рис. 6. Характер трещин на опорах при нагрузке 10 кН/м²

4. При достижении нагрузки на плиту 1620 кг/м² (с учетом собственного веса плиты – 420 кг/м²) имело место разрушение опорных зон плиты с образованием шарнира.

5. Согласно п.п. 9.1.3 и Б.1 (табл. Б1 ГОСТ 8829) для 1-го случая разрушения изгибаемой конструкции, характеризующегося достижением в рабочей арматуре нормального или наклонного сечения напряжений, соответствующих пределу текучести стали или раннему раздроблению сжатого бетона, расчетная несущая способность плиты перекрытия определяется путем деления контрольного значения разрушающей нагрузки (при которой конструкция превратилась в механизм) на коэффициент $C = 1,35$ (табл. Б.2 ГОСТ 8829):

$$N_{расч.} = N_{разр.} / 1,35 = 1620 / 1,35 = 1200 \text{ кг/м}^2$$

Таким образом, расчётная нагрузка на исследованную конструкцию плиты кессонного типа из бетона класса В22.5 с принятой схемой армирования и с учетом собственного веса плиты 420 кг/м² не должна превышать 1200 кг/м².

8. При проектировании плит перекрытий кессонного типа за контрольную нагрузку по образованию трещин следует принимать расчетную нагрузку момента образования 1-й трещины (вычисленную по Нормам), умноженную на коэффициент 1.3 (п. Б.11 ГОСТ 8829).

Расчетный анализ был выполнен с использованием программного комплекса. При моделировании физической модели испытываемой конструкции использовались программы Autodesk Revit и Autodesk Robot Structural Analysis.

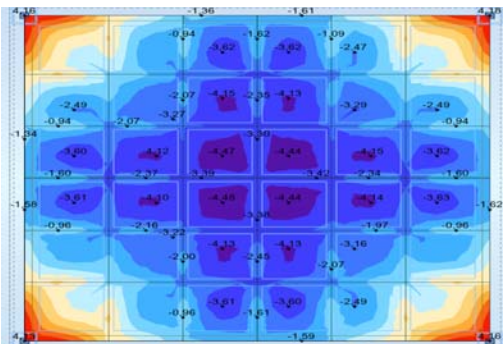


Рис. 7. Изополя напряжений по верхнему слою плиты

Вывод. По результатам испытания была рекомендована установка в опорной зоне плиты арматурного каркаса, обеспечивающего как восприятие горизонтальной силы, так и совместной работы плиты с колонной.

Список литературы:

1. Плотников А.Н. Прочность и деформативность перекрестно-ребристого перекрытия с учетом перераспределения усилий: дис. ... канд. техн. наук / МГСУ, 2013. – С. 268.
2. GEOPLAST S.p.A. Skydom [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://www.geoplastglobal.com/ru/produkcija/перекрытия/skydome/>
3. Шугаев В.В. Исследования деформативного состояния ребристых железобетонных оболочек при действии сосредоточенной нагрузки / В.В. Шугаев, А.М. Людковский // Исследования и расчеты прочности пространственных конструкций. НИИЖБ. – М.: Стройиздат, 1980. – С. 28–47.
4. СП 52-103-2007 (к СНиП 52-01-2003). Железобетонные монолитные конструкции зданий.
5. Малахова А.Н. Пустотные кессонные плиты перекрытий монолитных многоэтажных зданий // Вестник МГСУ. – 2016. – №6. – С. 15–24.
6. Ефимцева Е.Э. Способы моделирования кессонных перекрытий // Актуальные проблемы гуманитарных и естественных наук. – 2015. – №11-5. – С. 14–20.
7. Кибкало А.В. Кессонные перекрытия как эффективный тип ребристых плит / А.В. Кибкало, М.Д. Волков // Молодой ученый. – 2016. – №25 (129). – С. 37–40.
8. Грановский А.В. Экспериментальные исследования несущей способности плит перекрытий кессонного типа / А.В. Грановский, М.Р. Чупанов // Промышленное и гражданское строительство. – 2015. – №5. – С. 43–48.
9. Малахова А.Н. Монолитные кессонные перекрытия зданий // Вестник МГСУ. – 2013. – №1. – С. 79–86.
10. Землянский А.А. Опыт натурного испытания железобетонных ребристых плит / А.А. Землянский, А.Н. Жуков, Д.А. Булавина // Академический вестник УралНИИпроект РААСН. – 2019. – №4 (43). – С. 79–82.

Грановский А.В., канд. техн. наук, доцент, доцент кафедры ЖБКК, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет.

Прусов К.А., магистрант, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет.

Granovskiy A.V., PhD, Associate Professor, Associate Professor of the Department of Reinforced Concrete and Stone Structures, National Research Moscow State University of Civil Engineering. E-mail: aalexw@mail.ru

Prusov K.A., Master student, National Research Moscow State University of Civil Engineering. E-mail: kirillprusov@yandex.ru

Для цитирования:

Грановский А.В. Прочность и деформативность плит перекрытий кессонного типа. Экспериментальные исследования и расчёт / А.В. Грановский, К.А. Прусов // Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020: материалы V Международ. (XI Всерос.) конф. – Чебоксары, 2020. – С. 104–111.

Granovsky A.V. Durability and deformability of coffer ceiling panels. Exploratory tests and calculations / A.V. Granovsky, K.A. Prusov // Construction and development: life cycle – 2020: materials of the V International (XI All-Russian) conference. – Cheboksary, 2020. – P. 104–111.

УДК 624.012.45

К РАСЧЕТУ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК ПО ДЕФОРМАЦИОННОЙ МОДЕЛИ

*Замелин Д.А.
Манаенков И.К.*

ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский
Московский государственный
строительный университет»
г. Москва, Россия

***Аннотация:** деформационная модель является достаточно гибким инструментом расчета железобетонных конструкций. При этом расчетная методика не накладывает ограничений на форму поперечного сечения и распределение арматуры, позволяет учитывать влияние специфических условий эксплуатации на прочностные и деформационные характеристики, а также наличие косвенного, фибрового и других видов армирования. Также несомненным преимуществом является единый подход к расчету конструкций по прочности и по деформациям. В статье рассмотрены некоторые особенности расчетов железобетонных изгибаемых элементов на основе деформационной модели.*

***Ключевые слова:** деформационная модель, изгибаемый железобетонный элемент, итерационный расчет, предельные деформации, нормальное сечение.*

CALCULATION OF REINFORCED CONCRETE BEAMS ACCORDING TO THE NONLINEAR DEFORMATION MODEL METHOD

***Abstract:** the deformation model is a convenient tool for calculating reinforced concrete structures. The design method does not impose restrictions*

on the cross-sectional shape and distribution of reinforcement, it allows taking into account the effect of specific operating conditions on the strength and deformation characteristics, as well as the presence of indirect, fiber and other types of reinforcement. Also an undoubted advantage is a unified approach to the calculation of structures for strength and deformation. The article describes some of the features of calculations of reinforced concrete bent elements on the basis of deformation model.

Keywords: *deformation model, bending reinforced concrete element, iterative calculation, ultimate deformations, normal section.*

Введение

В актуальной редакции свода правил СП 63.13330.2018 [1] представлен порядок расчета железобетонных конструкций двумя методами: по предельным усилиям и по нелинейной деформационной модели. Метод предельных усилий имеет область применения, ограниченную формой поперечного сечения элемента и расположением арматуры и может применяться только в случае элементов с простой формой поперечного сечения. Нелинейная деформационная модель – это диаграммный метод расчета железобетонных элементов [2; 3]. Основные положения диаграммного метода расчета изложены в работах Н.И. Карпенко [4; 5]. Особенностью метода является учет зависимости распределения напряжений по сечению в зависимости от деформаций материала. Расчет производится итерационным методом на основе диаграмм состояния (деформирования) бетона и арматуры с учетом гипотезы плоских сечений. Диаграммы деформирования отображают зависимость σ – ε между напряжениями и относительными деформациями бетона и арматуры [6].

В работе [7] описана методика построения диаграммы деформирования для бетона, усиленного сетками косвенного армирования, показана лучшая сходимость в сравнении с диаграммами, предложенными в своде правил [1]. В работе [8] описаны основные особенности и преимущества деформационной модели, а также приведено исследование несущей способности железобетонных изгибаемых элементов с косвенным армированием сжатой зоны бетона.

В работе [9] приведен ряд прикладных задач, которые можно решать при помощи нелинейной деформационной модели, в том числе не описанных в действующем своде правил. Такими задачами являются: учет различия характеристик материалов по сечению элемента при различных воздействиях (усадка, коррозия бетона, влияние низких и повышенных температур), расчет элемента при сложных режимах нагружения, учет внешнего армирования и армирования полимерной композитной арматурой.

В исследовании [10] приведен универсальный метод определения несущей способности элементов, сечение которых составлено из нелинейно-деформируемых материалов: бетона, стали, каменной кладки, дерева, композитов.

Несмотря на распространение современных программных комплексов для расчета конструкций с учетом физической и геометрической нелинейности на основе метода конечных элементов, в их работе существует ряд сложностей: большая трудоемкость построения расчетной

модели; возникает задача моделирования контакта различных материалов и для хорошей сходимости обычно требуются качественные экспериментальные данные, позволяющие отработать расчетную модель. В сравнении с этим, деформационная модель является более доступным методом при проведении инженерных расчетов железобетонных конструкций.

Материал и методы исследований

В работе рассматривалось напряженно-деформированное состояние изгибаемых железобетонных элементов (балок). Балки приняты с размерами поперечного сечения 300 x 500 (h) мм из тяжелого бетона класса В25, армированные стержнями класса А500 с различным коэффициентом армирования $\mu=100\% \cdot A_s / (b \cdot h_0)$. Характеристики поперечных сечений балок представлены на рис. 1.

Для проведения расчета Для бетона принята трехлинейная диаграмма состояния, для арматуры – двухлинейная диаграмма по типу диаграммы Прандтля (рис. 2). В расчетах максимальные деформации для бетона приняты по предельной сжимаемости $\varepsilon_{b,ult} = 0,0035$. Для арматуры в качестве максимальных приняты деформации соответствующие пределу текучести $\varepsilon_{s,ult} = \sigma_y / E_s = 0,002175$.

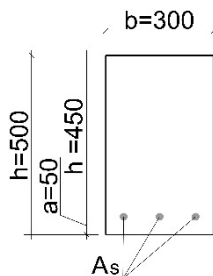


Рис. 1. Характеристики поперечного сечения

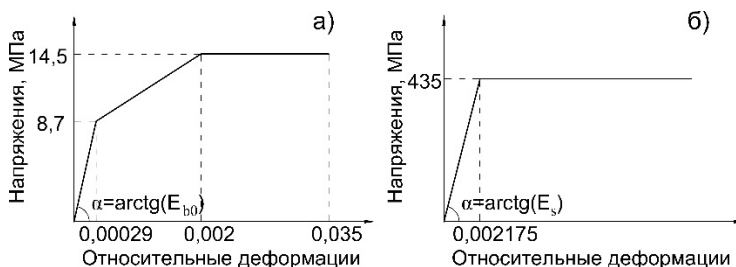


Рис. 2. Расчетные диаграммы бетона (а) и арматуры (б)

Расчеты производились итерационным методом с разбиением поперечного сечения балки на относительно малые участки бетона и арматуры.

Результаты и проблематика

Результаты выполненных расчетов приведены в таблицах 1–4 и в графической форме на рисунках 3–6, где - - - - M/M_{ult} ; - - - $\varepsilon_s/\varepsilon_{s,ult}$; - - - $\varepsilon_{b,max}/\varepsilon_{b,ult}$

Таблица 1

Результаты расчета при коэффициенте армирования $\mu=0,1\%$; $A_s=1,4\text{см}^2$

№	M , кН·м	M_{ult} , кН·м	M/M_{ult}	$\varepsilon_{b,max}$	$\varepsilon_{b,max}/\varepsilon_{b,ult}$	ε_s	$\varepsilon_s/\varepsilon_{s,ult}$
1	6,60925	26,44	0,25	0,000068	0,0195	0,000550	0,2188
2	13,2185	26,44	0,5	0,000137	0,0391	0,001100	0,4380
3	19,8277	26,44	0,75	0,000206	0,0589	0,001610	0,6440
4	26,437	26,44	1	0,000292	0,0834	0,002175	1

Таблица 2

Результаты расчета при коэффициенте армирования
 $\mu=1\%$; $A_s=13,9\text{ см}^2$

№	M , кН·м	M_{ult} , кН·м	M/M_{ult}	$\varepsilon_{b,max}$	$\varepsilon_{b,max}/\varepsilon_{b,ult}$	ε_s	$\varepsilon_s/\varepsilon_{s,ult}$
1	52,545	210,18	0,25	0,00022	0,0640	0,000512	0,2048
2	105,09	210,18	0,50	0,00051	0,1466	0,001049	0,4196
3	157,635	210,18	0,75	0,00105	0,3000	0,001658	0,6632
4	210,18	210,18	1,00	0,00192	0,5486	0,002175	1

Таблица 3

Результаты расчета при коэффициенте армирования $\mu=2\%$; $A_s=26,7\text{см}^2$

№	M , кН·м	M_{ult} , кН·м	M/M_{ult}	$\varepsilon_{b,max}$	$\varepsilon_{b,max}/\varepsilon_{b,ult}$	ε_s	$\varepsilon_s/\varepsilon_{s,ult}$
1	76,1	304,40	0,25	0,00027	0,07714	0,000422	0,1688
2	152,2	304,40	0,5	0,00074	0,21114	0,000903	0,3612
3	228,3	304,40	0,75	0,00171	0,48857	0,001466	0,5864
4	304,4	304,40	1	0,00350	1	0,002126	0,8504

Таблица 4

Результаты расчета при коэффициенте армирования $\mu=3\%$; $A_s=39,3\text{см}^2$

№	M , кН·м	M_{ult} , кН·м	M/M_{ult}	$\varepsilon_{b,max}$	$\varepsilon_{b,max}/\varepsilon_{b,ult}$	ε_s	$\varepsilon_s/\varepsilon_{s,ult}$
1	78,2125	312,85	0,25	0,000254	0,072571	0,000317	0,1268
2	156,425	312,85	0,5	0,000681	0,194571	0,000682	0,2728
3	234,637	312,85	0,75	0,00164	0,468571	0,001132	0,4528
4	312,85	312,85	1	0,00350	1	0,001678	0,6712

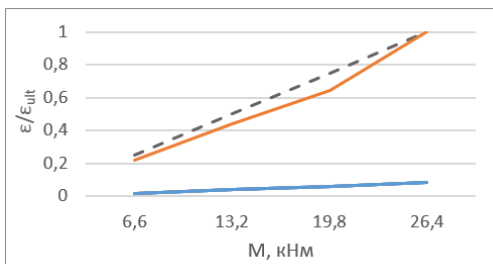


Рис. 3. Зависимость относительных деформаций от уровня нагружения при $\mu = 0,1\%$

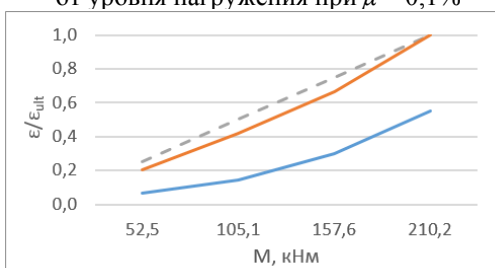


Рис. 4. Зависимость относительных деформаций от уровня нагружения при $\mu = 1\%$

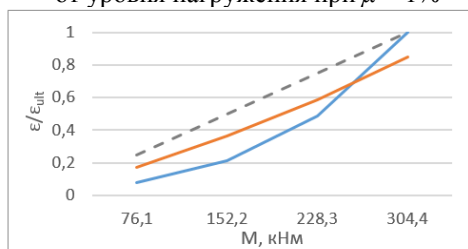


Рис. 5. Зависимость относительных деформаций от уровня нагружения при $\mu = 2\%$

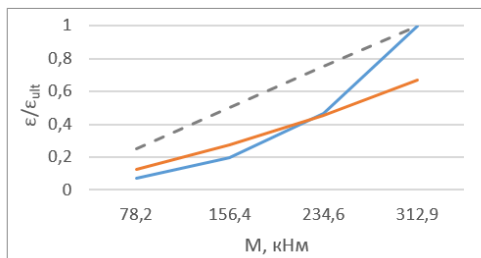


Рис. 6. Зависимость относительных деформаций от уровня нагружения при $\mu = 3\%$

По результатам расчетов можно сделать выводы:

- при $\mu = 0,1\%$ и $\mu = 1\%$ зафиксировано разрушение по арматуре; при $\mu = 2\%$ и $\mu = 3\%$ – по бетону сжатой зоны;
- зависимость напряжений растянутой арматуры от уровня нагружения близка к линейной. Некоторые отклонения связаны с изменением плеча внутренней пары сил вследствие нелинейной работы бетона сжатой зоны;
- деформации наиболее сжатого волокна бетона имеют явно выраженный нелинейный характер нарастания (что соответствует принятой для бетона диаграмме состояния) и соотношение $\varepsilon_{b,max}/\varepsilon_{b,ult}$ на промежуточных этапах нагружения получается существенно меньше M/M_{ult} .

Заключение

Нелинейная деформационная модель является удобным инструментом для выполнения инженерных расчетов железобетонных элементов; позволяет применять единый подход к расчету конструкций по напряжениям и деформациям; позволяет получить исчерпывающий объем информации о напряженно-деформированном состоянии нормального сечения и отдельных его участков.

Список литературы:

1. СП 63.13330.2018 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. СНиП 52-01-2003 (с Изменением №1). – М.: Стандартинформ, 2019.
2. Кодыш Э.Н. Расчет железобетонных конструкций из тяжелого бетона по прочности, трещиностойкости и деформациям / Э.Н. Кодыш, И.К. Никитин, Н.Н. Трекин. – М.: АСВ, 2011. – 352 с.
3. Трекин Н.Н. Расчет по образованию нормальных трещин на основе деформационной модели / Н.Н. Трекин, Э.Н. Кодыш, Д.Н. Трекин // Промышленное и гражданское строительство. – 2016. – №7. – С. 74–78.
4. Карпенко Н.И. О диаграммной методике расчета деформаций стержневых элементов и ее частных случаях / Н.И. Карпенко, С.Н. Карпенко // Бетон и железобетон. – 2012. – №6. – С. 20–27.
5. Карпенко Н. И. Общие модели механики железобетона. – М.: Стройиздат, 1996. – 416 с.
6. Манаенков И.К. К расчету кривизны железобетонных балок на основе деформационной модели // Строительство и реконструкция. – 2019. – №6 (86). – С. 19–28.
7. Манаенков И.К. К совершенствованию диаграммы сжатого бетона с косвенным армированием // Строительство и реконструкция. – 2018. – №2 (76). – С. 41–50.
8. Манаенков И.К. К расчету железобетонных элементов по нелинейной деформационной модели // Технология текстильной промышленности. – 2019. – №5 (383). – С. 238–242.

9. Тошин Д.С. Прикладные возможности деформационной модели железобетона // Молодой учёный. – 2016. – №29 (133). – С. 164–166.

10. Кришан А.Л. Метод определения несущей способности сжатых элементов / А.Л. Кришан, Е.А. Трошкина // Вестник науки и образования Северо-Запада России. – 2015. – Т. 1. №1. – С. 1–7.

Д.А. Замелин, магистрант кафедры «Железобетонные и каменные конструкции» ФГБОУ ВО «НИУ МГСУ», г. Москва, Россия, e-mail: zamelind@yandex.ru

И.К. Манаенков, канд. техн. наук, доц. кафедры «Железобетонные и каменные конструкции» ФГБОУ ВО «НИУ МГСУ», г. Москва, Россия, e-mail: manaenkov.i.k@gmail.com

D.A. Zamelin, Master's student of the department of reinforced concrete and stone structures. National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia, e-mail: zamelind@yandex.ru

I.K. Manaenkov, Associate Professor of the department of reinforced concrete and stone structures. National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia, e-mail: manaenkov.i.k@gmail.com

Для цитирования:

Замелин Д.А. К расчету железобетонных балок по деформационной модели / Д.А. Замелин, И.К. Манаенков // Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020: материалы V Междунар. (XI Всерос.) конф. – Чебоксары, 2020. – С. 111–117.

Zamelin D.A. Calculation of reinforced concrete beams according to the nonlinear deformation model method / D.A. Zamelin, I.K. Manaenkov // Construction and development: life cycle – 2020: materials of the V International (XI All-Russian) conference. – Cheboksary, 2020. – P. 111–117.

УДК 624.012

ПРОЧНОСТЬ АНКЕРОВКИ ПОСТ-УСТАНОВЛЕННОЙ АРМАТУРЫ

Иванов С.И.

Лаборатория №2 НИИЖБ
им. А.А. Гвоздева
г. Москва

***Аннотация:** развитие строительной индустрии потребовало более широкого применения стыков железобетонных конструкций, в которых применяются арматурные стержни, установленные в готовое бетонное основание («пост-установленные» арматурные стержни). В последние годы было выполнено большое количество исследований прочности и жесткости таких стыков, появились новые конструктивные решения по заделке арматуры. Это потребовало применение современных методов контроля прочности сцепления арматуры и составов заполнения отверстий таких стыков. В статье приведены основные предпосылки для разработки предложений по методике контроля и обработке результатов испытаний по контрольным образцам.*

***Ключевые слова:** железобетонные конструкции, прочность сцепления, деформации заделки арматуры.*

ANCHORING STRENGTH OF POST-INSTALLED REINFORCEMENT

Abstract: *the development of the construction industry has required a wider use of reinforced concrete joints, which use reinforcing bars installed in a finished concrete base (“post-installed” reinforcing bars). In recent years, a large number of studies of the strength and stiffness of such joints have been carried out, and new design solutions have appeared for embedding reinforcement. This required the use of modern methods for controlling the adhesion strength of reinforcement and compositions for filling holes in such joints. The article presents the main prerequisites for the development of proposals for the control method and processing of test results for control samples.*

Keywords: *reinforced concrete structures, adhesion strength, deformation of reinforcement embedding.*

Введение

Традиционные [1] и новые [2; 3] нормативные документы, регламентирующие применение стыков железобетонных конструкций, содержат указания по операционному (в процессе изготовления) контролю качества, но не содержат указаний по контролю прочности.

Один из видов контроля прочности анкеровки арматуры – контроль по результатам испытаний образцов на действие осевой (вдоль арматуры) вытягивающей силы.

Такой вид испытаний становится наиболее актуальным при внедрении новых прогрессивных решений по заделке в готовом бетонном основании пост-установленной арматуры (оптимизация диаметра и формы отверстия для установки арматуры, оптимизация способа выполнения отверстия), применении новых клеевых составов заполнения (цементно-полимерных и полимерных), применении новых технологий заполнения (заполнение отверстия после монтажа, самотеком или под давлением), внедрение новых технологий ухода в процессе набора прочности (при отрицательной температуре, заполнении в воде и др.), при применении новых видов арматуры (новые профили сечений, неметаллическая арматура) и оценке влияния на прочность возможных нарушений проектного решения (влияние атмосферной влаги в отверстиях, прижатие арматуры к стенке отверстия, диагональный перекося арматуры и др.).

В отечественной нормативной литературе по испытанию железобетонных конструкций [4; 5] отсутствуют требования и указания для таких испытаний.

Имеется указание п. 10.1.4 ГОСТ 8829 [4] о том, что «изделия признают удовлетворяющими требованиям по прочности, если ... для конструкций с предварительным напряжением арматуры, величина смещения свободных концов стержней на опоре ... не превышает $0,1 \pm 0,2$ мм», которое не может быть использовано напрямую, без корректировки для приемочных испытаний.

В связи с этим, возникла задача разработать методику выполнения испытаний для оценки прочности пост-установленной арматуры и методику оценки результатов испытаний.

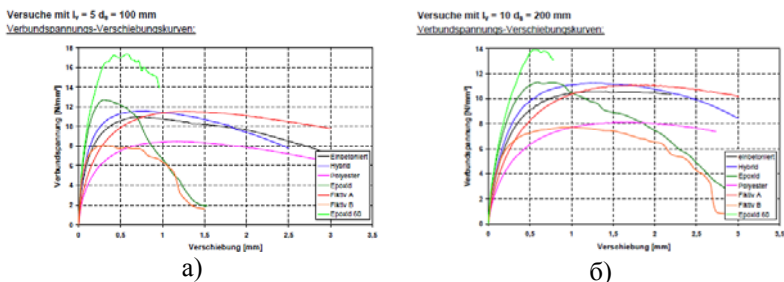
Материалы и методы исследований

В зарубежных нормативных документах [6] приведена методика выполнения испытаний с целью определения прочности сцепления арматуры с бетоном. Однако она основана на испытании образцов из бетона класса В25 и не содержит указаний по оценке результатов испытаний для исследуемых случаев конструкции.

В бюллетене №72 [7] приведены основные результаты исследований анкерной арматуры в бетоне и обоснование принятых расчетных методик по расчету требуемой длины анкеровки. Показано, что сопротивление заанкеренной арматуры условно можно разделить на два вида: сопротивление окружающего бетона раскалыванию и сопротивление за счет напряженного состояния в зоне анкеровки. Для рассматриваемой задачи могут быть использованы только результаты исследований сопротивления первого вида.

Исследования анкеров, установленных в бетон с применением клеевых составов выполнялись в Штутгартском университете [8; 9]. По результатам работ был разработан и введен в действие стандарт [10] по расчету креплений к железобетону, согласно которого прочность забетонированной арматуры и вклеенной арматуры рассчитывается по одной и той же методике.

В начале 2000-х годов были выполнены исследования [11] была основана на сравнении результатов испытаний забетонированной в бетоне арматуры с результатами испытаний вклеенной в бетон арматуры при различной глубине заделки. Было исследовано влияние глубины заделки арматуры, прочности бетона основания, крупности заполнителя, размеров основания, температуры твердения и др. (рис. 1).



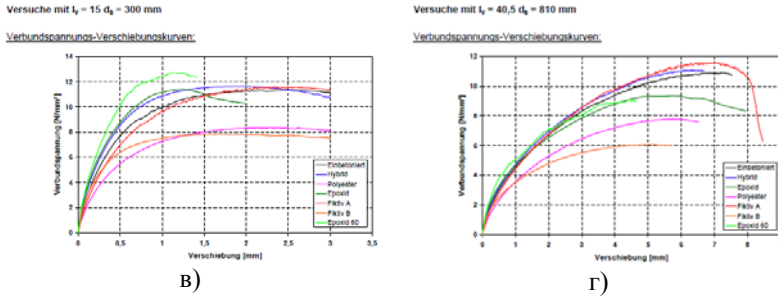


Рис. 1. Результаты испытаний «нагрузка-перемещение» в загруженном сечении для различных глубин анкеровки (l_v) арматуры диаметром 20 мм в бетоне В25. а) $l_v = 5d_s$; б) $l_v = 10d_s$; в) $l_v = 15d_s$; г) $l_v = 40,5d_s$

Были разработаны критерии оценки результатов испытаний: предложена методика определения разрушающего усилия, в зависимости от перемещения сечения стержня на поверхности бетона, для разных глубин заделки, а также методика определения прочности сцепления с учетом фактической прочности бетона основания.

По результатам работ был разработан стандарт по контролю прочности вклейки арматуры в бетон [12; 13].

Результаты и проблематика

В 2017–2019 годах в лаборатории железобетонных конструкций и контроля качества НИИЖБ им. А.А. Гвоздева выполнялась работа по разработке методики контроля прочности вклейки арматуры в бетон и ее апробация. Работа выполнялась на основе данных, представленных в [11; 13], обработки результатов исследований прочности клеевых анкеров ЭДИЛСК ИСА МГСУ и результатов собственных испытаний [14–19].

По результатам работ был разработан и введен в действие стандарт [20] согласно которого методика определения прочности сцепления включает:

- изготовление контрольных образцов из бетона классов В25–В60 с глубиной заделки арматуры $10d_s$;
- испытание до разрушения с построением графика «нагрузка-перемещение» для загруженного сечения стержня (см. рис. 2 перемещение δ_l на поверхности бетона, со стороны загруженного конца арматуры, без учета деформаций арматуры на свободной длине L);
- определение усилия N_u , соответствующего перемещению загруженного сечения на 1,5 мм (при $d_s < 20$ мм) ÷ 3,0 мм (при $d_s > 40$ мм);
- корректировку усилия с учетом фактической прочности состава заделки арматуры по формуле:

$$N_{u,Rb} = N_u \left(\frac{R_b}{R_{b,test}} \right)^{0.3} \quad (1)$$

где R_b – нормативная прочность бетона для проектного класса, равная 25 МПа для проектного класса В25 и 60 МПа для класса В60;

$R_{b, test}$ – средняя прочность бетона состава заполнения канала в контрольном образце;

– определение среднего в серии испытаний значения R_{bm} по формуле:

$$R_{bm} = \frac{N_{u, Rb, m}}{\pi \cdot d \cdot l_v} \left(\frac{0,08}{f_R} \right)^{0,4} \quad (2)$$

где l_v – длина заделки арматуры в бетон; $f_R = 0,056$ для арматуры класса А500; d – диаметр арматуры.

– полученное значение среднего сопротивления сравнивается со значением требуемой прочности $R_{bm, reqd}$, определяемое в зависимости от проектного класса бетона заполнения отверстия по табл. 9.2. ГОСТ 58429 [20]: при выполнении условия (3), прочность сцепления арматуры с составом заполнения отверстия равносильна прочности забетонированного стержня:

$$R_{bm} \geq R_{bm, reqd} \quad (3)$$

Предварительный анализ показал, что представленная в стандарте [20] методика проведения испытаний и оценки результатов испытаний подходит для выполнения поставленной задачи. С целью учета положений действующих нормативных документов [4], методика была дополнена требованием пп. 10.1.4 ГОСТ 8829 о ограничении величины смещения свободных концов стержней.

Таким образом, были предложены: методика испытаний, в том числе конструкция и требования по изготовлению контрольных образцов и проведению испытаний по ГОСТ 58429 с дополнительным измерением перемещений δ_2 в незагруженном сечении (рис. 2); Методика оценки результатов испытаний, включающая определение разрушающего усилия с учетом перемещений в загруженном сечении δ_1 и перемещения в незагруженном сечении δ_2 , определение прочности сцепления с учетом фактической прочности на сжатие состава заделки и оценку прочности сцепления арматуры с составом заполнения отверстия.

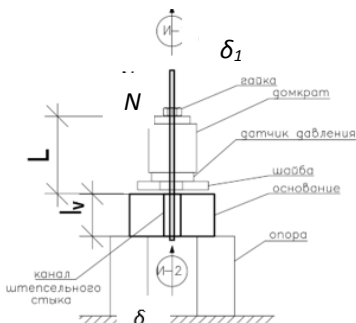


Рис. 2. Схема проведения испытаний и контролируемых параметров N – продольное усилие; L – свободная длина арматурного стержня; l_v – длина анкеровки; δ_1 – перемещение загруженного сечения; δ_2 – перемещение незагруженного сечения

Для апробации предложенной методике были выполнены пробные испытания контрольного образца, в котором с помощью мелкозернистого бетона проектного класса В30 (фактическая прочность 66 МПа) заделывался стержень из арматуры А500 диаметром 20 мм на длину $10d_s$.

Результат испытаний в виде графика перемещений, а также основные этапы обработки представлены на рис. 3. Разрушение образца произошло вследствие разрыва арматуры. Требуемая схема разрушения вследствие нарушения анкеровки не была реализована.

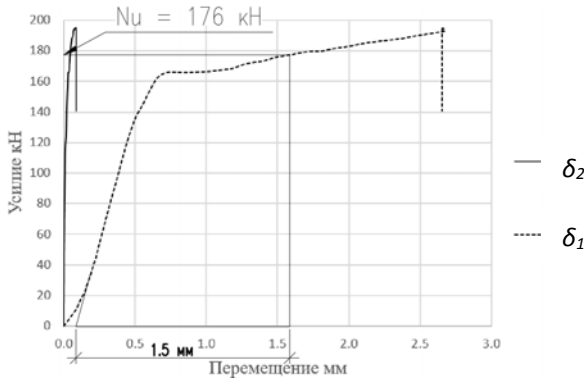


Рис. 3. Зависимость «нагрузка – перемещение» для арматуры $d_s = 20$ мм при длине анкеровки $l_v = 10d_s$

$$N_{u,Rb} = N_{ub} \cdot \left(\frac{R_{b,30}}{R_{b,test}} \right)^{0.3} = 176 \cdot \left(\frac{30}{66} \right)^{0.3} = 139 \text{ kN}$$

$$R_{bm} = \frac{N_{u,Rb}}{\pi \cdot d \cdot l_v} \cdot \left(\frac{0.08}{f_R} \right)^{0.4} = \frac{0.139}{3.14 \cdot 0.02 \cdot 0.2} \cdot \left(\frac{0.08}{0.056} \right)^{0.4} = 12.8 \frac{\text{H}}{\text{мм}^2}$$

$$R_{bm} = 12.8 \frac{\text{H}}{\text{мм}^2} \geq R_{bm,rqd} = 12.7 \frac{\text{H}}{\text{мм}^2}$$

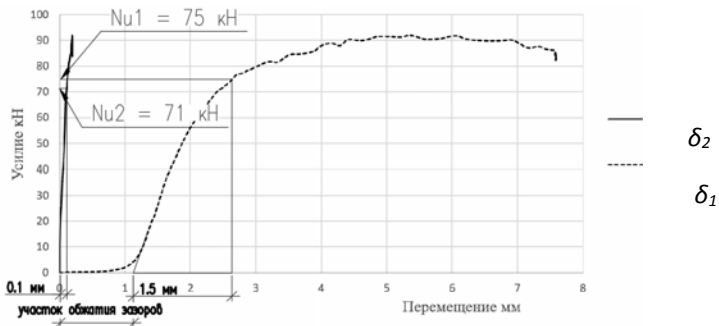


Рис. 4. Зависимость «нагрузка-перемещение» для арматуры $d_s = 20$ мм при длине анкеровки $l_v = 4d_s$

$$N_{u,Rb} = N_{ub} \cdot \left(\frac{R_{b,30}}{R_{b,test}} \right)^{0.3} = 71 \cdot \left(\frac{30}{66} \right)^{0.3} = 56 \text{ кН}$$
$$R_{bm} = \frac{0.056}{3.14 \cdot 0.02 \cdot 0.08} \cdot \left(\frac{0.08}{0.056} \right)^{0.4} = 12.9 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2} \quad R_{bm} = 12.9 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2} \geq R_{bm,rqd} = 12.7 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2}$$

Однако предельно допустимое перемещение нагруженного сечения $\delta_1 = 1,5$ мм было достигнуто при усилии $N_u = 176$ кН.

Поэтому, для достижения требуемой схемы разрушения по контакту арматуры и состава заполнения отверстия, длина анкеровки была уменьшена до $l_v = 4d_s$. Результаты испытаний представлены на рис. 4.

При глубине заделки $l_v = 4d_s$ разрушение произошло вследствие нарушения анкеровки и вытягивания арматуры. Предельно допустимое перемещение нагруженного сечения $\delta_1 = 1,5$ мм было достигнуто при усилии $N_{u1} = 75$ кН. Однако предельно допустимое перемещение не нагруженного сечения $\delta_2 = 0,1$ мм было достигнуто при усилии $N_{u2} = 71$ кН. Поэтому обработка результатов была выполнена для наименьшего усилия $N_u = 71$ кН.

Заключение

1. Предложена методика проведения испытаний для контроля прочности сцепления пост-установленной арматуры в готовом бетонном основании, основанная на результатах зарубежных и отечественных исследований анкеровки арматуры.

2. Методика апробирована на контрольных образцах. Показана ее применимость для контроля сцепления арматуры с составом заполнения отверстия и бетоном основания.

3. Методика может быть рекомендована для контроля прочности сцепления арматуры с составом заполнения канала штепсельного стыка.

Благодарности

Автор выражает благодарность проф. Вальтеру Бергеру (Berger Walter), без активного содействия которого работа не могла бы состояться и коллективу лаборатории железобетонных конструкций и контроля качества НИИЖБ им. А.А. Гвоздева.

Список литературы:

1. Рекомендации по проектированию и выполнению контактных стыков с обрывом арматуры в железобетонных колоннах многоэтажных зданий, НИИЖБ, 1985.

2. Болгов А.Н. О разработке нового свода правил «Конструкции бетонные и железобетонные. правила ремонта и усиления» / А.Н. Болгов, В.Ф. Степанова, С.И. Иванов [и др.] // Промышленное и гражданское строительство. – 2018. – №2. – С. 16–22.

3. Соколов Б.С. Теоретические основы методики расчета штепсельных стыков железобетонных конструкций зданий и сооружений // Крупнопанельное домостроение. – 2016. – №3. – С. 60–63.

4. ГОСТ 8829-2018 Изделия строительные железобетонные и бетонные заводского изготовления. Методы испытаний нагружением. Правила оценки прочности, жесткости и трещиностойкости.

5. Рекомендации по испытанию и оценке прочности, жесткости и трещиностойкости опытных образцов железобетонных конструкций. – М.: НИИЖБ, 1987. – 36 с.

6. RILEM Recommendations for the Testing and Use of Constructions Materials. – RILEM, 1994. – 618 p.

7. Bond and anchorage of embedded reinforcement. Background to the fib Model Code for Concrete Structures 2010/ Technical report (170 pages, ISBN 978-2-88394-112-0, May 2014).

8. Eligehausen R., Mallée R., Silva J.F. Anchorage in Concrete Construction, First edition. 2006. Ernst & Sohn GmbH & Co. KG Print ISBN: 9783433011430. Online ISBN: 9783433601358. DOI: 10.1002/9783433601358.

9. V. Appl Tragverhalten von Verbunddübeln unter Zugbelastung. Stuttgart, 2009. Online URL: <http://dx.doi.org/10.18419/opus-321>.

10. EN 1992-4:2018 Eurocode 2 – Design of concrete structures. Part 4: Design of fastenings for use in concrete – CEN, Brussels, 2018.

11. Spieth H.A. Tragverhalten und Bemessung von eingemörtelten Bewehrungsstäben (Behavior and Design of Post-installed Bonded Rebar Connections), Dissertation, Universität Stuttgart, 2002 (in German).

12. EOTA Technical Report TR 048, "Details of tests for post-installed fasteners in concrete", Version 2015

13. EOTA EAD DP 14-33-0087-06.01 Systems for Post-Installed Rebar Connections with Mortar, EOTA 2016 – 36p.

14. Иванов С.И. Опыт лабораторных испытаний анкерного крепления в бетоне / Иванов С.И. Смотров В.А. // Технологии бетонов. – 2016. – №5–6. – С. 27–29.

15. Иванов С.И. Определение несущей способности анкеров по результатам натурных испытаний // Сборник конференции «Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции» (НАСКР-2016) (Чебоксары, 23–24 ноября 2016 г.). – Чебоксары: Изд-во ЧГУ, 2016. – С. 244–249.

16. Иванов С.И. Лабораторные испытания анкерного крепления в бетоне // Промышленное и гражданское строительство. – 2017. – №1. – С. 29–34.

17. Иванов С.И. К расчету анкерных креплений, устанавливаемых в готовое основание / С.И. Иванов, Д.В. Кузеванов А.Н. Болгов // Промышленное и гражданское строительство. – 2018. – №6. – С. 45–49.

18. Кузеванов Д.В. Расчет креплений к бетону с применением механических и клеевых анкеров / Д.В. Кузеванов, С.И. Иванов, А.Н. Болгов // Промышленное и гражданское строительство. – 2019. – №4. – С. 25–30.

19. Иванов С.И. О новом методическом пособии по проектированию закладных деталей железобетонных конструкций / С.И. Иванов, Д.В. Кузеванов, А.Н. Болгов // Вестник НИЦ Строительство. – 2020. – С. 28–34.

20. ГОСТ 58429-2019 Выпуски арматурные, вклеенные в бетон. Методы испытаний.

Иванов С.И., канд. техн. наук, старший научный сотрудник Лаборатории №2 НИИЖБ им. А.А. Гвоздева 109428, Россия, Москва, 2-я Институтская улица, 6с5, e-mail: 5378018@mail.ru

Ivanov S.I., Senior Researcher, Ph.D. Laboratories No. 2 NIIZhB them. A.A. Gvozdeva 109428, Russia, Moscow, 2nd Institutskaya street, 6s5

Для цитирования:

Иванов С.И. Прочность анкерки пост-установленной арматуры // Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020: материалы V Международ. (XI Всерос.) конф. – Чебоксары, 2020. – С. 117–124.

Ivanov S.I. Anchoring strength of post-installed reinforcement / S.I. Ivanov // Construction and development: life cycle – 2020: materials of the V International (XI All-Russian) conference. – Cheboksary, 2020. – P. 117–124.

ВЛИЯНИЕ НЕЛИНЕЙНОЙ ДЕФОРМАЦИИ СВЯЗЕЙ СДВИГА НА РАСПРЕДЕЛЕНИЕ ВЕРТИКАЛЬНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ В МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЯХ

*Люблинский В.А.
Алзайбак К.
Алвас Х.*

Московский государственный
строительный университет, НИУ
г. Москва

***Аннотация:** математические модели несущих систем многоэтажных зданий в большинстве случаев руководствуются упругой работой несущих элементов и соединяющих их соединений. В то же время они не позволяют достаточно точно определить реальное состояние системы здания, особенно в несущих системах большой высоты со значительными вертикальными и горизонтальными нагрузками. В зданиях малой этажности вертикальная жесткость несущих конструкций относительно велика по сравнению с горизонтальной площадью здания, работа элементов этих конструкций ограничивается упругой стадией (стадией линейных деформаций). В случае высоких зданий их осевая и изгибная жесткость относительно невелика по сравнению с высотой и горизонтальной площадью. Напряжения и деформации в зданиях такого типа связаны нелинейными зависимостями более близкими к реальной работе вертикальных несущих конструкций и связей, соединяющих их в единую пространственную систему. Эти связи (связи сдвига) подвержены большей деформируемости, из-за их небольшой жесткости, по сравнению с жесткостью стенок, с которыми они соединены.*

Целью представленной работы является исследование поведения сдвиговых связей, влияющих на изменения распределения напряжений и деформаций в вертикальных конструкциях, а также сравнение этих напряжений и деформаций с линейной постановкой при которой податливость связей является константой.

***Ключевые слова:** связи сдвига, стены сдвига, пластичность, железобетон, физическая нелинейность.*

INFLUENCE OF NONLINEAR DEFORMATION OF SHEAR BONDS ON THE DISTRIBUTION OF VERTICAL STRESSES IN MULTI-STOREY BUILDINGS

***Abstract:** in most cases, mathematical models of bearing systems of multi-storey buildings are guided by the elastic operation of the bearing elements and the joints connecting them. At the same time, they do not allow to accu-*

rately determine the real state of the building system, especially in load-bearing systems of great height with significant vertical and horizontal loads. In low-rise buildings, the vertical stiffness of the supporting structures is relatively high compared to the horizontal area of the building; the work of the elements of these structures is limited by the elastic stage (the stage of linear deformations). In the case of tall buildings, their axial and flexural stiffness is relatively low compared to the height and horizontal area. Stresses and deformations in buildings of this type are connected by nonlinear dependencies that are closer to the real work of vertical supporting structures and links connecting them into a single spatial system. These bonds (shear bonds) are subject to greater deformability due to their low stiffness compared to the stiffness of the walls to which they are connected.

The aim of the presented work is to study the behavior of shear bonds affecting changes in the distribution of stresses and deformations in vertical structures, as well as to compare these stresses and strains with a linear setting in which the compliance of the bonds is constant.

Keywords: shear bonds, shear walls, plasticity, reinforced concrete, physical nonlinearity.

Введение

Несущие конструкции, имеющие один вертикальный шов и, следовательно, один ряд поперечных соединяющих элементов, называются односвязными, два ряда звеньев – двусвязными и т. д. [1]. Если бы соединения были шарнирными, то каждая вертикальная несущая конструкция деформировалась бы сама по себе, а соединения, вращаясь без опоры, оставались бы горизонтальными [1]. Реальные соединения (связи) сопротивляются изгибу и сдвигу, вертикальные конструкции в составе системы получают дополнительные усилия и деформируются. Местные моменты и усилия сдвига возникают в уровнях контакта связи с вертикальными конструкциями. Усилия сдвига Q_{ij} от связей накапливаются по длине вертикальной конструкции и создают в ней нормальную силу N_i . Эти силы не следует смешивать с продольными силами (рис. 1), которые создаются в этих элементах от вертикальной нагрузки, приложенной непосредственно к ним) [1].

$$N_i(x) = \sum_{j=1}^q Q_{ij} \quad (1)$$

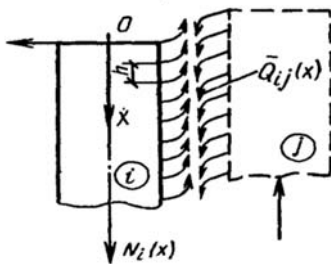


Рис. 1. К определению зависимости между N_i и Q_{ij} в односвязной конструкции

Величина N_i зависит от типа и жесткости сдвиговых связей, жесткости всей несущей системы, ее геометрии, нагрузки. Связи обладают большей деформативностью по сравнению с жесткими вертикальными конструкциями и вместе с тем оказывают существенное влияние на формирование напряженно-деформированного состояния всей несущей системы многоэтажного здания [2–4].

Нелинейное деформирование связей сдвига приводит к перераспределению напряжений и деформаций в элементах конструкции, особенно в зонах, где возникают существенные напряжения и большие деформации, а связи сдвига находятся в пластической области или близкой к ней [5–7].

Материал и методы исследований

Было рассмотрено монолитное многоэтажное здание, показанным на рис. 2.

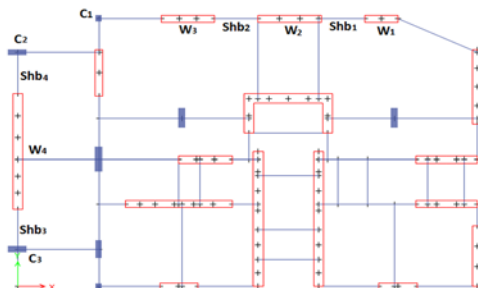


Рис. 2. Расчетная схема здания

Здание состоит из 12 этажей и подвального и чердачного помещений. Использовался бетон типа В25, стены толщиной 30 см соединялись перемычками с размерами поперечного сечения 20 на 40 см и длиной 2 м, колонны приняты размером 40 на 40 см.

На здание действовали постоянные, временные и ветровые нагрузки. Расчет производился с помощью программного комплекса ETABS на основе метода конечных элементов. Для стен принят конечный элемент типа оболочки, для связей – упругий элемент, жесткость которого уточнялась на каждом этапе расчета. Основание здание принималось недеформируемым.

Рассмотрим стены w_1 , w_2 и w_3 , нумерации которых указана на рис. 1. На рис. 3 и 4 приведены вертикальные деформации и напряжения, образовавшиеся в элементах в результате расчета здания при постоянстве жесткостей элементов несущей системы.

Для корректировки значения модуля сдвига была использована экспериментальная диаграмма деформации «Q-Δ» [8]. Использовался секущий модуль для определения жесткости K для связей типа перемычек. Нагружение производилось шаговым методом (рис. 5.) при практически нулевой податливости до момента возникновения пластического шарнира в одной из связей.

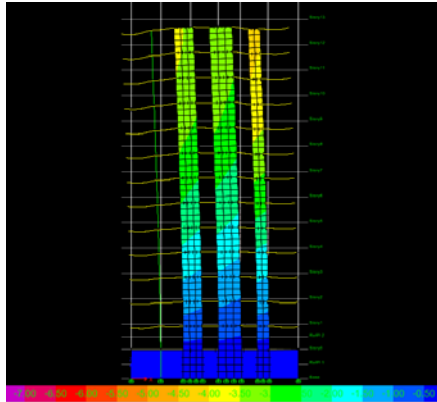


Рис. 3. Вертикальные деформации стен (1–3) в результате линейного расчета

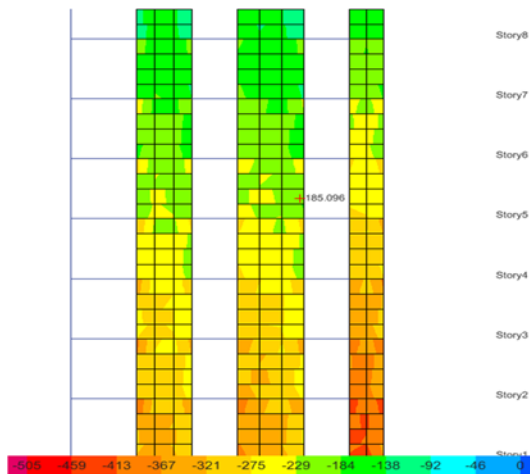


Рис 4. Вертикальные напряжения в стенах (1–3) в результате линейного расчета

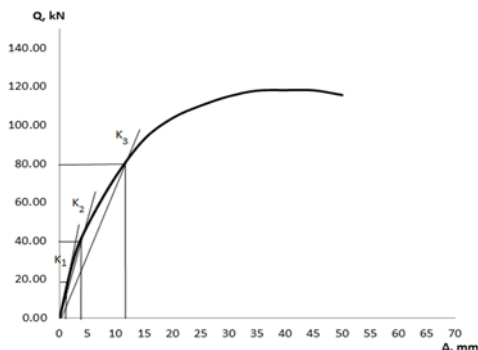


Рис. 5. Экспериментальная диаграмма деформирования связи сдвига

Результаты и проблематика

Было рассмотрено поведение конструкций здания с учетом нелинейного изменения жесткости поперечных связей при последовательном нагружении. При нагружении фиксировались сдвигающие усилия и соответствующие деформации. Итоговое поэтажное состояние связей сдвига, обозначенных на схеме Shb1, Shb2, Shb3, в виде диаграмм деформирования приведено на рис. 6–8.

Отчетливо видно из диаграммы для Shb1 (рис. 6.), что связи сдвига на пятом и выше этажах, работают в пластичной области, и нелинейное деформирование перемычек приводит к интенсивному перераспределению усилий на смежные вертикальные конструкции. Количество связей верхней части здания, находящихся в пластической стадии, является следствием интенсивного перераспределения сдвигающих усилий и по высоте связи. Связи Shb2 и Shb3 работают в упругом поле. Дальнейшее нагружение было остановлено. Требуют уточнения вопросы деформирования железобетонной конструкции, состояние бетона, продольной и поперечной арматуры, развитие и раскрытие трещин. Коэффициенты жесткости (податливости) связей сдвига, определенные по экспериментальным данным, нуждаются в дополнительном обосновании.

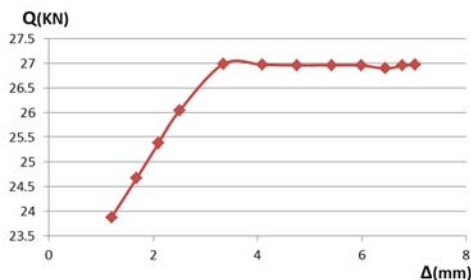


Рис. 6. Диаграмма деформации и силы сдвига сдвиговой связи (Shb1)

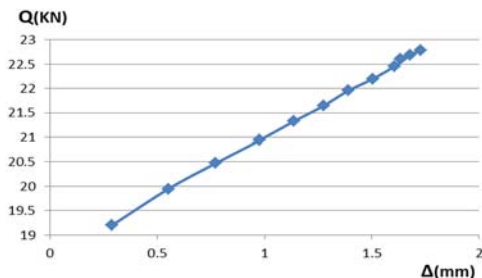


Рис 7. Диаграмма деформации и силы сдвига сдвиговой связи (Shb2)

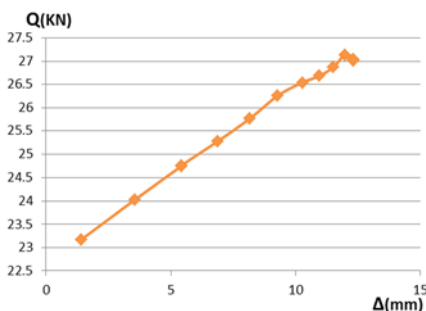


Рис. 8. Диаграмма деформации и силы сдвига сдвиговой связи (Shb3)

Увеличение сдвигающих усилий приводит появлению дополнительных сжимающих усилий и растягивающих напряжений (в дополнение к напряжениям от внешней нагрузки) в стенах здания. На рис. 9 приведен фрагмент эпюры нормальных напряжений в уровне первого этажа при жесткости $K_3 = 1,67E^6$ кН/м.



Рис. 9. Напряжения стенок W1, W2, W3 для K3

На рис. 10 приведен этот же фрагмент при начальной жесткости $K_1 = 5,0E^6$ кН/м. Для стенки W1 изменение напряжения в уровне первого этажа составило 8,9%.



Рис. 10. Напряжения стенок W1, W2, W3 для K1

Общее распределение по высоте здания увеличения сжимающих напряжений от работы связей сдвига несущей системы дано на рис. 11.

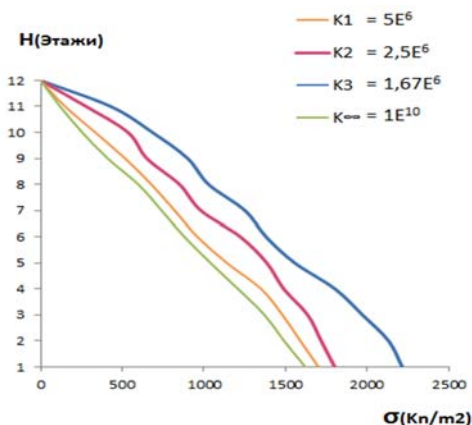


Рис. 11. Схема изменения вертикальных напряжений в стене (W1) в зависимости от изменения жесткости сдвиговых связей (K)

Заключение

С ростом этажности зданий увеличивается внешняя нагрузка, и, следовательно, увеличиваются деформации сдвига в связях сдвига. Пространственная работа связей сдвига является механизмом пространственного перераспределения напряжений в вертикальных конструкциях. Нелинейное поведение связевых элементов имеет значение для определения деформаций и напряжений в вертикальных несущих конструкциях.

Величина изменения вертикальных напряжений в несущих конструкциях в зонах максимальных напряжений достигает 6–9%.

Список литературы:

1. Дроздов П.Ф. Конструирование и расчет несущих систем многоэтажных зданий и их элементов / П.Ф. Дроздов. – М.: Стройиздат, 1977. – 223 с.
2. Соколов Б.С. Прочность и податливость вертикальных стыков стеновых панелей с использованием гибких петель / Б.С. Соколов, Ю.В. Миронова // Жилищное строительство. – 2014. – №5. – С. 60–62.
3. Блажко В.П. Об определении податливости связей при формировании расчетных моделей панельных зданий / В.П. Блажко // Жилищное строительство. – 2017. – №3. – С. 17–21.

4. Todut C. Theoretical and experimental study on precast reinforced concrete wall panels subjected to shear force / C. Todut, D. Dan, V. Stoian // *Engineering Structures*. – 2014. – V. 80. – P. 323–338.

5. Люблинский В.А. Влияние нелинейного деформирования перемычек на процесс распределения усилий в несущих элементах диафрагмы / В.А. Люблинский, М.В. Томина // *Системы. Методы. Технологии*. – 2018. – №2 (38). – С. 153–158.

6. Тамразян А.Г. К расчету плоских железобетонных перекрытий с учетом фактической жесткости сечения / А.Г. Тамразян, И.К. Манаенков // *Научное обозрение*. – 2015. – №8. – С. 87–92.

7. Lyublinskiy V.A. The deformability of shear bonds in the load-bearing systems of panel buildings / V.A. Lyublinskiy // *Journal of Physics: Conf. Series* 1425 (2020) 012159.

8. Хола Муса. Нелинейные деформации и предельная несущая способность вертикальных диафрагм монолитных многоэтажных зданий: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. – М.: МИСИ, 1985. – 163 с.

Люблинский В.А., канд. техн. наук, профессор, профессор кафедры ЖБК НИУ МГСУ129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26, e-mail: lva_55@mail.ru

К. Алзайбак, e-mail: eng.kenan.alzaibak@gmail.com

Х. Алваз e-mail: khayriyehalwaz@gmail.com

Lyublinskiy Valery Arkadievich, PhD, Professor of the Department of Reinforced Concrete and Stone Structures, National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia, e-mail: lva_55@mail.ru

Alzaibak Kenan, e-mail: eng.kenan.alzaibak@gmail.com

Alwaz Khayriyeh, e-mail: khayriyehalwaz@gmail.com

Для цитирования:

Люблинский В.А. Влияние нелинейной деформации связей сдвига на распределение вертикальных напряжений в многоэтажных зданиях / В.А. Люблинский, К. Алзайбак, Х. Алваз // *Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020: материалы V Междунар. (XI Всерос.) конф.* – Чебоксары, 2020. – С. 125–132.

Lyublinskiy V.A. Influence of nonlinear deformation of shear bonds on the distribution of vertical stresses in multi-storey buildings / V.A. Lyublinskiy, K. Alzaibak, K. Alwaz // *Construction and development: life cycle – 2020: materials of the V International (XI All-Russian) conference*. – Cheboksary, 2020. – P. 125–132.

УДК 69.07

ВОЗВЕДЕНИЕ ДЛИННЫХ ЦИЛИНДРИЧЕСКИХ ОБОЛОЧЕК ИЗ ВЫСОКОПРОЧНОГО ПЕСЧАНОГО БЕТОНА И ЕГО ЭКОНОМИЧЕСКАЯ ЭФФЕКТИВНОСТЬ

Палагин Н.Г.

ФГБОУ ВО «КГАСУ»

г. Казань, Россия

Никитин Г.П.

АО «Казанский Гипронефтепром»

г. Казань, Россия

Дульмиева А.Ф.

ФГБОУ ВО «КГАСУ»

г. Казань, Россия

Аннотация: приводятся результаты исследований по определению экономической эффективности возведения сборных и монолитных длинных цилиндрических оболочек из высокопрочного песчаного бетона (ВПБ) классов В60 и В80 по сравнению с тяжелым бетоном классов В20-В80. Исследования показали, что применительно к г. Казань использование ВПБ по сравнению с тяжелым позволяет уменьшить расход стали (до 30,6% в сборных оболочках и до 23,7% в монолитных), бетона (до 15,9% в сборных оболочках и до 14,0% в монолитных) и общую стоимость материалов (до 18,9% в сборных оболочках и до 20,3% в монолитных).

Ключевые слова: высокопрочный песчаный бетон, длинные цилиндрические оболочки, экономическая эффективность.

CONSTRUCTION OF LONG CYLINDRICAL SHELLS FROM HIGH-STRENGTH SANDED CONCRETE AND ITS ECONOMIC EFFICIENCY

Abstract: the results of studies to determine the economic efficiency of the construction of prefabricated and monolithic long cylindrical shells made of high-strength sandy concrete (HPB) of B60 and B80 classes in comparison with heavy concrete of B20-B80 classes are presented. Studies have shown that in relation to the Republic of Tatarstan (RT), the use of VPB in comparison with the heavy one makes it possible to reduce the consumption of steel (up to 30.6% in prefabricated casings and up to 23.7% in monolithic ones), concrete (up to 15.9% in prefabricated casings and up to 14.0% in monolithic ones) and the total cost of materials (up to 18.9% in prefabricated casings and up to 20.3% in monolithic ones).

Keywords: high strength sand concrete, long cylindrical shells, economic efficiency.

Введение. Изучение новых видов бетона всегда являлось актуальной темой для многих ученых и исследователей в области строительства. Одно из перспективных направлений связано с получением и экономической эффективностью применения в железобетонных конструкциях высокопрочных обычных тяжелых (щебеночных) и песчаных (мелкозернистых) бетонов.

Песчаный бетон имеет заметные преимущества по сравнению с обычным, как-то: повышенная прочность при сжатии и растяжении, высококачественная структура и повышенная технологичность; возможность получения тонкостенных конструкций, декоративных бетонов и фибробетонов, а также материалов и изделий переменной плотности, в частности фильтрующих, и т. д.

В то же время песчаные бетоны имеют и недостатки, обусловленные большой поверхностью заполнителей. В связи с этим увеличивается расход цемента на 15–20% по сравнению с равнопрочным тяжелым бетоном. Поэтому при использовании песчаных бетонов необходимо вводить в состав не только пластифицирующие, но и минеральные добавки или использовать композиционные цементы или цементы низкой водопотребности. Кроме того, эти бетоны имеют повышенное воздуховлечение, для снижения которого необходимо подбирать эффективные разжигатели или пеногасители.

Песчаный бетон в последнее время находит все большее применение в силу повсеместного наличия сырьевой базы. Внедрение в практику строительства в РТ песчаных бетонов с применением строительных песков (которые имеются на 50 месторождениях РТ с прогнозным ресурсом в 1 млрд м³) является альтернативой традиционным тяжелым бетонам, для получения которых ввозят с Урала дорогой высокопрочный щебень.

Согласно стратегии экологической безопасности РТ и развития природно-ресурсного комплекса РТ на 2017–2021 гг. и на перспективу до 2030 г. перед промышленностью строительных материалов поставлена задача расширения ассортимента продукции, выпускаемой из местного минерального сырья.

В мировой практике строительства все большее применение находят высокопрочные и сверхвысокопрочные тяжелые бетоны нового поколения, которые позволяют значительно уменьшать размеры сечений элементов, экономить бетон и арматуру [1; 2]. В России применение таких бетонов началось значительно позже, чем в западно-европейских странах, США, Канаде и Японии. Одними из наиболее заметных объектов, возведенных с применением бетонов классов В80...В90, являются строения комплекса «Федерация» ММДЦ «Москва Сити» [3] и высотного здания «Лахта Центр» в Санкт-Петербурге [4].

Альтернативой высокопрочному тяжелому бетону выступает высокопрочный песчаный бетон (ВПБ) [5]. Этот бетон представляет собой композиционный материал, включающий в себя кварцевый песок, высокоактивное вяжущее и эффективные модификаторы. Уменьшение количества вяжущего материала в составе бетона достигается размолом части песка, применением пластифицирующих добавок, автоклавной

обработкой изделий. В качестве химических добавок в основном используются пластификаторы (С-3/2,5, *Sika VC5-800/2,5*, *Metflux 2651/2,5*), которые позволяют значительно снизить водопотребность бетонной смеси и расход цемента [6].

Применение ВПБ имеет следующие преимущества: более высокую начальную прочность; возможность ранней распалубки; уменьшение строительной толщины или увеличение несущей способности конструкций; более высокую плотность, водо- и газонепроницаемость (за счет низкого содержания капиллярных пор), что ведет к большей долговечности; повышенную износостойкость; более высокую коррозионную защиту арматуры за счет медленного распространения карбонизации; повышенную стойкость к химически активным веществам и др.

Внедрение высокопрочных песчаных бетонов с применением фракционированных песков РТ и химических добавок является альтернативой традиционным бетонам, для получения которых необходим ввозимый с Урала высокопрочный щебень.

На кафедре ТСМиК КГАСУ на базе фракционированных песков местных месторождений рек Камы, Волги и Вятки разработаны составы песчаных бетонов высоких классов В60-В80 [7]. Проект «Высокопрочный песчаный бетон» вошел в список инновационных проектов и разработок в области строительных материалов и технологий Министерства строительства, архитектуры и ЖКХ РТ. В 2017 году по заданию Президента РТ совместно с Государственным жилищным фондом кафедрой ТСМиК КГАСУ была продолжена работа по высокопрочным песчаным бетонам. В частности, учеными этой кафедры совместно со специалистами АО «Казанский Гипронииавиапром» был выполнен альтернативный проект несущего каркаса 18-этажного жилого дома в комплексе «Салават Купере» г. Казани из ВПБ класса В80 взамен первоначального проекта из тяжелого бетона класса В25. В результате экономия по бетону составила 20%, по стальной арматуре – 29% [8].

Несмотря на перечисленные преимущества, на сегодняшний день в РТ и России проблема широкого применения ВПБ нового поколения заключается в недостаточно быстром освоении методов расчета несущих конструкций, выполненных из него. В связи с этим, применение таких бетонов ограничивается изготовлением мелкоштучных и всевозможных декоративных архитектурно-отделочных изделий, а также покрытиями для дорог, аэродромов и полов промышленных зданий.

В соответствии с вышесказанным, необходимо продолжать работу по проектированию различных строительных конструкций из ВПБ. Единственным критерием эффективности его применения должна быть экономическая целесообразность. В связи с этим рассматриваемая в статье тема является актуальной для развития строительной отрасли как РТ, так и России в целом.

Целью исследований, результаты которых приводятся в настоящей статье, являлось выявление экономической эффективности возведения сборных и монолитных длинных цилиндрических оболочек из ВПБ классов В60 и В80 по сравнению с тяжелым бетоном классов В20-В80.

Материалы и методы. Для длинных цилиндрических оболочек справедливо выполнение условия $l_1/l_2 \geq 1$, где l_1 – пролет оболочки, l_2 – длина волны или ширина оболочки (рис. 1).

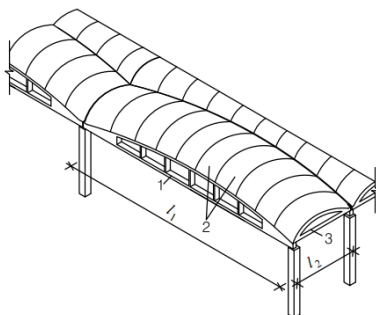


Рис. 1. Общий вид сборной длинной цилиндрической оболочки:
1 – бортовой элемент; 2 – цилиндрические панели;
3 – затяжка торцевой диафрагмы

Сборные оболочки. Существует две схемы членения сборных оболочек. При первой схеме оболочки собираются из бортовых балок длиной на пролет оболочки $l_1 = 18,24$ и 30 м, криволинейных ребристых панелей длиной на пролет волны $l_2 = 12$ м и затяжек диафрагм, опирающихся на бортовые балки. При второй схеме оболочки выполняются из криволинейных ребристых панелей с примыкающими к ним частями бортовых балок длиной в половину пролета волны l_2 ($l_2/2 = 12/2 = 6$ м) и затяжек диафрагм, пролет оболочки составляет $l_1 = 18$ и 24 м, длина волны $l_2 = 12$ м. В обеих схемах ширина панелей равна 3 м, толщина их плит принимается не менее 30 мм, а верхним поясом торцевых диафрагм служит усиленное продольное ребро торцевых панелей. Первая схема, нашедшая наибольшее применение в строительстве, отличается простотой изготовления и монтажа.

Для исследований была выбрана конструкция сборной оболочки по первой схеме членения. В [9] для нее приведена методика определения усилий инженерным способом. Однако в данной методике не учтены различные схемы приложения снеговой нагрузки и вообще не учтено ветровое воздействие, рекомендуемые СП 20.13330 «Нагрузки и воздействия». Поэтому для более точного определения усилий, возникающих в цилиндрической оболочке, расчет необходимо выполнить в программном комплексе (ПК), который позволит приложить указанные виды нагрузок. Однако перед использованием ПК необходимо было убедиться в сопоставимости результатов расчета по определению усилий, полученных в ПК и инженерным способом. Для выполнения расчетов был выбран ПК ЛИРА-САПР, реализующий метод конечных элементов на основе метода перемещений.

Определение и сравнение усилий проводилось на примере отдельно стоящей оболочки пролетом 30 м и длиной волны 12 м, изготовленной

из тяжелого бетона классов В20 (криволинейные панели) и В30 (бортовые балки и затяжки диафрагм), проектируемой в г. Казань.

Геометрические характеристики элементов оболочки были приняты в соответствии с рекомендациями норм. Плита панели очерчена по дуге круга со стрелой подъема 1500 мм, ее толщина составляет 40 мм, высота и ширина поперечных промежуточных ребер равны 150 мм и 50 мм, соответственно, высота и ширина поперечных ребер на опоре – 200 мм и 100 мм, соответственно, длина поперечных ребер – 2780 мм, их шаг – 3000 мм; высота продольных ребер – 200 мм, ширина – 100 мм, длина – 12350 мм. Сечение арки торцевой диафрагмы – 200 х 480 (*h*) мм, сечение затяжки – 200 х 200 мм. Бортовые балки приняты двутаврового сечения, на опоре их сечение – прямоугольное 300 х 800 (*h*) мм. Геометрические размеры оболочки посередине пролета приведены на рис. 2. Сечение колонн – 400 х 400 мм.

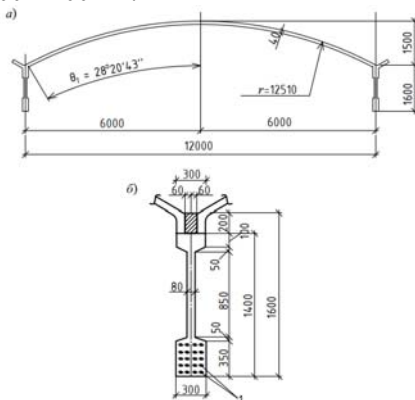


Рис. 2. Геометрические размеры сборной длинной цилиндрической оболочки посередине пролета $l_1 = 30$ м: а – сечение оболочки; б – сечение бортовой балки; 1 – напрягаемая арматура

Предварительно, с целью определения толщины утеплителя, был выполнен теплотехнический расчет кровли, а также проведена проверка оболочки на устойчивость.

Производилось определение и сравнение следующих усилий: продольных усилий *N*, действующих в точках сечения полки под углом 45° к образующей (в продольном направлении торцевой, второй и третьей от торца панелях), усилий *N* и изгибающих моментов *M* в поперечном направлении средней по длине пролета панели (в этих зонах оболочки, по сравнению с другими, возникают наибольшие усилия), усилий *N* и моментов *M* в арке, усилий *N* в затяжке диафрагмы.

Анализ полученных результатов показал, что: 1) разница в усилиях, определенных инженерным способом и в ПК ЛИРА-САПР, составляет от – 8,7% до + 19,4%; 2) значения усилий, определенных в ПК ЛИРА-САПР, лишь в 2-х случаях из 36 (6%) оказались ниже значений, определенных инженерным способом. На основании этого был сделан вывод,

что указанная разница является приемлемой, и в дальнейшем для определения усилий с учетом ветрового воздействия и различных схем приложения снеговой нагрузки был использован ПК ЛИРА-САПР.

С помощью ПК были определены усилия в элементах трехпролетных трехволновых оболочек размером 18 x 12 м, 24 x 12 м, 30 x 12 м. Варианты приложения снеговой нагрузки принимались согласно СП 20.13330, а ветровое воздействие определялось как сумма средней и пульсационной составляющих.

На полученные усилия были выполнены расчеты элементов трехпролетных трехволновых оболочек с размерами в плане 18 x 12 м, 24 x 12 м и 30x12 м из тяжелого бетона классов В20, В30, В40, В60, В80 и ВПБ классов В60 и В80.

Нижняя напрягаемая арматура бортовой балки принята из канатов Ø12,4 К1500 (способ натяжения – механический на упоры формы), продольная конструктивная – из класса А240С, поперечная – из А400С. Напрягаемая верхняя и нижняя арматура торцевой диафрагмы – из Ап600С, напрягаемая арматура затяжки – из Ø9,35 и Ø12,4 К1500. Продольная арматура в колоннах – из А400С, поперечная - из А240С. Нижняя напрягаемая арматура продольных ребер панели – из Ап600С (способ натяжения – электротермический на упоры формы), продольная обычная и поперечная – из А240С, продольная и поперечная в поперечных ребрах – из А500С и В500С, соответственно, арматура сеток полки – из А500С и А400С.

Были произведены расчеты по I и II группам предельных состояний бортовой балки (в стадии эксплуатации), панелей (в стадиях эксплуатации, изготовления, транспортирования и монтажа), арки и затяжки диафрагмы (в стадии эксплуатации), колонн (в стадии эксплуатации). Целью расчетов являлось определение требуемого количества арматуры в элементах оболочек. При этом в случае применения ВПБ, если позволяли конструктивные требования, менялись размеры сечений элементов. Данные расчеты выполнялись инженерным способом по методике [10; 11] и [12]. Плотность тяжелого бетона, его прочностные и деформативные характеристики принимались по [12], а прочностные и деформативные характеристики ВПБ – по результатам опытов кафедры ТСМиК КГАСУ. Прочностные и деформативные характеристики арматуры принимались по [12]. По результатам расчетов было выполнено конструирование элементов оболочек.

Для каждой рассчитанной трехпролетной трехволновой оболочки были определены технико-экономические показатели по расходу материалов (бетона и арматуры) и их стоимости, в том числе общей, применительно к г. Казань, и выполнено их сравнение для случаев изготовления оболочек из тяжелого бетона и ВПБ. Состав тяжелого бетона и ВПБ различных классов был принят по результатам разработок на кафедре ТСМиК КГАСУ.

Монолитные оболочки. Был произведен расчет и конструирование отдельностоящих монолитных оболочек с размерами в плане 18 x 12 м, 24 x 12 м, 30 x 12 м, 24 x 18 м, 30 x 18 м, 30 x 24 м из тяжелого бетона классов В30, В40, В60, В80 и ВПБ классов В60 и В80.

Геометрические параметры элементов оболочек принимались согласно рекомендациям норм и исходя из опыта практики проектирования. Высота до низа затяжки торцевой диафрагмы принята равной 11,4 м. Вся продольная арматура – обычная класса А400С, класс поперечной и конструктивной арматуры – А240С.

Расчет, состоявший в определении требуемого количества арматуры, выполнялся в ПК ЛИРА-САПР с приложением ветровой и различных схем снеговой нагрузки. Прогиб элементов оболочки определялся в ПК. Схема армирования стержневых элементов оболочки задавалась на основе анализа эпюр действующих в них усилий. Так, армирование затяжки диафрагмы и колонны было назначено симметричным, а армирование арки и бортовой балки – несимметричным.

При изготовлении оболочки и колонн из тяжелого бетона их армирование принималось по результатам расчета ПК, «настроенного» на [12], а при изготовлении их из ВПБ армирование определялось следующим образом. Так как деформативные и прочностные характеристики ВПБ и тяжелого бетона одинаковых классов отличаются, то поэтому они задавались в ПК напрямую. Это возможно было осуществить только при «настройке» ПК на ныне не действующий СНиП 2.03.01-84*, в котором методика расчета продольной арматуры по I группе предельных состояний идентична методике [12], а методика расчета поперечной арматуры и расчета по трещиностойкости отлична. Кроме того, значения R_s , R_{sc} и R_{sw} в СНиП 2.03.01-84* и [12] немного отличаются. Поэтому при определении арматуры непосредственно в плите и бортовой балке вначале производилась корректировка требуемой продольной арматуры по значениям R_s и R_{sc} , затем вручную производился расчет по трещиностойкости на усилия, полученные в ПК ЛИРА-САПР. Расчет поперечной арматуры выполнялся вручную по методике [12]. Подбор продольной и поперечной арматуры в колоннах выполнялся на основе результатов, выданных ПК ЛИРА-САПР, с учетом корректировки значений R_s , R_{sc} и R_{sw} и конструктивных требований.

Конструирование элементов оболочки было произведено в соответствии с требуемым в них количеством арматуры и конструктивными требованиями норм. Конструирование плиты оболочки выполнялось основной и дополнительной арматурой. Основная арматура состояла из одной или двух сеток, укладываемых по всему контуру плиты (при толщине плиты в коньке до 100 мм принималась одна сетка, при большей толщине – две), а дополнительная – в виде сеток, устанавливаемых при необходимости по контуру, а также в виде отдельных стержней в средней зоне и косых стержней в углах.

Результаты. Выполненные исследования позволяют сделать вывод о том, что применение высокопрочного песчаного бетона (ВПБ) классов В60 и В80 по сравнению с тяжелым при возведении рассмотренных в статье оболочек позволяет получить значительный экономический эффект. А, именно, уменьшить расход стали (до 30,6% в сборных оболочках и до 23,7% в монолитных), бетона (до 15,9% в сборных оболочках и до 14,0% в монолитных) и общую стоимость материалов (до 18,9% в сборных оболочках и до 20,3% в монолитных).

Анализ результатов расчета также показал, что при использовании ВПБ: 1) ширина раскрытия трещин по сравнению с применением тяжелого бетона одинаковых классов уменьшается, а в некоторых случаях трещины и вовсе не образуются по причине его большей прочности на растяжение; 2) необходимость в расчетной арматуре уменьшается или вовсе отпадает (в последнем случае она назначалась по конструктивным требованиям).

Заключение. Применение высокопрочного песчаного бетона (ВПБ) является альтернативой щебеночному. В научно-технической литературе отсутствуют сведения о проектировании из него длинных цилиндрических оболочек.

Выполненные исследования показали, что применение ВПБ классов В60 и В80 по сравнению с тяжелым при возведении рассмотренных в статье оболочек позволяет получить значительный экономический эффект, приведенный в разделе «Результаты». В связи с этим можно сделать вывод, что полученные результаты обладают новизной, а результаты проведенных исследований могут быть рекомендованы к применению в практике строительства.

Список литературы:

1. Aitchin P.C., Neville A. High Performance Concrete Demystified. Cons. Internet. 1993. – №1. Vol. 15. – P. 21–26.
2. Edward G., Navy P. Fundamentals of High Performance Concrete. Sec. ed., Willy. 2001.
3. Каприелов С.С. Модифицированный высокопрочный бетон классов В80 и В90 в монолитных конструкциях / С.С. Каприелов, В.И. Травуш, Н.И. Карпенко [и др.] // Строительные материалы. – 2008. – №3. – С. 9–13.
4. Илюхина Е.А. Конструктивные решения высотного здания «Лахта Центр» / Е.А. Илюхина, С.И. Лахман, А.Б. Миллер [и др.] // Строительные науки. – 2019. – № 3. – С. 110–121.
5. Каприелов С.С. Модифицированный высокопрочный мелкозернистый бетон с улучшенными деформационными характеристиками / С.С. Каприелов, А.В. Шейнфилд, Г.С. Кардунян [и др.] // Бетон и железобетон. – 2006. – №2. – С. 2–7.
6. Морозов, Н.М. Особенности формирования структуры модифицированного песчаного бетона / Н.М. Морозов, В.Г. Хозин, Х.Г. Мугинов // Строительные материалы. – 2010. – №9. – С. 72–73.
7. Хозин В.Г. Стратегия инновационного развития бетонного строительства в Республике Татарстан / В.Г. Хозин, Ф.М. Ханифов // Сборник тезисов докладов международной научно-технической конференции «Высокопрочные бетоны: технологии, конструкции, экономика (ВПБ-2016)». – Казань: КГАСУ, 2016. – С. 10–12.
8. Мирсаяпов Ил.-т.Т. Применение высокопрочного бетона класса В80 для несущей системы 18-этажного жилого дома в комплексе Салават Купер / Ил.-т.Т. Мирсаяпов, Г.П. Никитин, В.Д. Симаков // Известия КГАСУ. – 2018. – №3 (45). – С. 145–152.
9. Пособие по проектированию железобетонных пространственных конструкций покрытий и перекрытий (к СП 52-117-2008* «Железобетонные пространственные конструкции покрытий и перекрытий. Правила проектирования»).
10. СП 387.1325800 «Железобетонные пространственные конструкции покрытий и перекрытий. Правила проектирования» (с изменением №1).

11. Палагин Н.Г. Расчет сборной железобетонной длинной цилиндрической оболочки: учебно-методическое пособие / Н.Г. Палагин. – Казань: Изд-во Казанск. гос. архит.-строит. ун-та, 2016. – 67 с.

12. СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения» (с изменением №1).

Палагин Николай Григорьевич, канд. техн. наук, доцент кафедры железобетонных и каменных конструкций ФГБОУ ВО «Казанский государственный архитектурно-строительный университет», г. Казань, 420043, Зеленая, 1, e-mail: pal_nik11@mail.ru

Никитин Георгий Петрович, канд. техн. наук, доцент, заместитель генерального директора, главный конструктор АО «Казанский Гипрониавиапром», г. Казань, 420127, Деметьева, 1, e-mail: g.nikitin@gap-rt.ru

Дульмиева Алсу Фидаилевна, магистрант кафедры железобетонных и каменных конструкций ФГБОУ ВО «Казанский государственный архитектурно-строительный университет», г. Казань, 420043, Зеленая, 1, e-mail: dav22.00@mail.ru

Palagin Nikolai Grigorievich, Associate Professor of the Department of Reinforced Concrete and Stone Structures, Kazan State University of Architecture and Civil Engineering, Kazan, 420043, Zelenaya, 1, e-mail: pal_nik11@mail.ru

Nikitin Georgy Petrovich, Ph.D., Associate Professor, Deputy General Director, Chief Designer of JSC "Kazan Giproaviaprom", Kazan, 420127, Dementieva, 1, e-mail: g.nikitin@gap-rt.ru

Dulmiyeva Alsu Fidailevna, Master's student of the Department of Reinforced Concrete and Stone Structures FSBEI HE "Kazan State University of Architecture and Civil Engineering", Kazan, 420043, Zelenaya, 1, e-mail: dav22.00@mail.ru

Для цитирования:

Палагин Н.Г. Возведение длинных цилиндрических оболочек из высокопрочного песчаного бетона и его экономическая эффективность / Н.Г. Палагин, Г.П. Никитин, А.Ф. Дульмиева // Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020: материалы V Междунар. (XI Всерос.) конф. – Чебоксары. 2020. – С. 133–141.

Citation:

Palagin N.G. Design of long cylindrical shells made of high-strength sandy concrete and its economic efficiency / N.G. Palagin, G.P. Nikitin, A.F. Dulmiyeva // Construction and development: life cycle – 2020: materials of the V International (XI All-Russian) conference. – Cheboksary, 2020. – P. 133–141.

УДК 69.07

ВОЗВЕДЕНИЕ ПОЛОГИХ ОБОЛОЧЕК ПОЛОЖИТЕЛЬНОЙ ГАУССОВОЙ КРИВИЗНЫ ИЗ ВЫСОКОПРОЧНОГО ПЕСЧАНОГО БЕТОНА И ЕГО ЭКОНОМИЧЕСКАЯ ЭФФЕКТИВНОСТЬ

Палагин Н.Г.

ФГБОУ ВО «КГАСУ»

г. Казань, Россия

Никитин Г.П.

АО «Казанский Гипронефтеавиапром»

г. Казань, Россия

Садрутдинова А.Р.

ФГБОУ ВО «КГАСУ»

г. Казань, Россия

Аннотация: приводятся результаты исследований по определению экономической эффективности возведения сборных и монолитных пологих оболочек положительной гауссовой кривизны из высокопрочного песчаного бетона (ВПБ) классов В60 и В80 по сравнению с тяжелым бетоном классов В25-В80. Исследования показали, что применительно к г. Казань использование ВПБ по сравнению с тяжелым позволяет уменьшить расход стали (до 36,0% в сборных оболочках и до 43,0% в монолитных), бетона (до 11,3% в сборных оболочках и до 12,9% в монолитных) и общую стоимость материалов (до 27,0% в сборных оболочках и до 29,4% в монолитных).

Ключевые слова: высокопрочный песчаный бетон, пологие оболочки положительной гауссовой кривизны, экономическая эффективность.

DESIGN OF SHELLS OF POSITIVE GAUSSIAN CURVATURE FROM HIGH-STRENGTH SANDED CONCRETE AND ITS ECONOMIC EFFICIENCY

Abstract: the results of studies to determine the economic efficiency of the construction of prefabricated and monolithic shallow shells of positive Gaussian curvature made of high-strength sandy concrete (HPB) of B60 and B80 classes in comparison with heavy concrete of B25-B80 classes are presented. Studies have shown that, in relation to Kazan, the use of VPB, compared with the heavy one, makes it possible to reduce the consumption of steel (up to 36.0% in prefabricated casings and up to 43.0% in monolithic ones), concrete (up to 11.3% in prefabricated casings and up to 12.9% in monolithic) and the total cost of materials (up to 27.0% in prefabricated casings and up to 29.4% in monolithic ones).

Keywords: high strength sand concrete, shallow shells of positive Gaussian curvature, economic efficiency.

Введение. Использование песчаного бетона является важной задачей для производства железобетона, так как на большей части европейской территории России (Москва, Московская область, Вологда, Поволжье и др.) отсутствуют месторождения крупного заполнителя или имеются месторождения осадочных пород, которые ограничено пригодны к использованию в железобетоне. Кроме того, добыча камня и его переработка на щебень требуют значительных затрат электроэнергии и большого количества рабочих. Существует и экологический аспект проблемы использования щебня: при изготовлении щебня фракции более 5 мм образуется большое количество (до 20–30%) отсевов фракции менее 5 мм, которые образуют огромные отвалы, занимая значительные площади и нарушая экологический баланс регионов. Лишь в небольшом объеме данные отходы используются в качестве сырья для изготовления известняковой муки и минерального порошка для асфальтобетона. Разрушение гор при его добыче приводит к необратимым климатическим изменениям в Карелии, Северном Кавказе и на Урале, с чем не раз выступала печать. Использование песка в качестве заполнителя наносит меньший урон экологии, чем использование щебня.

Основные сведения о свойствах и применении песчаного бетона обычных классов по прочности и высокопрочных песчаных бетонов (ВПБ) приведены в данном сборнике в статье «Возведение длинных цилиндрических оболочек из высокопрочного песчаного бетона и его экономическая эффективность» (авторы – Палагин Н.Г., Никитин Г.П., Дульмиева А.Ф.).

Целью исследований, результаты которых приводятся в настоящей статье, являлось выявление экономической эффективности возведения стальных и монолитных пологих оболочек положительной гауссовой кривизны из ВПБ классов В60 и В80 по сравнению с тяжелым бетоном классов В25-В80.

Материалы и методы. Для оболочек положительной гауссовой кривизны (рис. 1) справедливы условия:

$$\begin{cases} \rho = \rho_{max}\rho_{min} > 0; \\ \rho_{max} > 0; \\ \rho_{min} > 0, \end{cases} \quad (1)$$

где ρ – гауссова кривизна; ρ_{max} , ρ_{min} – главные кривизны в любой точке срединной поверхности оболочки.

Пологими считаются оболочки, имеющие небольшой подъем над опорным планом при

$$f_1 \leq a/5 \text{ и } f_2 \leq b/5, \quad (2)$$

где a и b – половина размеров сторон оболочки в плане; f_1 и f_2 – стрелы подъема оболочки на контуре (рис. 1).

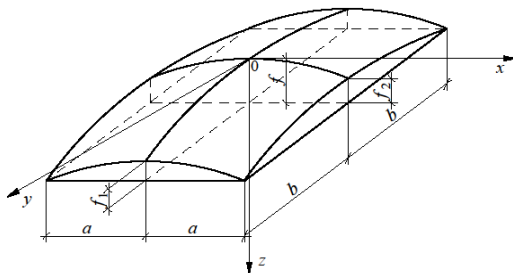


Рис. 1. Схема оболочки положительной гауссовой кривизны

При равных размерах сторон оболочки $2a = 2b = l$ и $f_1 = f_2 = f_k$ условия (2) имеют вид:

$$f_k \leq l/10 \quad (3)$$

Размеры оболочек в плане составляют 18...36 м – для промышленных зданий, до 100 м и более – для общественных.

От распределенных по поверхности нагрузок эти оболочки испытывают преимущественно сжатие, в чем состоит одно из главных их преимуществ. По расходу материалов они экономичнее цилиндрических оболочек на 25...30%.

Сборные оболочки могут проектироваться отдельностоящими (одноволновыми) и многоволновыми в одном и двух направлениях (рис. 2).

Сборные оболочки. В [1] для сборной оболочки приведена методика определения усилий инженерным способом. Однако в данной методике не учтены различные схемы приложения снеговой нагрузки на половине пролета оболочки и вообще не учтено ветровое воздействие, рекомендуемые СП 20.13330 «Нагрузки и воздействия». Для отражения действительной работы оболочек указанные виды и схемы приложения нагрузок надо обязательно учитывать. Сделать это наименее трудозатратно можно с помощью программного комплекса (ПК). Однако, прежде, чем применять ПК, необходимо было убедиться в сопоставимости результатов расчета по определению усилий в ПК и инженерным способом. Для выполнения расчетов был выбран ПК ЛИРА-САПР, реализующий метод конечных элементов на основе метода перемещений.

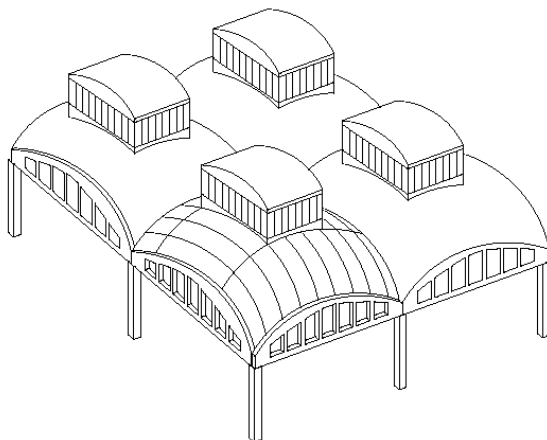


Рис. 2. Общий вид многоволновых сборных железобетонных пологих оболочек положительной гауссовой кривизны

В качестве сборных рассматривались отдельностоящие квадратные в плане оболочки, плита которых состояла из ребристых цилиндрических панелей размером 3 x 6 м с толщиной полки 40 мм, сечением продольных и поперечных контурных ребер – 100 x 300 (h) мм, сечением промежуточного поперечного ребра – 200 x 300 (h) мм. По периметру оболочек устанавливаются сборно-монолитные контурные балки длиной 6 м, шириной сечения 600 мм, с армированием нижней сборной части жесткой арматурой из двух прокатных двутавров и гибкой стержневой арматурой, верхней монолитной части – гибкой стержневой арматурой; опирание балок производится по неразрезной схеме на колонны, установленные с шагом 6 м; узел соединения балок между собой – жесткий; стык колонн с балками – шарнирный, с фундаментом – жесткий. Сечение колонн (угловых – 900 x 700 мм, рядовых – 800 x 700 мм) принято из условия опирания на них ригелей (рис. 3). В угловых зонах оболочки поверх сборных панелей укладывается монолитная армируемая набетонка.

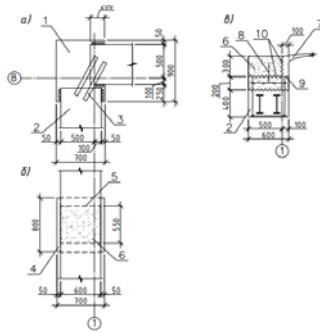


Рис. 3. Узлы опирания сборной пологой оболочки положительной гауссовой кривизны *а* – контурных балок на угловую колонну; *б* – то же, на рядовую колонну; *в* – сборной панели на контурную балку; 1 – угловая колонна; 2 – контурная балка; 3 – стальные накладки по верху контурных балок; 4 – рядовая колонна; 5 – торец контурной балки; 6 – монолитный бетон; 7 – панель; 8 – стальной упор; 9 – закладные детали панели и контурной балки; 10 – шпонки

Определение и сравнение усилий проводилось на примере проектируемой в г. Казань оболочки пролетом 42 м при классе тяжелого бетона панелей, контурных балок и набетонки – В25. Предварительно была проведена проверка оболочки на устойчивость.

Определялись и сравнивались усилия собственно в оболочке (максимальные сдвигающие усилия по граням S , нормальные усилия в центре $N_{x,y=0}$, максимальные нормальные усилия $N_{x;x=0}^{max}$, главные растягивающие $N_{pr,t}$ и сжимающие усилия $N_{pr,c}$ в угловых зонах и в пролете), а также пролетные M_l и опорные M_{sup} изгибающие моменты в контурных балках. Анализ выполненных расчетов показал, что значения усилий, определенных инженерным способом и с помощью ПК, отличаются от – 18,3% до + 17,5%, что говорит об их сопоставимости. Поэтому в дальнейшем для определения усилий с учетом воздействия ветровой нагрузки, а также различных схем приложения снеговой нагрузки был использован ПК ЛИРА-САПР.

С помощью ПК были определены усилия в плите и контурных балках отдельных оболочек размером 18 x 18 м, 24 x 24 м, 42 x 42 м и 66 x 66 м. Варианты приложения снеговой нагрузки принимались согласно СП 20.13330, а ветровое воздействие определялось как сумма средней и пульсационной составляющих.

На полученные усилия были выполнены расчеты и конструирование элементов оболочек с размерами в плане 18 x 18 м, 24 x 24 м, 42 x 42 м и 66 x 66 м, изготовленных из тяжелого бетона классов В25, В40, В60 и В80 и ВПБ классов В60 и В80.

Класс арматуры сетки полки и поперечной арматуры ребер панелей – В500С, класс продольной арматуры ребер панелей, монолитной

части контурной балки, набетонки и колонн – А500С, класс поперечной арматуры колонн – А240С. Ограждающие вертикальные конструкции – стеновые панели и панели остекления, монтируемые на фахверковые колонны.

Были произведены расчеты по I и II группам предельных состояний плиты оболочки (проверка на устойчивость, расчет по прочности, в т.ч. угловых зон, расчет по деформациям), контурных ригелей, в т.ч. их стыка (в стадиях эксплуатации и монтажа); цилиндрической панели (в стадиях изготовления, транспортирования и монтажа); колонн (в стадии эксплуатации). Целью расчетов являлось определение требуемого количества арматуры в элементах оболочек. При этом в случае применения как тяжелого бетона, так и ВПБ, если позволяли конструктивные требования, менялась толщина полки панелей, высота их продольных и поперечных ребер, а также толщина набетонки. Расчет всех элементов, за исключением колонн, выполнялся инженерным способом по методике [2–4]. Плотность тяжелого бетона, его прочностные и деформативные характеристики принимались по [4], а прочностные и деформативные характеристики ВПБ – по результатам опытов кафедры ТСМиК КГАСУ. Прочностные и деформативные арматуры принимались по [4]. Армирование колонн принималось по результатам расчета в ПК с учетом конструктивных требований. По результатам расчетов было выполнено конструирование элементов оболочек.

Для каждой рассчитанной оболочки были определены технико-экономические показатели по расходу материалов (бетона и арматуры) и их стоимости, в том числе общей, применительно к г. Казань и выполнено их сравнение для случаев изготовления оболочек из тяжелого бетона и ВПБ. Состав тяжелого бетона и ВПБ различных классов был принят по результатам разработок на кафедре ТСМиК КГАСУ.

Монолитные оболочки. Был произведен расчет и конструирование отдельностоящих монолитных оболочек с размерами в плане 24 x 24 м, 48 x 48 м, 60 x 60 м, 72 x 72 м, 84 x 84 м из тяжелого бетона классов В25, В40, В60, В80 и ВПБ классов В60 и В80.

Оболочки состояли из собственно оболочки (плиты), контурных брусьев и колонн. Геометрические параметры оболочек и их элементов принимались согласно рекомендациям норм и исходя из опыта практики проектирования. В частности, толщина оболочек в коньке назначалась из условия обеспечения их устойчивости. Шаг колонн принимался равным 12м. Вся продольная арматура – обычная класса А500С, класс поперечной и конструктивной арматуры – А240С.

Расчет, состоявший в определении требуемого количества арматуры, выполнялся в ПК ЛИРА-САПР с приложением ветровой и различных схем снеговой нагрузки. Схема армирования контурных брусьев и колонн, на основании анализа эпюр действующих в них усилий, принималась симметричной. Схема армирования плиты назначалась в соответствии с общезвестными рекомендациями и состояла в общем случае из арматуры 4-х типов.

При изготовлении оболочки из тяжелого бетона их армирование принималось по результатам расчета ПК, «настроенного» на [4], а при изготовлении их из ВПБ армирование определялось следующим образом. Так как деформативные и прочностные характеристики ВПБ и тя-

желого бетона одинаковых классов отличаются, то поэтому они задавались в ПК напрямую. Это возможно было осуществить только при «настройке» ПК на ныне не действующий СНиП 2.03.01-84*, в котором методика расчета продольной арматуры по I группе предельных состояний идентична методике [4], а методика расчета поперечной арматуры и расчета по трещиностойкости отлична. Кроме того, значения R_s , \bar{R}_{sc} и R_{sw} в СНиП 2.03.01-84* и [4] немного отличаются. Поэтому при определении арматуры непосредственно в плите и контурном брусе вначале производилась корректировка требуемой продольной арматуры по значениям R_s и R_{sc} , затем вручную производился расчет по трещиностойкости на усилия, полученные в ПК. Расчет поперечной арматуры выполнялся вручную по методике [4]. Подбор продольной и поперечной арматуры в колоннах выполнялся на основе результатов, выданных ПК ЛИРА-САПР, с учетом корректировки значений R_s , R_{sc} и R_{sw} и конструктивных требований.

Конструирование элементов оболочки было произведено в соответствии с требуемым в них количеством арматуры и конструктивными требованиями норм.

Результаты. Проведенные исследования позволяют сделать вывод о том, что применение высокопрочного песчаного бетона (ВПБ) классов В60 и В80 по сравнению с тяжелым при возведении рассмотренных в статье оболочек позволяет получить значительный экономический эффект. А, именно, уменьшить расход стали (до 36,0% в сборных оболочках и до 43,0% в монолитных), бетона (до 11,3% в сборных оболочках и до 12,9% в монолитных) и общую стоимость материалов (до 27,0% в сборных оболочках и до 29,4% в монолитных). Использование ВПБ позволяет снизить массу конструктивных элементов (на 13,0% в сборных оболочках и на 20,8% в монолитных), что ведет к снижению нагрузки на фундаменты.

Заключение. Применение высокопрочного песчаного бетона (ВПБ) является альтернативой щебеночному. В научно-технической литературе отсутствуют сведения о проектировании из него пологих оболочек положительной гауссовой кривизны.

Проведенные исследования показали, что применение ВПБ классов В60 и В80 по сравнению с тяжелым при возведении рассмотренных в статье оболочек позволяет получить значительный экономический эффект, приведенный в разделе «Результаты». В связи с этим можно сделать вывод, что полученные результаты обладают новизной, а результаты проведенных исследований могут быть рекомендованы к применению в практике строительства.

Список литературы:

1. Пособие по проектированию железобетонных пространственных конструкций покрытий и перекрытий (к СП 52-117-2008* «Железобетонные пространственные конструкции покрытий и перекрытий. Правила проектирования»).
2. СП 387.1325800 «Железобетонные пространственные конструкции покрытий и перекрытий. Правила проектирования» (с изменением №1).

3. Палагин Н.Г. Расчет сборной железобетонной пологой оболочки положительной гауссовой кривизны: учебно-методическое пособие / Н.Г. Палагин. – Казань: Изд-во Казанск. гос. архитектур.-строит. ун-та, 2016. – 118 с.

4. СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения» (с изменением №1).

Палагин Николай Григорьевич, канд. техн. наук, доцент кафедры железобетонных и каменных конструкций ФГБОУ ВО «Казанский государственный архитектурно-строительный университет», г. Казань, 420043, Зеленая, 1, e-mail: pal_nik11@mail.ru

Никитин Георгий Петрович, канд. техн. наук, доцент, заместитель генерального директора, главный конструктор АО «Казанский Гипрониавиапром», г. Казань, 420127, Дементьева, 1, e-mail: g.nikitin@gap-rt.ru

Садрутдинова Айсылу Рустамовна, магистрант кафедры железобетонных и каменных конструкций ФГБОУ ВО «Казанский государственный архитектурно-строительный университет», г. Казань, 420043, Зеленая, 1, e-mail: Aisylyu_2021@mail.ru

Palagin Nikolai Grigorievich, Associate Professor of the Department of Reinforced Concrete and Stone Structures, Kazan State University of Architecture and Civil Engineering, Kazan, 420043, Zelenaya, 1, e-mail: pal_nik11@mail.ru

Nikitin Georgy Petrovich, Ph.D., Associate Professor, Deputy General Director, Chief Designer of JSC "Kazan Giproniaviaprom", Kazan, 420127, Dementieva, 1, e-mail: g.nikitin@gap-rt.ru

Sadrutdinova Aisylyu Rustamovna, Master's student of the Department of Reinforced Concrete and Stone Structures FSBEI HE "Kazan State University of Architecture and Civil Engineering", Kazan, 420043, Zelenaya, 1, e-mail: Aisylyu_2021@mail.ru

Для цитирования:

Палагин Н.Г. Возведение пологих оболочек положительной гауссовой кривизны из высокопрочного песчаного бетона и его экономическая эффективность/ Н.Г. Палагин, Г.П. Никитин, А.Р. Садрутдинова // Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020: материалы V Международн. (XI Всерос.) конф. – Чебоксары. 2020. – С. 142–149.

Citation:

Palagin N.G. Erection of shallow shells of positive Gaussian curvature from high-strength sandy concrete and its economic efficiency / N.G. Palagin, G.P. Nikitin, A.R. Sadrutdinova // Construction and development: life cycle – 2020: materials of the V International (XI All-Russian) conference. – Cheboksary, 2020. – P. 142–149.

УДК 69.07

ВОЗВЕДЕНИЕ СПЛОШНЫХ КОЛОНН ОДНОЭТАЖНЫХ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ С МОСТОВЫМИ КРАНАМИ ИЗ ВЫСОКОПРОЧНОГО ПЕСЧАНОГО БЕТОНА И ЕГО ЭКОНОМИЧЕСКАЯ ЭФФЕКТИВНОСТЬ

Палагин Н.Г.

ФГБОУ ВО «КГАСУ»

г. Казань, Россия

Никитин Г.П.

АО «Казанский Гипронефтепром»

г. Казань, Россия

Трунов А.Н.

ФГБОУ ВО «КГАСУ»

г. Казань, Россия

***Аннотация:** приводятся результаты исследований по определению экономической эффективности возведения сплошных колонн одноэтажных промышленных зданий с мостовыми кранами по серии 1.424.1-5 из высокопрочного песчаного бетона (ВПБ) классов В60 и В80 по сравнению с тяжелым бетоном классов В20...В80. Исследования показали, что применительно к г. Казань использование ВПБ по сравнению с тяжелым классов В20...В40 позволяет уменьшить, в зависимости от величины пролета, шага колонн, высоты этажа и грузоподъемности кранов, расход стали на 43,2 ... 71,5 % и общую стоимость материалов на 18,2...34,5 %.*

***Ключевые слова:** высокопрочный песчаный бетон, сплошные колонны одноэтажных промышленных зданий с мостовыми кранами, экономическая эффективность.*

CONSTRUCTION OF CONTINUOUS PILLARS OF SINGLE-STOREY INDUSTRIAL BUILDINGS WITH BRIDGE CRANES FROM HIGH-STRENGTH SAND CONCRETE AND ITS ECONOMIC EFFICIENCY

***Abstract:** are given the results of studies to determine the economic efficiency of designing solid columns of one-storey industrial buildings with bridge cranes according to the 1.424.1-5 series of high-strength sandy concrete (VPB) of B60 and B80 classes in comparison with heavy concrete of B20 ... B80 classes are presented. Studies have shown that in relation to Kazan, the use of VPB compared to the heavy one makes it possible to reduce, depending on the size of the span, the pitch of the columns, the height of the floor and the lifting capacity of the cranes, the steel consumption by 43.2 ... 71.5% and the total cost of materials by , 2 ... 34.5%.*

Keywords: *high-strength sandy concrete, solid columns of one-story industrial buildings with overhead cranes, economic efficiency.*

Введение. Изучение новых видов бетона всегда являлось актуальной задачей для многих ученых и исследователей в области строительства. Одно из перспективных направлений связано с получением и экономической эффективностью применения в железобетонных конструкциях высокопрочных песчаных бетонов (ВПБ).

Основные сведения о свойствах и применении ВПБ приведены в данном сборнике в статьях «Возведение длинных цилиндрических оболочек из высокопрочного песчаного бетона и его экономическая эффективность» (авторы – Н.Г. Палагин, Г.П. Никитин, А.Ф. Дульмиева) и «Возведение пологих оболочек положительной гауссовой кривизны из высокопрочного песчаного бетона и его экономическая эффективность» (авторы – Н.Г. Палагин, Г.П. Никитин, А.Р. Садрутдинова).

Целью исследований, результаты которых приводятся в настоящей статье, являлось выявление экономической эффективности возведения сплошных колонн одноэтажных промышленных зданий с мостовыми кранами из ВПБ классов В60 и В80 по сравнению с тяжелым бетоном классов В20...В80.

Материалы и методы. Рассмотрено двухпролетное промышленное здание пролетом $L = 24$ м, длиной 72 м (равной величине температурного блока) с шагом колонн $B = 12$ м. В качестве стропильной конструкции применена безраскосная ферма ФБ24Ш по серии 1.463.1-3/87, ребристые плиты покрытия 12 x 3 м – по серии 1.465.1-15 с приведенной толщиной 89,7 мм, стеновые панели – по серии 1.432-3, подкрановые балки – по серии 1.426.1-4. В каждом пролете расположено по 2 мостовых крана с режимом работы А3 по ГОСТ 34017-2016 (рис. 1).

Рассмотрено 2 крайних варианта высоты этажа ($H = 14,4$ м и $H = 8,4$ м) и грузоподъемности кранов ($Q = 32/5$ т и $Q = 10$ т). Предварительно был сделан теплотехнический расчет кровли и стенового ограждения. Сбор нагрузок выполнялся в соответствии с [1]. Тип местности – В. Класс сооружения – КС-2.

Определение усилий (изгибающих моментов M , продольных N и поперечных сил Q) в 4 расчетных сечениях колонн (у верха колонн, чуть выше верха подкрановой консоли, чуть ниже верха подкрановой консоли, на уровне обреза фундамента) можно выполнять двумя способами: по инженерной методике [2] и с помощью программного комплекса (ПК) «ЛИРА-САПР». Для выбора способа расчета было выполнено определение усилий в крайней и средней колоннах от загрузки всеми 15 возможными видами полных расчетных нагрузок (от собственного веса конструкций, снеговой, ветровой, крановой вертикальной и горизонтальной). При этом для определения усилий по инженерной методике была составлена программа расчета в ms Excel, тестирование которой показало полную сходимость с результатами ручного счета.

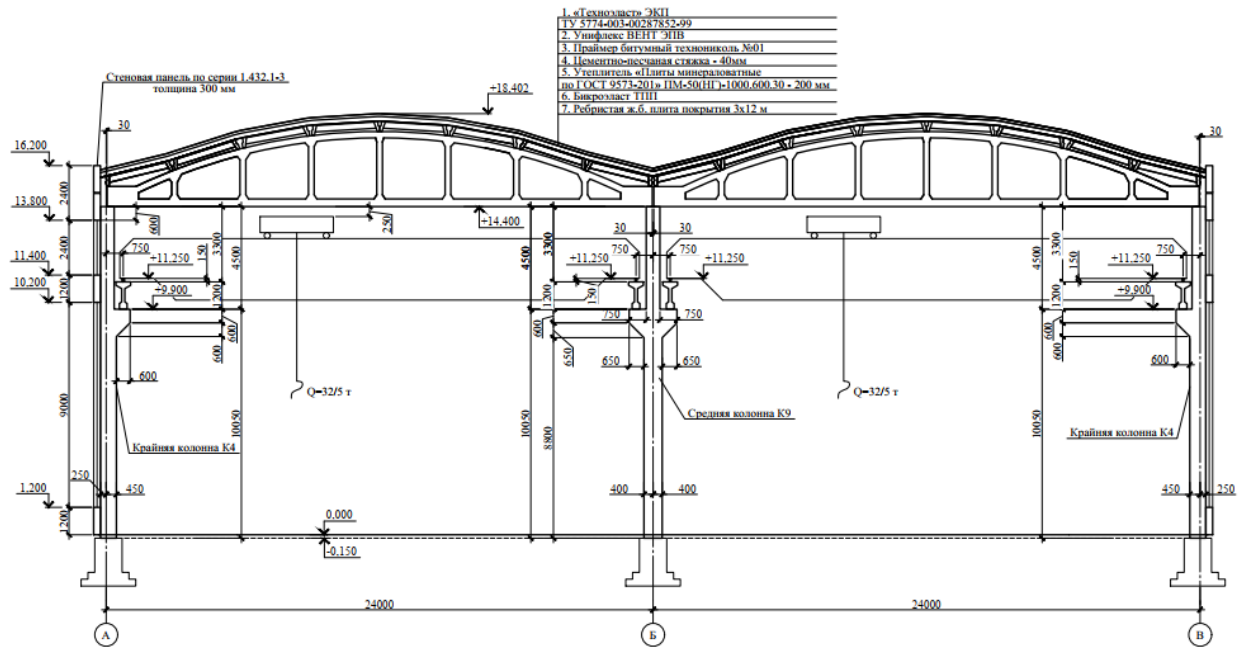


Рис. 1. Поперечный разрез одноэтажного промышленного здания с мостовыми кранами

Сравнение усилий, полученных инженерным способом и с помощью ПК «ЛИРА-САПР», во всех случаях показало сходимость значений продольных сил. Сходимость значений изгибающих моментов наблюдалась в загрузениях ветровой нагрузкой и горизонтальной крановой. В остальных случаях имелись значительные или незначительные расхождения.

В качестве основного способа был выбран инженерный. С его помощью были определены усилия также от полных нормативных нагрузок и от длительной части полных расчетных и нормативных нагрузок. Всего определялись усилия от всех 27 возможных видов полных (расчетных и нормативных) нагрузок и их длительных частей, что отсутствует в отечественной литературе.

При составлении расчетных сочетаний усилий в расчетных сечениях колонн, согласно [2], рассматривались следующие сочетания: 1) $M_{max} N$; 2) $M_{min} N$; 3) $N_{max} M_{max} (M_{min})$; 4) $N_{min} M_{max} (M_{min})$. Правила выбора нагрузок и коэффициенты сочетаний ψ_{li} , ψ_{ii} и $\psi_{кр}$ принимались по [1].

На расчетные сочетаний усилий выполнены следующие расчеты колонн: 1) расчет по I группе предельных состояний: продольной арматуры ствола колонны в плоскости и из плоскости поперечной рамы; поперечной арматуры ствола колонны в плоскости поперечной рамы; продольной и поперечной арматуры консоли колонны; 2) расчет по II группе предельных состояний: по образованию и раскрытию нормальных трещин.

В соответствии с [3] и [4] были составлены блок-схемы и соответствующие им программы расчета в ms Excel, по которым были выполнены расчеты для указанных выше вариантов объемно-планировочного решения зданий и грузоподъемности кранов для классов обычного тяжелого бетона В20, В30, В40, В60 и В80 и ВПБ классов ВПБ60 и ВПБ80 (всего 56 случаев).

Расчет продольной арматуры ствола крайних и средних колонн был выполнен по формулам симметричного и несимметричного армирования независимо от соотношения величин разнонаправленных изгибающих моментов. Было выявлено, что при разнице указанных моментов по абсолютной величине более 25% расчет по методике несимметричного армирования дает меньшую на 10...50% площадь арматуры, чем по методике симметричного армирования. При разнице моментов не более 25% расчеты по обоим методикам дают близкие значения площадей. В принципе, это подтверждает то, что говорится в имеющейся литературе, только в последней не указывается на близость значений площадей, полученных при расчете по методикам симметричного и несимметричного армирования для второго случая, а просто констатируется, что расчет следует выполнять по методике симметричного армирования.

Интересным фактом явилось то, что во всех рассмотренных случаях прочность ствола колонны по наклонному сечению обеспечивалась за счет только прочности бетона, а требования по трещиностойкости всегда выполнялись при количестве арматуры, установленной из расчета по I группе предельных состояний. В то же время, для обеспечения прочности нормальных сечений из плоскости поперечной рамы иногда приходилось увеличивать количество продольной арматуры, определенной расчетом в плоскости рамы. Прочность консолей по наклонным сечениям во всех случаях обеспечивалась одним бетоном.

В результате расчета было определено количество продольной и поперечной арматуры ствола и консоли колонны. При учете расхода арматуры учитывались также изделия, принятые без расчета: закладные изделия,

сетки оголовка колонн и детали. Класс продольной арматуры принимался А500С, поперечной и конструктивной – В500С, уголкового и листового прокат - из стали С245. Состав тяжелого бетона и ВПБ, а также стоимость материалов для их изготовления были приняты по разработкам кафедры ТСМиК КГАСУ. Стоимость арматуры и стального проката принята по данным проектной организации ООО «ВОЛГАНЕФТЕГАЗПРОЕКТ» (г. Казань).

Результаты. Графики зависимостей расхода стали и стоимости материалов в крайней К4 и средней К9 колоннах [5] для рассмотренных случаев приведены на рис. 2–5.

Сравнение технико-экономических показателей крайних и средних колонн из тяжелого бетона классов В20...В80 и ВПБ60 и ВПБ80 показало следующее:

- увеличение класса тяжелого бетона с В20...В40 до В60...В80 снижает общую стоимость материалов на 18,8...33,3%. Исключением является случай при $H_n=8,4\text{м}$ и $Q=10\text{т}$, при котором экономия составила 2,6%;
- применение высокопрочного песчаного бетона классов ВПБ60 и ВПБ80 по сравнению с тяжелым бетоном классов В20...В40, используемым в типовой серии 1.426.1-4, дает экономию материалов в 18,2...34,5%. Исключением явился случай при $H_n=8,4\text{м}$ и $Q=10\text{т}$, для которого экономия составила 1,9%;

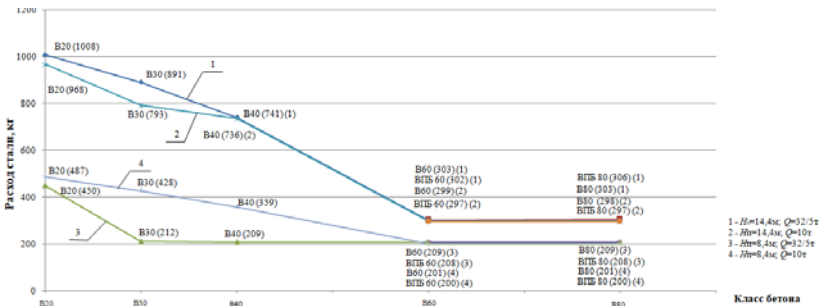


Рис. 2. Графики зависимости расхода стали в крайней колонне К4 от вида и класса бетона при L = 24 м, B = 12 м, кг

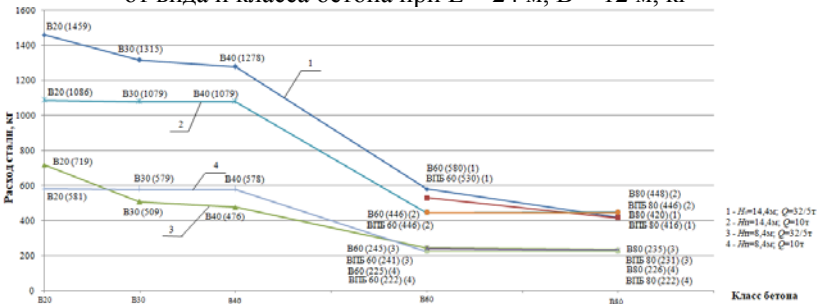


Рис. 3. Графики зависимости расхода стали в средней колонне К9 от вида и класса бетона при L = 24 м, B = 12 м, кг

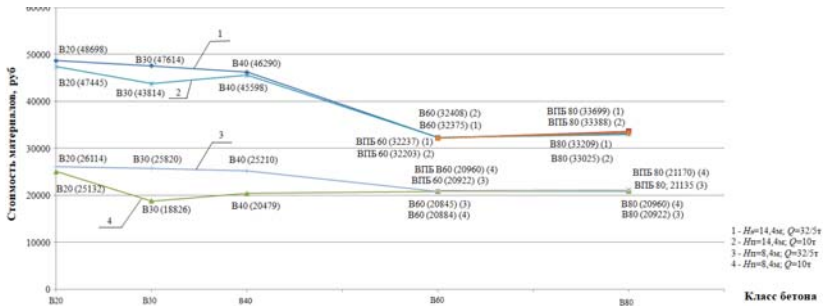


Рис. 4. Графики зависимости стоимости материалов крайней колонны K4 от вида и класса бетона при $L = 24$ м, $B = 12$ м, руб.

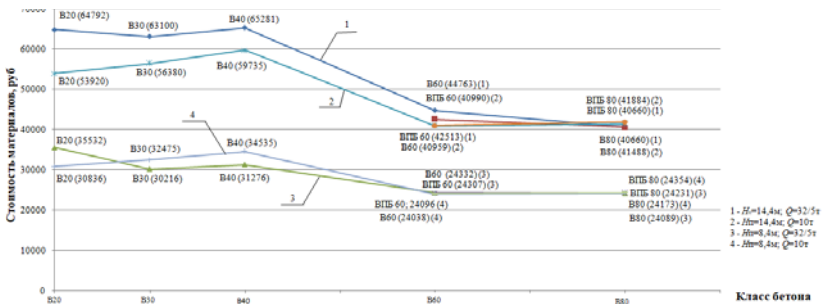


Рис. 5. Графики зависимости стоимости материалов средней колонны K9 от вида и класса бетона при $L = 24$ м, $B = 12$ м, руб.

- стоимость материалов при изготовлении колонн из тяжелого бетона классов В60, В80 и ВПБ этих же классов практически одинакова;
- с увеличением класса тяжелого бетона с В20 до В60 расход стали, как правило, снижается. При классах тяжелого бетона В60 и В80 расход стали, как правило, одинаков;
- при высокопрочном песчаном бетоне классов ВПБ60 и ВПБ80 расход стали, как правило, одинаков и равен расходу стали при тяжелом бетоне тех же классов;
- применение высокопрочного песчаного бетона классов ВПБ60 и ВПБ80 по сравнению с тяжелым бетоном классов В20...В40 снижает расход стали на 43,2–71,5%.

Заключение. Применение высокопрочного песчаного бетона (ВПБ) является альтернативой щебеночному. В научно-технической литературе отсутствуют сведения о проектировании из него сплошных колонн одноэтажных промышленных зданий с мостовыми кранами.

Выполненные исследования показали, что применение ВПБ классов В60 и В80 по сравнению с тяжелым бетоном классов В20...В40, применяемым в типовой серии 1.424.1-5, при возведении указанных колонн позволяет получить значительный экономический эффект, приведенный в разделе «Ре-

зультаты». В связи с этим можно сделать вывод, что полученные результаты обладают новизной и могут быть рекомендованы к применению в практике строительства.

Список литературы:

1. СП 20.13330.2016 «СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия» (с изменениями №1, №2).
2. СП 355.1325800.2017 «Конструкции каркасные железобетонные сборные одноэтажных зданий производственного назначения. Правила проектирования».
3. СП 63.133302018 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения» (с изменением №1).
4. Методическое пособие «Расчет железобетонных конструкций без предварительно напряженной арматуры» (к СП 63.13330.2012). – М., 2015. – 281 с.
5. Палагин Н.Г. Конструирование железобетонных колонн сплошного прямоугольного сечения: учебно-методическое пособие / Н.Г. Палагин. – Казань: Изд-во Казанск. гос.архит.-строит. ун-та, 2017. – 53 с.

Палагин Николай Григорьевич, канд. техн. наук, доцент кафедры железобетонных и каменных конструкций ФГБОУ ВО «Казанский государственный архитектурно-строительный университет», г. Казань, 420043, Зеленая, 1, e-mail: pal_nik11@mail.ru

Никитин Георгий Петрович, канд. техн. наук, доцент, заместитель генерального директора, главный конструктор АО «Казанский Гипрониавиапром», г. Казань, 420127, Дементьева, 1, e-mail: g.nikitin@gap-rt.ru

Трунов Алексей Николаевич, магистрант кафедры железобетонных и каменных конструкций ФГБОУ ВО «Казанский государственный архитектурно-строительный университет», г. Казань, 420043, Зеленая, 1, e-mail: walk210796@gmail.com

Palagin Nikolai Grigorievich, Associate Professor of the Department of Reinforced Concrete and Stone Structures, Kazan State University of Architecture and Civil Engineering, Kazan, 420043, Zelenaya, 1, e-mail: pal_nik11@mail.ru

Nikitin Georgy Petrovich, Ph.D., Associate Professor, Deputy General Director, Chief Designer of JSC "Kazan Giproiiiaviaprom", Kazan, 420127, Dementieva, 1, e-mail: g.nikitin@gap-rt.ru

Trunov Alexey Nikolaevich, Master's student of the Department of Reinforced Concrete and Stone Structures FSBEI HE "Kazan State University of Architecture and Civil Engineering", Kazan, 420043, Zelenaya, 1, e-mail: walk210796@gmail.com

Для цитирования:

Палагин Н.Г. Возведение сплошных колонн одноэтажных промышленных зданий с мостовыми кранами из высокопрочного песчаного бетона и его экономическая эффективность / Н.Г. Палагин, Г.П. Никитин, А.Н. Трунов // Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020: материалы V Междунар. (XI Всерос.) конф. – Чебоксары, 2020. – С. 150–156.

Citation:

Palagin N.G. Construction of solid columns of one-story industrial buildings with bridge cranes made of high-strength sandy concrete and its economic efficiency / N.G. Palagin, G.P. Nikitin, A.N. Trunov // Construction and development: life cycle – 2020: materials of the V International (XI All-Russian) conference. – Cheboksary, 2020. – P. 150–156.

УДК 69.04

К РАСЧЕТУ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ НА ПОПЕРЕЧНЫЕ СИЛЫ И ПРОДАВЛИВАНИЕ

Пекин Д.А.

Институт строительства и архитектуры
Национального исследовательского Московского
государственного строительного университета
г. Москва

Аннотация: рассмотрены нормативные методики расчета железобетонных плит на действие поперечных сил и продавливание. Выполнен анализ предпосылок, допущений и предложений по совершенствованию принятых подходов на примере различных теоретических и экспериментальных исследований.

Предложены альтернативные направления по развитию методики расчета железобетонных плит на действие поперечных сил и продавливание.

Ключевые слова: железобетонные плиты, поперечные силы, продавливание, расчет плит по наклонным сечениям, расчет плит на продавливание, механизм хрупкого разрушения

ABOUT SHEAR FORCE AND PUNCHING ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE SLABS

Abstract: regulatory calculation procedure of reinforced concrete slabs for the action of shear force and punching are considered.

The analysis of prerequisites, assumptions and suggestions for improving the accepted approaches is carried out on the example of various theoretical and experimental research.

Alternative directions for the development of methods for calculating reinforced concrete slabs for the action of shear force and punching are proposed.

Keywords: reinforcing concrete slabs, shear force, punching shear mechanism, shear force and punching analysis, catastrophic failure.

Вопросами расчета железобетонных плит на поперечные силы и продавливание занимались ведущие отечественные специалисты как в советский период, так и в настоящее время. С учетом фактической последовательности развития теории железобетона, методов расчета и внедрения конструктивных решений первоначальное внимание в большей степени уделялось стержневым элементам. В этой связи, а также благодаря относительно небольшому объемам строительства из монолитного железобетона до начала 90-х годов прошлого века, для расчета плит на действие поперечных сил использовались допущения и методика на основе стержневой аналогии или выполнялся только расчет на продавливание [1].

В НИИЖБ проводились специальные экспериментальные исследования [2] для сравнения механизмов разрушения по наклонному сечению и от продавливания, а также поиска переходных форм, позволяющих выработать критерии применения методики расчета на действие поперечных

сил или продавливание. Испытывались образцы, опёртые по двум сторонам на пролете 1,4 м, высотой 300 мм, с грузовой площадкой 200×200 мм в середине пролета (т. о. пролет среза составлял 0,6 м), при варьировании их ширины кратно габариту грузовой площадки – 200 (ПІ-1а), 3×200 (ПІ-2а), 5×200 (ПІ-3а) и 7×200 (ПІ-4а) мм, а также контрольные образцы с габаритами $1,4 \times 1,4 \times 0,3$ (h) м (ПІ-5а), опёртые по 4-м сторонам, для реализации чистого продавливания (маркировка образцов, указанная в скобках, приведена на фотографиях на рис. 1). По итогам этой исследовательской работы не рассматривался важный вопрос о схожести механизмов разрушения по поперечной силе и от продавливания, несмотря на полученные в процессе экспериментов результаты:

1. Игнорировалось образование и развитие главных наклонных трещин в образцах с габаритами в плане близкими к квадратным, в которых реализовался механизм продавливания;

2. Не возникло предложений по совершенствованию методики расчета на продавливание, которая тогда и сейчас не учитывает образование и развитие главных наклонных трещин;

3. Не учитывалось влияние изгиба образцов и изменение высоты сжатой зоны бетона как на боковых гранях образцов, так и по ширине поперечного сечения при увеличении его ширины (высота сжатой зоны бетона по ширине образцов меняется, увеличиваясь от середины сечения к краям).

На следующем рисунке показаны фотографии образцов после разрушения, демонстрирующие особенности образования и раскрытия нормальных и наклонных трещин на свободных боковых гранях элементов за исключением образца ПІ-5а, который имел опору.

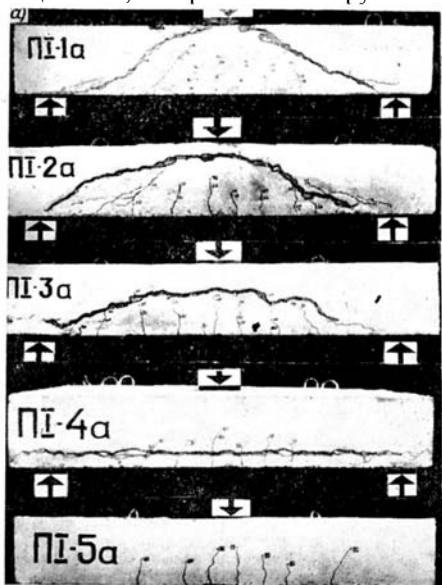


Рис. 1. Характер разрушения образцов

Следует отдельно отметить противоречие в картине образования и раскрытия трещин на боковой грани для образца ПП-5а, показанном на рис. 1, который в описании [2] указан как опёртый по четырем сторонам, но при этом имеющий развитые нормальные трещины на боковой поверхности, характерные опиранию образца только по двум сторонам (при опирании по контуру такие нормальные трещины на боковых гранях не могут образоваться, особенно по середине пролета, см. рис. 2). Возможно, данный образец также испытывался с опиранием по двум сторонам или вставлена другая фотография или это могло быть вызвано другими причинами, связанными с испытательным стендом.

В современных строительных нормах методика расчета плит на действие поперечных сил появилась относительно недавно и сразу вызвала много вопросов у проектировщиков и разработчиков программ для расчета строительных конструкций, поскольку по результатам расчета существенно увеличилось требуемое количество поперечной арматуры. Расчет плит на действие поперечных сил согласно п. 8.1.55 СП 63.13330 следует выполнять по формуле:

$$\frac{Q_x}{Q_{x,ult}} + \frac{Q_y}{Q_{y,ult}} \leq 1 \quad (1.1)$$

где Q_x и Q_y – поперечные силы, действующие по боковым сторонам плоского выделенного элемента;

$Q_{x,ult}$ и $Q_{y,ult}$ – предельные поперечные силы, воспринимаемые плоским выделенным элементом и вычисляемые по формуле:

$$Q_{ult} = Q_b + Q_{sw} \quad (2.1)$$

где Q_b и Q_{sw} – предельные поперечные силы, воспринимаемые соответственно бетоном и поперечной арматурой и определяемые по формулам:

$$Q_b = 0,5 R_{bt} b h_0 \quad (2.2)$$

$$Q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_w} h_0 \quad (2.3)$$

где b и h_0 – ширина и рабочая высота сечения, соответственно;

A_{sw} и s_w – площадь поперечной арматуры расположенной в одном нормальном сечении и шаг этих рядов, соответственно;

R_{bt} и R_{sw} – сопротивление бетона и поперечной арматуры растяжению, соответственно.

Ранее без учета этого требования расчет на действие поперечных сил выполнялся по аналогии со стержнями и для каждого направления в отдельности, т. е. каждое слагаемое в левой части выражения (1.1) не должно было превышать единицы. До введения в действия норм СП 63.13330.2012 в нашей стране были реализованы миллионы квадратных метров монолитных железобетонных безбалочных перекрытий и фундаментных плит, которые с учетом данных требований могут уже не удовлетворять первому предельному состоянию, и в случае необходимости реконструкции зданий или сооружений, даже при не связанных или несущественных для плит изменений, могут потребовать усиления для обеспечения этого требования норм.

Если провести анализ данной формулы на основе частного случая при равенстве $Q_{x,ult} = Q_{y,ult} = Q_{ult}$ и $Q_x = Q_y = Q$ получим:

$$\frac{Q_x}{Q_{ult}} + \frac{Q_y}{Q_{ult}} = \frac{Q_x + Q_y}{Q_{ult}} = \frac{2Q}{Q_{ult}} \leq 1 \quad (1.2)$$

Следовательно, в данном случае предельная поперечная сила, воспринимаемая плоским выделенным элементом, должна быть больше удвоенной поперечной силы, действующей по боковой стороне элемента в любом из направлений, что приводит к возникновению двукратного запаса несущей способности относительно рассмотрения по отдельным направлениям. Очевидно, что данное требование совместно с эмпирическим подходом в определении предельной силы по бетону по формуле (2.2), которая заимствована и всего лишь допускается при расчете стержней, приводит к несоответствию физической природе механизма разрушения по поперечной силе и неоправданному резерву несущей способности, прошедшего проверку временем.

Другое предложение по расчету железобетонных плит монолитных каркасов многоэтажных гражданских зданий на действие поперечных сил на с. 24 [3] приводит к менее значительному резерву несущей способности:

$$\left(\frac{Q_x}{Q_{x,ult}} \right)^2 + \left(\frac{Q_y}{Q_{y,ult}} \right)^2 \leq 1, \quad (1.3)$$

поскольку отношения в скобках должны быть меньше единицы и возведение их в квадрат уменьшает значение суммы. После аналогичных преобразований данной формулы для рассмотрения частного случая $Q_{x,ult} = Q_{y,ult} = Q_{ult}$ и $Q_x = Q_y = Q$ получим:

$$\left(\frac{Q_x}{Q_{ult}} \right)^2 + \left(\frac{Q_y}{Q_{ult}} \right)^2 = \frac{Q_x^2 + Q_y^2}{Q_{ult}^2} = \frac{2Q^2}{Q_{ult}^2} \leq 1 \quad (1.4)$$

Следовательно, в этом случае квадрат предельной поперечной силы, воспринимаемой плоским выделенным элементом, должен быть больше удвоенного квадрата поперечной силы, действующей по боковой стороне элемента в любом из направлений, что приводит к возникновению запаса несущей способности, равного 41% (квадратный корень из 2 равен ~1,41) относительно рассмотрения по отдельным направлениям.

Кроме того, следует отметить, что фор. (1.3) ранее использовалась для расчета на действие поперечных сил косо-изгибаемых (подверженных изгибу в плоскости не параллельной осям симметрии поперечного сечения) стержневых железобетонных элементов прямоугольного сечения согласно п. 7.39 СНиП II-V.1-62. И таким образом, при расчете одного наклонного сечения учитывались горизонтальные и вертикальные поперечные стержни (или сегменты хомута) для определения предельных поперечных сил по арматуре в двух направлениях $Q_{sw,x}$ и $Q_{sw,y}$. При этом поперечные силы Q_x и Q_y действуют в одном сечении в отличие от плит. И этот нюанс, очевидно, противоречит физическому смыслу и тем результатам испытаний, на основе которых было предложено использовать дан-

ный подход для расчета косо-изгибаемых элементов прямоугольного сечения, что не позволяет однозначно определить возможность применения этой формулы для расчета железобетонных плит.

В этой связи, можно согласиться с предложением [4] по учету результирующей поперечных сил в элементе и необходимости рассмотрения поперечной арматуры, распределенной на площади рассчитываемого элемента (одного количества арматуры для двух направлений), что приводит к следующим преобразованиям фор. (1.1):

$$\frac{\sqrt{Q_x^2 + Q_y^2}}{Q_{ult,min}} \leq 1 \quad (1.5)$$

где $Q_{ult,min}$ – минимальная из предельных поперечных сил, воспринимаемых плоским выделенным элементом и вычисляемая по фор. (2.1).

Или с учетом результирующей бетона по двум направлениям и общего количества поперечной арматуры:

$$\frac{\sqrt{Q_x^2 + Q_y^2}}{\sqrt{Q_{bx}^2 + Q_{by}^2} + Q_{sw}} \leq 1 \quad (1.6)$$

где Q_{bx} и Q_{by} – предельные поперечные силы, воспринимаемые бетоном по направлениям x и y , соответственно;

Q_{sw} – несущая способность по поперечной арматуре:

$$Q_{sw} = R_{sw} A_{sw} h_0 \quad (2.4)$$

где h_0 – рабочая высота сечения;

A_{sw} – общая площадь поперечной арматуры, расположенной в элементе.

Следует отметить, что в СНиП 2.03.01-84* и Еврокод 2 требования и специальные методики расчета именно для железобетонных плит на действие поперечных сил отсутствуют. И согласно п. 5.26 СНиП 2.03.01-84* в сплошных плитах независимо от высоты допускается не устанавливать поперечную арматуру, при обеспечении требований расчета согласно указаний п. 3.32 (расчет железобетонных элементов без поперечной арматуры на действие поперечной силы для обеспечения прочности по наклонной трещине), за исключением зон, в которых возможна реализация продавливания. Аналогичная ситуация и в Еврокод 2.

Современные теоретические исследования и предложения по совершенствованию методики расчета на продавливание [5; 6], также продолжают традиционное направление и используют классические допущения при расчете на продавливание в виде отсутствия главных наклонных трещин и возможности равномерного распределения сдвигающих усилий по наклонной грани пирамиды продавливания, что приводит с следующим противоречиям:

1. При определении несущей способности на продавливание выполняется суммирование несущей способности по бетону на I стадии НДС (в отсутствии трещин) и несущей способности по поперечной арматуре на III стадии НДС (с наличием трещин);

2. Допущение о равномерном распределении напряжений сдвига по наклонным граням пирамиды продавливания имеет некоторые ограничения, поскольку относительные деформации удлинения бетона крайне малы, и не позволяют на практике развиваться такому равномерному распределению напряжений.

Предложенный подход с учетом принятых допущений может быть справедливым только для отдельных случаев, например, для бетонных конструкций, где изгибными напряжениями в силу их малости можно пренебречь, или в предварительно напряженных железобетонных конструкциях при отсутствии нормальных и наклонных трещин.

Анализ нормативных методик расчета на продавливание согласно СНиП 2.03.01-84*, СП 63.13330.2012 и Еврокод 2 с учетом полученных экспериментальных данных и предложение по развитию методики опубликованы в статье [7]. По результатам испытаний установлено, что угол наклона пирамиды продавливания (главной наклонной трещины) составил около 20° и нормальные трещины на боковых поверхностях (в отличие от ПП-5а, показанном на рис. 1) не образовывались, в силу невозможности изгиба элемента непосредственно на опорном контуре.



Рис. 2. Образец в [7] после разрушения от продавливания. Вид сбоку

Для проведения испытаний [7] был изготовлен опорный контур с габаритами в плане $2,16 \times 2,16 \times 0,24$ (h) м из спаренного швеллера №24 коробчатого поперечного сечения. Опорный контур был установлен на 8 стоек высотой 1,2 м, опирающихся на силовой пол. Образец плиты был установлен на ц/п раствор с длиной опирания 100 мм по опорному контуру. Нагружение осуществлялось через нагрузочную плиту 4 гидравлическими силовозбудителями от общего коллектора, способными создавать усилие по 1000 кН каждый. Общая масса оснастки, приложенная до начала эксперимента, составила 80 кН. Далее нагрузка, прикладываемая к фрагменту плиты через колонну, изменялась ступенчато, увеличиваясь на 200 кН с интервалом 20 мин., непосредственно до момента разрушения.

При изготовлении фрагмента плиты использовался тяжелый бетон класса В30 и арматура класса А500С $18\text{Ø}12$ мм с шагом 100 мм в двух направлениях в нижней зоне на расстоянии от центра 1 ряда арматуры до грани плиты, равного 25 мм. Габаритные размеры фрагмента плиты – $2,0 \times 2,0 \times 0,24$ (h) м. Оголовок колонны был выполнен в виде куба с размером стороны 0,5 м и конструктивным армированием продольной ($4\text{Ø}16$ мм) и поперечной арматурой ($5\text{Ø}8$ мм с шагом 100 мм).

Интересно отметить общую закономерность по результатам испытаний балок и плит без поперечного армирования в [2] и [7], связанную с образованием главных наклонных трещин от опор на растянутых гранях до грузовых площадок на сжатых гранях образцов с углом наклона существенно меньшим 45° . Кроме того, важный не отмеченный ранее нюанс по результатам наблюдения за разрушением образца в [7] на рис. 3 – это выход главных наклонных трещин на растянутую горизонтальную поверхность у противоположных опор в направлении продольной арматуры, расположенной с меньшим защитным слоем бетона, и отсутствие аналогичных трещин такого раскрытия на растянутой поверхности в перпендикулярном направлении, что связано с работой гидравлической системы нагружения и почти мгновенным обнулением давления (внешней нагрузки) при разрушении образца.



Рис. 3. Образец в [7] после разрушения. Растянутая грань

В данном случае после перехода в пластическую стадию работы конструкции, когда большинство стержней двух направлений перестают сопротивляться внешней нагрузке и фиксируется существенный прирост прогибов, начинает оказывать влияние фактор размещения арматуры по толщине – чем ближе продольная арматура к растянутой грани плиты, тем больше она изгибается (искривляется) вблизи опоры и при возникновении точки перегиба в арматуре или некоторого угла поворота сечения начинает провоцировать скол бетона за счет возникновения реактивного давления арматуры и выход главных наклонных трещин на растянутую поверхность образца, что совместно с разрушением сжатой зоны бетона вокруг оголовка колонны (грузовой площадки) посредством среза (не обязательно в плоскости нормального сечения) приводит к образованию пирамиды продавливания.

Следует отметить, что большинство испытаний различных традиционных образцов на продавливание без поперечной арматуры проводились при практически равном соотношении пролета среза (длина горизонтальной проекции наклонной трещины) к высоте элементов, что приводило к образованию пирамиды продавливания под углом близким к 45° . Это свя-

зано с ограничением габаритов в плане испытываемых образцов возможностями лабораторного оборудования (4-х стоечных прессов). Но если была возможность испытать образцы больших габаритов в плане [2; 7], то угол наклона достигал 20° . Также очевидно, что при отсутствии изгиба образцов (при $h_0/c > 2$) или достаточности сопротивления бетона растягивающим напряжениям без образования трещин и отношении высоты элементов к пролету среза более единицы, угол наклона пирамиды продавливания будет превышать 45° и стремиться в пределе к 90° :

$$\lim_{h_0/c \rightarrow \infty} \varphi = 90^\circ \quad (3)$$

где c и φ – пролет среза и угол наклона, соответственно.

При этом для получения результатов, приближенных к данным экспериментов, необходимо вместо сопротивления бетона растяжению R_{bt} использовать сопротивление бетона срезу R_{bs} , которое достигает по разным оценкам до $2,5R_{bt}$ без учета бокового обжатия [8].

Другой аспект связан с вариантами нагружения железобетонных плит и их опиранием на вертикальные несущие конструкции. Очевидно, что в безбалочных перекрытиях с опиранием на колонны, пилоны или стены при действии равномерно распределенных по площади нагрузок (или близких к ним) и достаточной несущей способности на действие поперечных сил только по бетону, отсутствует необходимость расчета плит по поперечной силе вне опорных зон. И наоборот, в случае действия на перекрытие сосредоточенной нагрузки и достаточной несущей способности по поперечной силе только по бетону в месте ее приложения, отсутствует необходимость проверки прочности на опорах. Схожие утверждения относятся также и к фундаментам плитам. Несмотря на всю свою очевидность это конечно требует строгого доказательства. На примере плиты перекрытия, равномерно распределенной нагрузки и одинаковых размерах элементов в плане:

1. Дано:

q – расчетная равномерно распределенная нагрузка;

A_i – площадь i -го элемента перекрытия;

R_j – реакция в j -й вертикальной опоре;

n – количество элементов плит перекрытий;

m – количество опор.

2. Составим уравнение равновесия действующих опорных реакций и вертикальных сил на вертикальную ось Z :

$$\sum Q_z = \sum_{i=1}^n qA_i + \sum_{j=1}^m R_j = 0 \quad (4.1)$$

3. Поскольку на практике количество элементов плит перекрытий всегда значительно больше количества опор:

$$n \gg m, \quad (4.2)$$

то с учетом равенства (4.1):

$$qA_i < R_j, \quad (4.3)$$

тогда согласно (4.3) при обеспечении несущей способности на действие поперечных сил по бетону на опоре будет обеспечена прочность любого отдельно взятого элемента перекрытия, что и требовалось доказать.

Следует отметить также, что в реальных монолитных железобетонных безбалочных плитах при действии равномерно распределенных

нагрузок главные наклонные трещины могут образовываться под углом близким к 45° . Это подтверждается конкретным примером, показанном на рис. 4, аварийного разрушения плиты покрытия стилобатной части здания в месте сопряжения с колонной на объекте в Москве рядом с Павелецким вокзалом в 2009 году. Тогда на этапе разработки рабочей документации новой проектной организацией были внесены изменения в первоначальный проект, который прошел экспертизу, в виде исключения капителей и уменьшения сечения колонн, что привело к реализации механизма продавливания.

Данный аспект с большой вероятностью был известен авторам методики расчета железобетонных плит на продавливание и поэтому с учетом других экспериментальных исследований послужил основой для использования в нормах соответствующего угла наклона пирамиды. Но тем не менее, подобный подход с учетом большого разнообразия конструктивных решений не является универсальным, обладает рядом вышеперечисленных недостатков и требует дальнейшего развития.



Рис. 4. Плита покрытия стилобата после разрушения

В следующих публикациях на основе экспериментальных исследований [2; 7; 8] и предложений по совершенствованию методики расчета плит на продавливание в [7] будет проведен сравнительный анализ расчетов несущей способности на действие поперечных сил и продавливание для выработки единого и универсального подхода к расчету железобетонных плит.

Выводы

1. На основе анализа приведенных экспериментальных данных можно констатировать, что разрушение плит при действии поперечных сил и от продавливания имеет родственную природу и схожий механизм благодаря образованию и развитию главных наклонных трещин.

2. Нормативная методика расчета согласно требованиям п. 8.1.55 СП 63.13330.2018 на действие поперечных сил обладает существенным резервом по несущей способности и может приводить к необходимости усиления не затрагиваемых в процессе реконструкции зданий и сооружений железобетонных плит.

3. В сложившейся ситуации и текущих объемах строительства с применением монолитного железобетона создание единой и универсальной методики расчета железобетонных плит на действие поперечных сил и продавливание является актуальной задачей.

Список литературы:

1. Штаерман М.Я. Безбалочные перекрытия / М.Я. Штаерман, А.М. Ивянский. – М.: Гос. изд. литературы по строительству и архитектуре. 1953. – 335 с.
2. Гвоздев А.А. Переходные формы между разрушением по наклонному сечению и продавливанием / А.А. Гвоздев, А.С. Залесов, К.Е. Ермуханов // Бетон и Железобетон. – 1980. – №3. – С. 27–29.
3. Иванов А. Развитие теории и прикладных методов оценки силового сопротивления монолитных гражданских зданий с учетом нелинейности деформирования: автореф. дис. ... д-ра техн. наук / А. Иванов. – М., 2008. – 44 с.
4. Карпенко С.Н. О современных методах расчета высотных зданий из монолитного железобетона / С.Н. Карпенко // Высотные здания. – 2007. – №3. – С. 34–39.
5. Карпенко Н.И. К построению общей методики расчёта железобетонных плит на продавливание с учетом влияния моментов / Н.И. Карпенко, С.Н. Карпенко // Вестник МГСУ. – 2011. – №3. – С. 86–91.
6. Карпенко Н.И. Практическая методика расчета железобетонных плит на продавливание по различным схемам / Н.И. Карпенко, С.Н. Карпенко // Бетон и железобетон. – 2012. – №5. – С. 10–16.
7. Пекин Д.А. Влияние изгиба на механизм продавливания опорной зоны железобетонной плиты / Д.А. Пекин // Промышленное и гражданское строительство. – 2019. – №10. – С. 20–28.
8. Петров А.Н. Экспериментальное исследование бетона при нагружении сжатием и срезом / А.Н. Петров // Бетон и железобетон. – 1965. – №11. – С. 34–36.

Пекин Дмитрий Анатольевич, канд. техн. наук, доцент кафедры «Железобетонные и каменные конструкции» ИСА НИУ МГСУ, e-mail: dpekin@mail.ru

Dmitrii A. Pekin, Ph.D., Senior lecturer, The Reinforced Concrete and Stone Constructions Department of Moscow State University of Civil Engineering, e-mail: dpekin@mail.ru

Для цитирования:

Пекин Д.А. К расчету железобетонных плит на поперечные силы и продавливание // Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020: материалы V Междунар. (XI Всерос.) конф. – Чебоксары, 2020. – С. 157–166.

Pekin D.A. About shear force and punching analysis of reinforced concrete slabs / D.A. Pekin // Construction and development: life cycle – 2020: materials of the V International (XI All-Russian) conference. – Cheboksary, 2020. – P. 157–166.

УДК: 539.374.3

МОДЕЛИРОВАНИЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ АВТОЦИСТЕРН, ЗАПОЛНЕННЫХ СЫПУЧИМ МАТЕРИАЛОМ ПРИ ИЗГИБЕ

*Петров М.В.
Гоник Е.Г.*

ФГБОУ ВО «Чувашский государственный
университет им. И.Н. Ульянова»
г. Чебоксары, Россия

Аннотация: проведены эксперименты по исследованию потери устойчивости пустых и заполненных сыпучими материалами цилиндрических образцов при изгибе. Образцы были изготовлены по физическому и геометрическому подобию с большегабаритными автоцистернами для перевозки сыпучих материалов. По данным экспериментов были выполнены расчеты по определению критических нагрузок и напряжений. В статье даны результаты приближенного метода расчета оболочек на устойчивость при изгибе при разных граничных условиях.

Ключевые слова: оболочка, несущая способность, устойчивость, критическое напряжение, автоцистерна.

MODELING OF TANK TRUCKS' LIMIT LOAD FILLED WITH GRANULAR MATERIAL DURING BENDING

Abstract: experiments have been carried out to study the buckling of empty cylindrical specimens filled with bulk materials during bending. The samples were made in physical and geometric similarity with large-sized tankers for the transport of bulk materials. According to the experimental data, calculations were performed to determine the critical loads and stresses. The article presents the results of the approximate method of calculation of shells for bending stability under different boundary conditions.

Keywords: shell, bearing capacity, stability, critical stress, tank truck.

Введение

Автоцистерны применяются для перевозки на автомашинах различных сыпучих материалов (цемента, муки, зерна, сахара и т. д.). Они изготавливаются на различных заводах России и за рубежом.

Такими предприятиями являются ООО «СеверМолМаш» (г. Вологда), ООО «Геро» (г. Санкт-Петербург), ЗАО «Чебоксарское предприятие «Сеспель» (г. Чебоксары), машиностроительные заводы «Бонум» (г. Ростов-на-Дону), «Бецема» (г. Красногорск, Московская обл.), «Алексеевка ХимМаш» (Воронежская область), Tropper GmbH (Австрия), MAISONNEUVE group (Франция), Hendricks Fahrzeugwerke GmbH, SPITZER SILO FAHRZEUGE GmbH, Feldebinder Spezialfahrzeugwerke GmbH (Германия) и т. д.

Автоцистерны рис. 1 представляют собой тонкостенные цилиндрические оболочки диаметрами до 2500 мм, длиной до 16000 мм, толщиной стенки до 10 мм.

Цистерна на автомобиле закрепляется на опорах. Под действием массы груза она изгибается между опорами. При подъеме для выгрузки груза цистерна изгибается и может потерять устойчивость.

Устойчивость пустых цилиндрических оболочек экспериментально и теоретически исследовано во многих научных трудах [1–17]. Потеря устойчивости при изгибе тонкостенных оболочек, заполненных сыпучим материалом, рассмотрено в работах [18–24 и др.].

Чтобы не было потери устойчивости необходимы экспериментальные и теоретические исследования, математические модели для правильных расчетов геометрических размеров цистерны, удовлетворяющих условиям устойчивости при изгибе. Поэтому такие исследования являются актуальными.



Рис. 1. Автоцистерна для транспортировки жидких и сыпучих материалов

Несущую способность автоцистерны будем оценивать потерей устойчивости ее при изгибе. Целью работы является моделирование несущей способности автоцистерны, заполненной сыпучим материалом при изгибе и ее экспериментальное обоснование.

Экспериментальные исследования показывают, что потеря устойчивости происходит в упругой стадии работы материала. Поэтому для математического моделирования можно использовать принцип суперпозиции.

Расчетные соотношения

Для пустых тонкостенных оболочек критическое напряжение σ_{cr} при изгибе в работе [1] рекомендуется вычислять по формуле:

$$\sigma_{cr}^I = \kappa(L)E \frac{h}{R}, \quad (1)$$

где E – модуль упругости материала оболочки; h – толщина стенки; R – радиус образца. Коэффициент $\kappa(L)$ принимает значения 0,3 – для оболочек средней длины, 0,22 – для более длинных оболочек.

На устойчивость при изгибе тонкостенных оболочек, заполненных сыпучим материалом, дополнительно влияет весовая нагрузка и противодействие сыпучего материала образованию вмятин по аналогии с действием внутреннего давления.

Весовая нагрузка по длине оболочки распределяется равномерно q и максимальное сжимающее напряжение в зоне потери устойчивости вычисляется по зависимости [20; 22]:

$$\sigma_u = \frac{M}{W} \quad (2)$$

где M – изгибающий момент в поперечном сечении в месте потери устойчивости; W – осевой момент сопротивления оболочки.

Значение изгибающего момента зависит от условий закрепления оболочки. Например, для консольно закрепленной оболочки равен:

$$M = \frac{ql^2}{2}, \quad (3)$$

q – равномерно распределенная весовая нагрузка на оболочку, l – расстояние от свободного конца оболочки до места потери устойчивости.

Для оболочки, шарнирно закрепленной по концам:

$$M = \frac{ql^2}{8}, \quad (4)$$

где l – расстояние между шарнирными опорами.

Принимая материал идеально сыпучим, внутреннее гидростатическое давление вычисляется по формуле [25]:

$$P = \rho g H, \quad (5)$$

где ρ – насыпная плотность сыпучего материала, H – высота заполнителя, $g = 9,8 \text{ м/с}^2$.

Так как оболочка до потери устойчивости находится в безмоментном напряженном состоянии, давление сыпучего материала создает в месте потери устойчивости осевое напряжение равное [1]:

$$\sigma_p = \frac{PD}{4h} = \frac{PR}{2h} = \frac{\rho g HR}{2h}, \quad (6)$$

Используя принцип суперпозиции и соотношения (1–6) критическое напряжение равно:

$$\sigma_{cr} = \sigma_{cr}^l + \sigma_u + \sigma_p = k(l)E \frac{h}{R} + \frac{M}{W} + \frac{\rho g HR}{2h}, \quad (7)$$

Критический изгибающий момент M_{cr} в месте потери устойчивости равен:

$$M_{cr} = \sigma_{cr} \cdot W \quad (8)$$

Для консольно закрепленной цистерны, поперечная критическая сила равна:

$$Q_{cr} = \frac{M_{cr}}{l} \quad (9)$$

Если учесть весовую нагрузку, то:

$$Q_{cr} = F_{cr} + ql = \frac{M_{cr}}{l} \quad (10)$$

где F_{cr} – критическая сосредоточенная сила.

Из формулы (10) критическая сила равна:

$$F_{cr} = \frac{M_{cr}}{l} - ql \quad (11)$$

Допускаемая поперечная сила, с учетом коэффициента запаса «n» равна:

$$F = \frac{F_{cr}}{n}$$

Выражение (11) позволяет вычислять критическую длину цистерны для перевозки сыпучего материала:

$$Fl_{cr} = M_{cr} - ql^2$$

Отсюда

$$l_{cr} = \frac{-F + \sqrt{F^2 + 4qM_{cr}}}{2q} \quad (12)$$

Если цистерна закреплена на двух концевых шарнирных опорах, тогда критический изгибающий момент равен:

$$M_{cr} = R \frac{l}{2} - q_{cr} \frac{l^2}{8} = q_{cr} \frac{l^2}{4} - q_{cr} \frac{l^2}{8} = q_{cr} \frac{l^2}{8} = \sigma_{cr} \cdot W \quad (13)$$

где R – реакция опоры.

Из зависимости (13) критическая весовая нагрузка:

$$q_{cr} = \frac{8\sigma_{cr}W}{l^2} \quad (14)$$

Критическая длина цистерны:

$$l_{cr} = \sqrt{\frac{8\sigma_{cr}W}{q}} \quad (15)$$

Вывод

С использованием зависимостей (8–15) можно рассчитать для цистерны критические изгибающий момент, поперечную нагрузку, длину.

Список литературы:

1. Вольмир А.С. Устойчивость деформируемых систем / А.С. Вольмир. – М.: Наука, 1967. – 984 с.
2. Даревский В.М. Устойчивость консольной цилиндрической оболочки при изгибе поперечной силой с кручением и внутренним давлением // Расчет пространственных конструкций. – 1959. – Вып. 5. – С. 431–449.
3. Ильгамов М.А. Экспериментальное исследование устойчивости консольно закрепленной цилиндрической оболочки под действием поперечной силы и внутреннего давления // Исследования по теории пластин и оболочек. Изд-во Казанского ун-та. – 1964. – №2. – С. 186–191.
4. Коноплев Ю.Г. Экспериментальное исследование устойчивости цилиндрической оболочки под действием произвольного числа локальных осевых сил // Исследования по теории пластин и оболочек. – 1970. – №6–7. – С. 481–484.
5. Баженов В.Г. Численный анализ деформирования, потери устойчивости и закритического поведения большогогабаритных емкостей для автомобильной транспортировки сыпучих грузов / В.Г. Баженов, А.И. Кибец, М.В. Петров [и др.] // Проблемы прочности и пластичности. – 2008. – №70. – С. 89–97.

6. Bazhenov V.G. Stability and supercritical behavior of large-size tankers for transportation of loose goods / V.G. Bazhenov, E.G. Gonik, A.I. Kibets [et al.] // Journal of machinery manufacture and reliability. – 2015. – Vol. 44. №5. – P. 422–427.

7. Bazhenov V.G. Stability and supercritical behavior of thin-walled cylindrical shell with discrete aggregate in bending / V.G. Bazhenov, E.G. Gonik, A.I. Kibets [et al.] // Materials Physics and Mechanics. – 2016. Vol. 28. – P. 16–20.

8. Петров М.В. Экспериментальное исследование потери устойчивости тонкостенных оболочек при чистом изгибе / М.В. Петров, Т.Г. Федорова, Е.Г. Гоник // Вестник Чувашского государственного педагогического университета им. И.Я. Яковлева. Сер. Механика предельного состояния. – 2015. – №2 (24). – С. 119–125.

9. Гоник Е.Г. Влияние аппроксимации диаграммы деформирования на критические нагрузки при поперечном изгибе цилиндрической оболочки / Е.Г. Гоник, А.И. Кибец, М.В. Петров [и др.] // Проблемы прочности и пластичности. – 2017. – Т. 79. №2. – С. 169–181.

10. Гоник Е.Г. Экспериментальное исследование потери устойчивости консольно закрепленных цилиндрических тонкостенных оболочек при поперечном изгибе / Е.Г. Гоник, М.В. Петров, Т.Г. Федорова // Проблемы прочности и пластичности. – 2016. – Т. 78. №2. – С. 228–235.

11. Моссаковский В.И. Моделирование несущей способности цилиндрических оболочек / В.И. Моссаковский, Л.И. Маневич, А.М. Мильцын. – Киев: Наукова думка, 1977. – 141 с.

12. Коновалов Ю.В. Изгиб бесконечной цилиндрической оболочки // Приклад. матем. и механ. – 1940. – Т. 4. №5–6. – С. 35–54.

13. Маневич А.И. Устойчивость ортотропных цилиндрических оболочек при изгибе поперечной силой. Сообщение 1. Теория / А.И. Маневич, Е.А. Пономаренко, Е.Ф. Прокопало // Проблемы прочности. – 2013. – №1. – С. 101–111.

14. Паймушин В.Н. Крутильные, изгибные и изгибно-крутильные формы потери устойчивости цилиндрической оболочки при комбинированных видах нагружения // Изв. РАН. МТТ. – 2007. – №3. – С. 125–136.

15. Шарин И.Л. Напряженное состояние цилиндрической консольной оболочки при действии сосредоточенной нормальной силы, приложенной к свободному краю / И.Л. Шарин // Инженерный журнал. – 1965. – Т. 5. – Вып. 2. – С. 284–292.

16. Altukher G.M. Nonaxisymmetrical longitudinal – transverse bending of cylindrical shells under the combined influence of pure bending and pressure / G.M. Altukher, V.V. Evlanov // Strength of Materials. – 1982. – Т. 13. №10. – С. 1277–1282.

17. Mallock A. Note on the instability of tubes subjected to end pressure and on the folds in a flexible material // Proc. Roy. Soc. 1908. – Vol. 81. – №A-549. – P. 388–393.

18. Баженов В.Г. Экспериментальное и теоретическое исследование упругопластического выщипывания цилиндрических оболочек, заполненных сыпучим материалом, под действием поперечной силы / В.Г. Баженов, Е.Г. Гоник, А.И. Кибец [и др.] // Ученые записки Казанского университета. Сер. Физико-математические науки. – 2017. – Т. 159. №3. – С. 282–295.

19. Гоник Е.Г. Экспериментальное исследование упругопластического деформирования и потери устойчивости подкрепленных цилиндрических оболочек с заполнителем при изгибе / Е.Г. Гоник, А.И. Кибец, М.В. Петров [и др.] // Проблемы прочности и пластичности. – 2013. – Т. 75. № 3. – С. 215–220.

20. Петров М.В. Устойчивость при изгибе тонкостенных оболочек, заполненных различными сыпучими материалами / М.В. Петров, Е.Г. Гоник, Т.Г. Федорова // Вестник ЧГПУ им. И.Я. Яковлева. Сер. Механика предельного состояния. – 2017. – №4 (34). – С. 52–58.

21. Петров М.В. Способ приближенного расчета на устойчивость при поперечном изгибе тонкостенных цилиндрических оболочек средней длины, заполненных сыпучим материалом / М.В. Петров, Т.Г. Федорова, Е.Г. Гоник [и др.] // Вестник ЧГПУ им. И.Я. Яковлева. Сер. Механика предельного состояния. – 2018. – №4 (38). – С. 120–128.

22. Гоник Е.Г. Расчет предельного состояния тонкостенных цилиндрических оболочек при изгибе, заполненных сыпучим заполнителем / Е.Г. Гоник, М.В. Петров // Вестник ЧГПУ им. И.Я. Яковлева. Сер. Механика предельного состояния. – 2019. – №2 (40). – С. 117–127.

23. Гоник Е.Г. Исследование упругопластического изгиба и потери устойчивости оболочек вращения с учетом контактного взаимодействия с сыпучим заполнителем / Е.Г. Гоник, А.И.Кибец, М.В. Петров [и др.] // Динамические и технологические проблемы механики и конструкций и сплошных сред: Материалы XXIII международного симпозиума им. А.Г. Горшкова. – 2017. – С. 57–59.

24. Петров М.В. Влияние несовершенств геометрии тонкостенных цилиндрических оболочек, заполненных сыпучим материалом, на их устойчивость при изгибе / М.В. Петров, Т.Г. Федорова, Б.В. Михайлов [и др.] // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: Материалы IV Международной (X Всероссийской) конференции НАСКР-2018. – Чебоксары: Изд-во Чуваш. ун-та, 2018. – С. 148–156.

Петров Михаил Васильевич, д-р техн. наук, профессор кафедры строительных конструкций строительного факультета ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет им. И.Н. Ульянова». г. Чебоксары, Чувашская Республика, пр-т Московский, д. 15, 428015, e-mail: katya.gonik@mail.ru, тел. 89278524130.

Гоник Екатерина Григорьевна, старший преподаватель кафедры строительных конструкций строительного факультета ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет им. И.Н. Ульянова». г. Чебоксары, Чувашская Республика, Приволжский федеральный округ РФ, пр-т Московский, д. 15, 428015, e-mail: katya.gonik@mail.ru, тел. 89196546255.

Petrov Mikhail Vasilyevich, doctor of technical Sciences, Professor of the Department of building construction faculty of fsbei HPE "Chuvash state University. I.N. Ulyanov". Cheboksary, Chuvash Republic, Volga Federal district of the Russian Federation, PR-t Moskovskiy, d. 15, 428015.

Gonic Ekaterina Grigoryevna, senior lecturer of the Department of building construction faculty of fsbei HPE "Chuvash state University. I. N. Ulyanov". Cheboksary, Chuvash Republic, Volga Federal district of the Russian Federation, PR-t Moskovskiy, d. 15, 428015, e-mail: katya.gonik@mail.ru, tel. 89196546255.

Для цитирования:

Петров М.В. Моделирование несущей способности автоцистерн, заполненных сыпучим материалом при изгибе / М.В. Петров, Е.Г. Гоник // Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020: материалы V Междунар. (XI Всерос.) конф. – Чебоксары, 2020. – С. 167–172.

Petrov M.V. Modeling of tank trucks' limit load filled with granular material during bending / M.V. Petrov, E.G. Gonik // Construction and development: life cycle – 2020: materials of the V International (XI All-Russian) conference. – Cheboksary, 2020. – P. 167–172.

УГЛЫ ПОВОРОТА ОПОР БАЛКИ ПРИ НЕЛИНЕЙНОЙ РАБОТЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

*Плотников А.Н.
Кузнецов А.В.*

ФГБОУ ВО «Чувашский государственный
университет имени И.Н. Ульянова»
г. Чебоксары, Россия

***Аннотация:** в статье рассмотрен вопрос зависимости углов поворота опор балки от напряжений в сечении с трещинами железобетонной балки. Образование трещин в железобетонной балке ведет к снижению жесткости и рабочей высоты сечения. Реализовано определение напряжений в сечениях железобетонной балки исходя из рассчитанных углов поворота на опорах. Исследована возможность прогнозирования напряжений по значениям инклинометров при мониторинге железобетонных конструкций с учетом нелинейной работы материалов. Получены углы поворота балки на опорах численным моделированием.*

***Ключевые слова:** мониторинг, жесткость, изгибаемый элемент, железобетон, трещины, сжатая зона, инклинометр, прогиб, угол поворота, опора.*

ANGLES OF ROTATION OF BEAM SUPPORTS IN NON-LINEAR OPERATION OF REINFORCED CONCRETE

***Abstract:** the article deals with the question of the dependence of the angles of rotation of the beam supports on stresses in the section with cracks of a reinforced concrete beam. The formation of cracks in a reinforced concrete beam leads to a decrease in the rigidity and working height of the section. The determination of stresses in sections of a reinforced concrete beam based on the calculated angles of rotation on the supports has been implemented. The possibility of predicting stresses by the values of inclinometers when monitoring reinforced concrete structures, taking into account the nonlinear work of materials, has been investigated. The angles of rotation of the beam on the supports are obtained by numerical modeling.*

***Keywords:** monitoring, stiffness, bending element, reinforced concrete, cracks, compressed zone, inclinometer, deflection, angle of rotation, support.*

Введение

В последнее время все более широкой становится задача мониторинга зданий и сооружений. Одной из сложнейших задач является оценка остаточной несущей способности элемента конструкции и текущие напряжения в сечениях. В строительной механике рассматривается возможность определения усилий исходя из известных углов поворота стержня на опорах. Для железобетонных конструкций в этом плане препятствием становится нелинейный характер работы элемента как по напряжениям, так и по высоте сжатой зоны и интенсивности трещинообразования.

Трудность определения напряжений заключается в расчете жесткости сечения балки с трещинами. В общем случае переход от показаний тензомера по деформациям к усилиям: деформация – $\Delta = \epsilon l$ относительная деформация – $\epsilon = \frac{\sigma}{E}$.

Появление трещин приводит к снижению жесткости балки, увеличению углов поворота опоры, что влияет на смежные элементы конструкции здания, вследствие этого появляется необходимость мониторинга элементов здания.

Материал и методы исследований

В работах [1; 2] прошлых лет проводилось большое количество исследований снижения жесткости балок с трещинами.

По исследованиям В.И. Мурашева жесткость сечений балки с трещинами можно рассчитать по формулам:

$$\left. \begin{aligned} B_s &= E_{ac} W_s (h_0 - x) \\ B_a &= E_{ac} \cdot W_a (h_0 - x) \\ B_c &= E'_c W_c \cdot x \end{aligned} \right\}$$

Величина кривизны определяется по $\frac{1}{\rho} = \frac{M_a \cdot \psi}{E_a(h_0 - x)E_a}$, где ψ -коэффициента Мурашева (коэффициент неравномерности напряжений по длине арматурного стержня между трещинами). Коэффициент ψ изменяет свое значение от 0,4 до 1 (рис. 1). Эти данные приведены в работе А.Н. Плотникова [3].

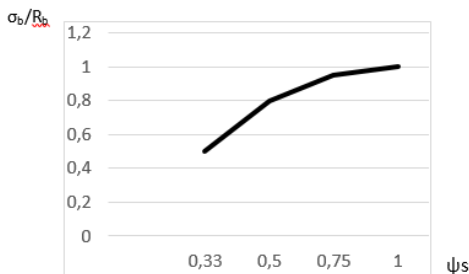


Рис. 1. График зависимости коэффициента Мурашева от напряжений в сжатой зоне бетона

Расчет железобетонных балок имеет пять этапов в рамках трех стадий, которые зависят от напряжений, появления трещин, высоты сжатой зоны. Такая градация предложена А.А. Гвоздевым [4].

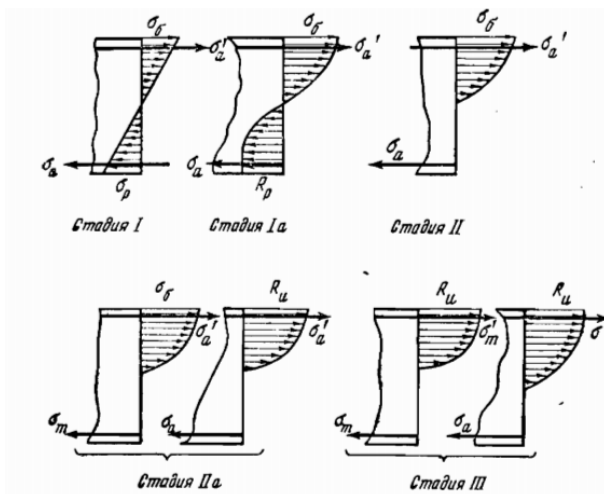


Рис. 2. Эпюры напряжений в сечении от начала загрузки до разрушения

Позднее, в работе [2] кривизну было предложено рассчитывать по формуле:

$$\frac{1}{r} = \frac{M\psi_s}{E_s W_s (h_0 - x_m)} = \frac{M\psi_b}{\nu E_b W_c x_m} = \frac{M}{h_0} \left(\frac{\psi_s}{E_s W_s} + \frac{\psi_b}{\nu E_b W_c} \right)$$

Где жесткость сечений с трещинами определяется по растянутой зоне

$$B = (E_s / \psi_s) W_s (h_0 - x_m)$$

по сжатой зоне

$$B = (\nu E_b / \psi_b) W_c x_m;$$

по обеим зонам сечения

$$B = h_0 / \left(\frac{\psi_s}{E_s W_s} + \frac{\psi_b}{\nu E_b W_c} \right).$$

Результаты и проблематика

В предлагаемой работе было проведено моделирование изгибаемого элемента методом конечных элементов и сравнение параметров прогибов и трещин по трем методам.

Расчетная схема:

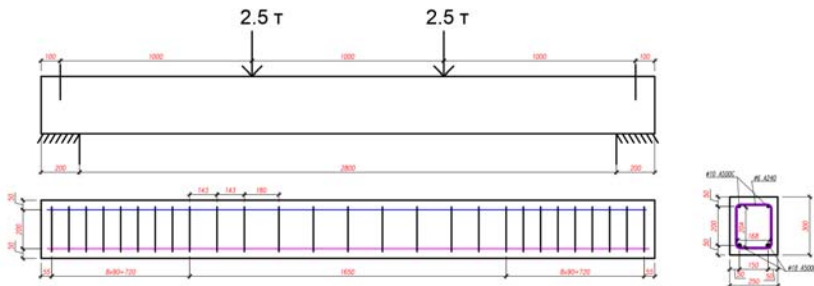


Рис. 3. Расчетная схема

Материалы: Бетон В30, Арматура А500с: продольная d18 нижняя, d10 верхняя, поперечная d6. Ручным расчетом определено, что поперечная арматура не требуется и образование наклонных трещин исключено. Поперечная арматура устанавливается конструктивно с шагом 180 мм, на четверти пролета у опор с шагом 90 мм.

Ручной расчет проводился по п.п.8.2.19-8.2.31 СП 63.13330.2018.

$$M = 2.50 \cdot 10^5 \text{ кг} \cdot \text{см} > M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} = 17.8 \cdot 7302.5 = 1.30 \cdot 10^5 \text{ кг} \cdot \text{см}$$

Высота сжатой зоны

$$x_m = h_0 \left(\frac{\sqrt{(\mu_s \alpha_{s2} + \mu'_s \alpha_{s1})^2 + 2(\mu_s \alpha_{s2} + \mu'_s \alpha_{s1} a'/h_0)} - (\mu_s \alpha_{s2} + \mu'_s \alpha_{s1})}{2} \right) =$$

$$= 30.9 \left(\frac{\sqrt{(0.007 \cdot 43.7 + 0.002 \cdot 25.5)^2 + 2(0.007 \cdot 43.7 + 0.002 \cdot 25.5 \cdot 4.5/30.9)} - (0.007 \cdot 43.7 + 0.002 \cdot 25.5)}{2} \right) = 15.47 \text{ см}$$

Приведенный момент инерции сечения

$$I_b = bx_m^3/3 = 25.0 \cdot 15.47^3/3 = 30837.3 \text{ см}^4$$

$$I_s = A_s (h_0 - x_m)^2 = 5.09 (30.9 - 15.47)^2 = 1212.3 \text{ см}^4$$

$$I'_s = A'_s (x_m - a')^2 = 1.57 (15.47 - 4.5)^2 = 188.8 \text{ см}^4$$

$$I_{red} = I_b + I_s \alpha_{s2} + I'_s \alpha_{s1} = 30837.3 + 1212.3 \cdot 43.7 + 188.8 \cdot 25.5 = 88580.5 \text{ см}^4$$

Жесткость сечения

$$D_3 = E_{b1} I_{red} = 8.00 \cdot 10^4 \cdot 88580.5 = 7.086 \cdot 10^9, \quad \left(\frac{1}{r} \right)_3 = \frac{M_l}{D_3} = \frac{2.50 \cdot 10^5}{7.086 \cdot 10^9} = 3.528 \cdot 10^{-5}$$

Прогиб составил

$$f = sl^2 \frac{1}{r} = 1/12 \cdot 300.0^2 \cdot 3.528 \cdot 10^{-5} = 0.26 \text{ см} \leq f_{ult} = 1.5 \text{ см}$$

Определение угла поворота балки для железобетонной балки невыполнимо, т.к. работа материала на опоре имеет неявный характер.

Дальнейшее решение проводилось в «Лира-САПР 2020» с трехлинейной диаграммой деформирования бетона и арматуры.

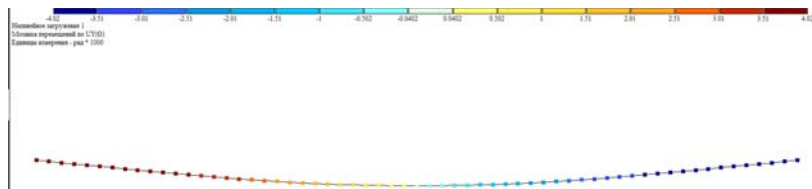


Рис. 7. Значения углов поворота в Лира-САПР

В результате расчета прогиб составил 4,1 мм, угол поворота у опоры $4.02 \cdot 10^{-3}$ рад. = 0,23 градуса.



Рис. 8. Значения напряжений по сжатой зоне в Лира-САПР

Глубина трещин в пролете составила 20,5 см, ширина раскрытия 0,124 мм, напряжения сжатия 10,8 МПа.

В качестве инструмента для моделирования приближенной к реальной работе железобетонной балки использован программный комплекс Abaqus. Основными требованиями, при выборе программы, являлись: возможность использования современных алгоритмов расчёта, снижающих время расчёта, наличие законов деформирования для учета пластических и псевдо-пластических деформаций для описания поведения бетона на всех стадиях нагружений, хорошее количественное и качественное соответствие решений натурным экспериментам. Другим важным моментом при выборе программы являлось возможность моделирования бетона и его особенностей силового сопротивления, связанных с образованием и развитием трещин, а также ярко выраженного характера физической нелинейности [5]. Характеристики бетона были заданы по криволинейным законам деформирования, а также использованы постоянные величины для учета сложной работы бетона.

Решение квазистатической задачи проводилось в решателе *explicit*.

В большинстве аналогичных программ (Ansys, Mark и др.) решение прочностных задач выполняется в статическом решателе, что сопряжено с необходимостью значительного дробления шага интегрирования для обеспечения достаточной точности и сходимости при решении задачи [5].

Для задания параметров материала в программе Abaqus используются 2 упругие характеристики и 9 характеристик для учета пластических свойств [7].

В таблице приведены их обозначения и значения отдельных параметров, принятых постоянными:

Таблица 1 [5; 7]

Упругие характеристики		Пластические характеристики								
E	ν	Dilation Angle	Eccentricity γ	f_{b0}/f_{c0}	K	Параметр вязкости	$\sigma_b - \varepsilon_{b,in}$	$\sigma_{bt} - \varepsilon_{bt,in}$	$\varepsilon_{b,in} - d_c$	$\varepsilon_{bt,in} - d_t$
var	0,2	31	0,1	1,16	0,667	0	var	var	var	var

Диаграммы деформирования приняты криволинейными по [6].

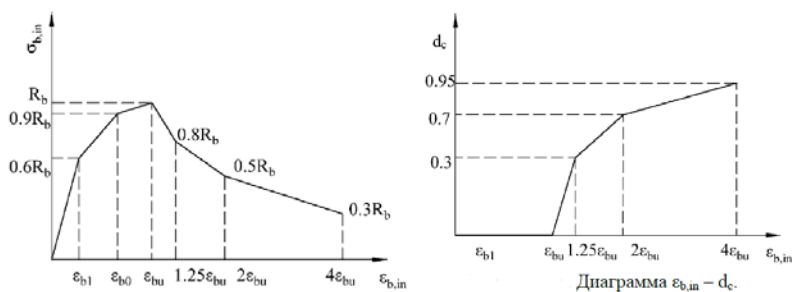


Рис. 9. Диаграмма состояния бетона при сжатии

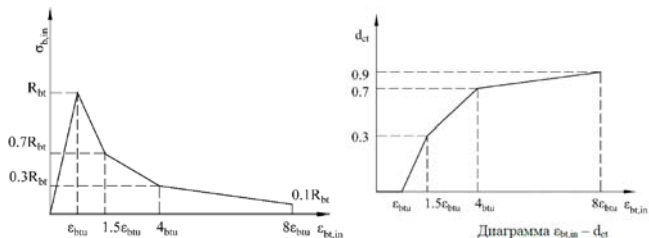


Рис. 10. Диаграмма состояния бетона при растяжении

По результатам расчета получены значения напряжений в бетоне и арматуре, прогиб и картина трещин.

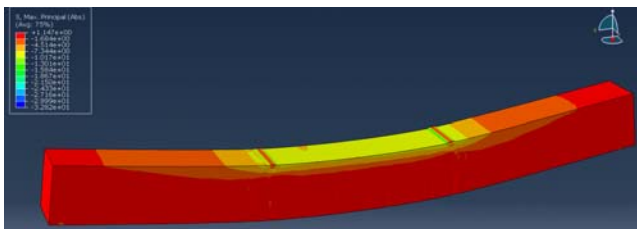


Рис. 11. Изополя напряжений в бетоне

Напряжение по сжатой зоне составило 10,17 МПа.

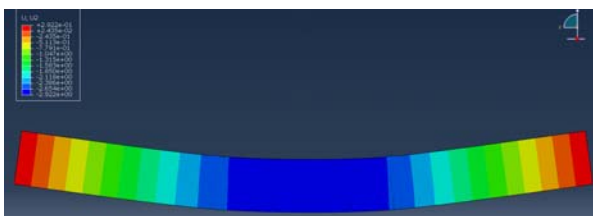


Рис. 12. Картина вертикальных перемещений

Прогиб балки составил 2,92 мм.

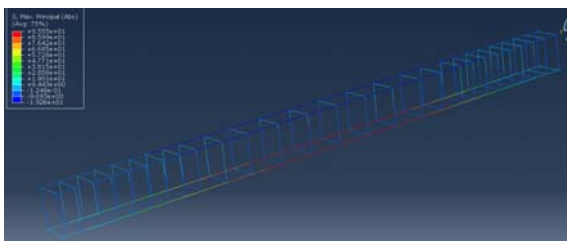


Рис. 13. Изополя напряжений в арматуре

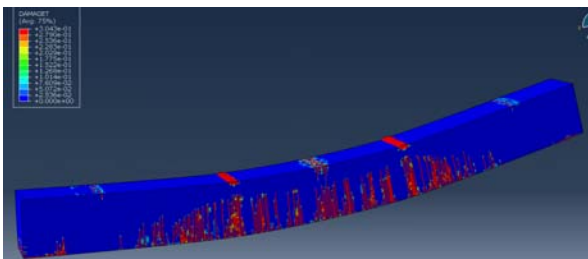


Рис. 14. Образование трещин в балке

Напряжение в растянутой арматуре составило 95,55 МПа, в сжатой 19,26 МПа.

Составлена диаграмма напряжений по сжатой зоне балки от угла поворота опоры балки (рис. 15).

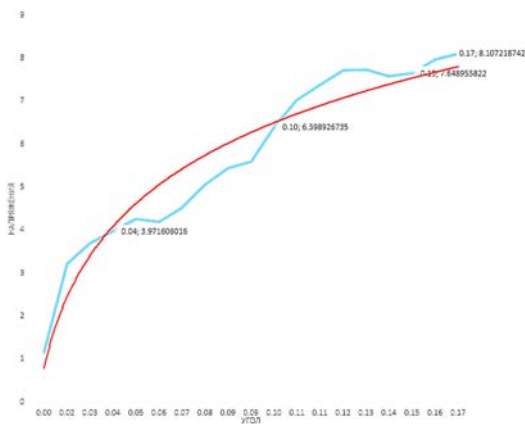


Рис. 15. Диаграмма зависимости напряжений в бетоне и угла поворота опоры балки

Таблица 2

Сопоставление результатов расчета

	Лира-САПР	Abaqus	Ручной расчет по СП 63.13330 с применением ψ_s
Угол поворота опоры	0,23 град.	0,17 град.	–
Прогиб	4,1 мм	2,92 мм	2.6 мм
Ширина раскрытия трещин	0,124	–	2.06 мм

Заключение

Получена зависимость угла поворота на опоре балки с трещинами, имеющая нелинейный характер. Требуется доработать модель в Abaqus, имеются сходимости с расчетами с Лира-САПР и ручным, но также и достаточно большие различия результаты, получить график жесткости сечений вдоль балки по модели. В процессе дальнейших расчетов были получены сходимости в прогибах с Лира-САПР, с применением искусственного увеличения масс в модуле mass-scalig. Требуется провести натурные испытания, для вычисления параметров увеличения масс и сходимости энергии распространения волны по критерию Куранта-Фридрихса-Леви [7; 8], и сравнить картину развития трещин.

Результатом работы будут являться рекомендации по расчету жесткости сечения балки с трещинами на основе коэффициента Мурашова и традиционной формулы определения угла поворота балки через прогиб.

При применении инклинометров появится возможность отслеживать углы поворота балок, следовательно судить о напряжениях в изгибаемых элементах.

Список литературы:

1. Мурашев В.И. Трещиностойкость, жесткость и прочность железобетона. – М., 1950.
2. Байков В.Н. Железобетонные конструкции. Общий курс / В.Н. Байков, Э.И. Сигалов. – М.: Стройиздат, 1991.

3. Плотников А.Н. Плечо пары сил в сечении железобетонного изгибаемого элемента на всех стадиях напряженного состояния / А.Н. Плотников, Н.В. Иванова // Современные вопросы механики сплошных сред – 2019. Сборник статей по материалам конференции с международным участием. – Чебоксары: Среда, 2019. – С. 52–60.

4. Гвоздев А.А. К вопросу о расчете изгибаемых элементов по стадии разрушения / А.А. Гвоздев, М.С. Боришанский // Проект и стандарт. – 1934. – №6.

5. Сокуров А.З. Продавливание плоских железобетонных плит, усиленных поперечной арматурой: дис. ... канд. техн. наук. – М., 2015.

6. Статически неопределимые железобетонные конструкции. диаграммные методы автоматизированного расчета и проектирования: метод. пособ. / под рук. Н.И. Карпенко. – М., 2017.

7. Milad Hafezolzghorani, Farzad Hejazi, Ramin Vaghei, Mohd Saleh Bin Jaafar, Keyhan Karimzade. «Simplified Damage Plasticity Model for Concrete». 2017.

8. R. Courant, K. Friedrichs, H. Lewy. Über die partiellen Differenzengleichungen der mathematischen Physik // *Mathematische Annalen*. — 1928. – Т. 100. № 1. – С. 32–74.

Плотников Алексей Николаевич, доцент кафедры строительных конструкций, декан строительного факультета ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, 428015, г. Чебоксары, Московский пр., 15, e-mail: plotnikovAN2010@yandex.ru; +7 (8352) 62 45 96.

Кузнецов Александр Вячеславович, студент кафедры строительных конструкций, магистрант ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, 428015, г. Чебоксары, Московский пр., 15, e-mail: suvar.gip@gmail.com; +7 (8352) 62 45 96.

Plotnikov Alexey Nikolaevich — Associate Professor of the Department of Building Structures, Dean of the Faculty of Civil Engineering, Chuvash State University named after I.N. Ulyanov (ChuvSU), 15 Moskovskiy Prospekt, Cheboksary, 428015, Russian Federation, e-mail: plotnikovAN2010@yandex.ru; +7 (8352) 62 45 96.

Kuznetsov Alexander Vyacheslavovich, Student of the Department of Building Structures, Post-Graduate Student, Chuvash State University named after I.N. Ulyanov (ChuvSU), 15 Moskovskiy Prospekt, Cheboksary, 428015, Russian Federation, e-mail: suvar.gip@gmail.com; +7 (8352) 62 45 96.

Для цитирования:

Плотников А.Н. Углы поворота опор балки при нелинейной работе железобетона / А.Н. Плотников, А.В. Кузнецов // Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020: материалы V Междунар. (XI Всерос.) конф. – Чебоксары, 2020. – С. 173–182.

Citation:

Plotnikov A.N. Angles of rotation of beam supports in non-linear operation of reinforced concrete / A.N. Plotnikov, A.V. Kuznetsov // Construction and development: life cycle – 2020: materials of the V International (XI All-Russian) conference. – Cheboksary, 2020. – P. 173–182.

УДК 624.012.25

НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ АРМИРОВАННОЙ КАМЕННОЙ КЛАДКИ ПРИ ЦЕНТРАЛЬНОМ СЖАТИИ НА ОСНОВЕ ДЕФОРМАЦИОННЫХ ПАРАМЕТРОВ ЕЕ КОМПОНЕНТ

*Плотников А.Н.
Романова Т.В.
Михайлов Б.В.
Иванов М.Ю.
Яковлева О.С.*

ФГБОУ ВО «Чувашский государственный
университет им. И.Н. Ульянова»
г. Чебоксары, Россия

***Аннотация:** в статье дан обзор методов моделирования прочности каменной кладки, в том числе с поперечным сетчатым армированием. Показана актуальность детерминированного подхода к расчету прочности, основанного на знании деформационных свойств составляющих кладку материалов. В развитие расчета по действующим нормативам, предложена формула для расчета несущей способности кладки с поперечным армированием стальными сетками, учитывающая увеличение прочности за счет упругого сопротивления арматуры в швах. С целью уточнения расчета и выявления фактических значений напряжений в армированной кладке было выполнено физическое испытание столба армированной кладки на центральное сжатие. Образец выполнен из наиболее применяемых материалов на основе керамического кирпича. Одним из результатов проведенного эксперимента является значительная величина несущей способности опытного образца по причине введения сетчатого армирования в горизонтальных швах кладки. В сравнении с действующими нормами запас прочности составил 2,5 раза. Значения напряжений в арматурных сетках были далеки от предела текучести арматуры и составили 37% от этого значения в центре кладки и 20% на периферийных участках.*

***Ключевые слова:** каменная кладка, армирование, деформации, прочность, испытание, модуль упругости*

BEARING CAPACITY OF REINFORCED MASONRY UNDER CENTRAL COMPRESSION BASED ON THE DEFORMATION PARAMETERS OF ITS COMPONENTS

***Abstract:** the article provides an overview of methods for modeling the strength of masonry, including those with transverse mesh reinforcement. The relevance of a deterministic approach to strength calculation based on knowledge of the deformation properties of the masonry materials is shown. In*

the development of the calculation according to the current standards, a formula is proposed for calculating the bearing capacity of masonry with transverse reinforcement with steel meshes, taking into account the increase in strength due to the elastic resistance of the reinforcement in the seams. In order to clarify the calculation and identify the actual stress values in the reinforced masonry, a physical test of the reinforced masonry column for central compression was performed. The sample is made of the most commonly used materials based on ceramic bricks. One of the results of the experiment is a significant value of the bearing capacity of the prototype due to the introduction of mesh reinforcement in the horizontal joints of the masonry. In comparison with the current standards, the safety margin was 2.5 times. The stress values in the reinforcement meshes were far from the yield point of the reinforcement and amounted to 37% of this value in the center of the masonry and 20% in the peripheral sections.

Keywords: masonry, reinforcement, deformation, strength, testing, modulus of elasticity.

Введение

Для увеличения несущей способности, снижения материалоемкости и, соответственно, себестоимости строительства традиционно применяется армирование кладки. Сетчатое армирование, расположенное в горизонтальных швах кладки, ограничивает поперечные деформации. Вследствие этого, повышается эффективность работы кирпича на сжатие, а также повышается трещиностойкость.

По нормам проектирования, применяемые при расчете армированной кладки, не учитывается фактическое напряженно-деформированное состояние компонент армированной кладки. Появляются новые материалы, например, поризованный кирпич и композитная арматура. Они требуют учета их специфических свойств и механизмов работы и разрушения армокаменных конструкций.

Существует несколько подходов к моделированию работы каменной кладки. Их можно классифицировать по двум принципиальным группам. В первой группе, положенной в основу действующего СП 15.13330.2012 «Каменные и армокаменные конструкции», применяется метод сечений с гомогенизацией. Как в отечественных, так и в зарубежных (Еврокод 6) нормативных документах, кладка рассматривается как однородная структура, в которой осредняются физико-механические характеристики ее составляющих (кирпича и раствора). Во второй группе методов расчета кладка представляется материалом со сложной композитной структурой, разномодульными материалами с кардинально отличающимися характеристиками.

В работе А.Б. Антакова и Б.С. Соколова [1] были получены диаграммы деформирования каменной кладки сжатых конструкций на основе положений теории сопротивления анизотропных материалов сжатию с учетом величин сопротивлений материала растяжению и сдвигу при определении прочности на сжатие. Авторы с учетом анализа множества экспериментальных данных по испытаниям опытных образцов аналитически описали стадии напряженного состояния. При определении величин усилий отрыва, сдвига и раздавливания ими применялись прочностные характеристики кладки: нормативные сопротивления растяжению R_t , сдвигу R_{sh} ,

сжатию R и геометрические параметры – площади соответствующих поверхностей At, Ash, Aef.

В работах [2; 14; 15] показано, что для использования приведенных деформационных критериев при расчете элементов и конструкций необходимы соответствующие диаграммы деформирования материала - при растяжении, сдвиге и сжатии.

Моделирование свойств каменной кладки в последнее время проводится рядом исследователей. В работе Г.Г. Кашеваровой [3] с учетом ортотропии выявлены критерии, рассматривающие структурное разрушение и деформационное разупрочнение кладки. Определены возможные значения коэффициента сдвига слоев, обеспечивающие минимальный уровень интенсивности напряжений. Рассматриваются критерии прочности кирпича и раствора на растяжение и на срез, применены параметры прочности узла контакта кирпича и раствора в горизонтальном шве. Проведенные испытания показали, что прочность в сложном напряженном состоянии зависит от угла наклона нагрузки к горизонтальным швам, соотношения характеров нагрузки. При этом деформационные характеристики самих составляющих кладки не конкретизированы.

Методика В.В. Пангаева [4] позволяет направленно подбирать состав и систему перевязки каменной кладки, учитывает различный характер деформирования и разрушения типичных элементов каменной кладки – тычковых и ложковых рядов, вертикальных и горизонтальных растворных швов. Им показано, что фрагмент длиной 510 мм из пяти ложковых рядов кирпича достаточен для получения достоверных данных о НДС кирпича и раствора (может быть принят в качестве типичного элемента кладки).

Дискретная модель О.В. Кабанцева [5] рассматривает кладку как континуальный (непрерывный) композиционный материал, учитывает процессы контактного взаимодействия основных ее составляющих – кирпича и раствора.

Модели кладки как конструкции из кусочно-однородных физически нелинейных разномодульных материалов рассматривались и другими авторами для методов структурного моделирования [6; 7; 13].

Материал и методы исследований

Поперечное армирование выполняют для повышения несущей способности кладки на сжатие стен, колонн, простенков. По действующим нормам Количество арматуры в кладке определяется процентом армирования по объему

$$\mu = \frac{V_a}{V_k} 100,$$

где $V_a = (C_1 + C_2) Ast$ – объем арматуры,
 $V_k = C_1 C_2 S$ – объем кладки соответственно.

Минимальный процент армирования принимается $\mu_{\min} = 0,1\%$; максимальный $\mu_{\max} = 1\%$ соответственно.

Предел прочности кладки с сетчатым армированием определяется по формуле:

$$R_{sku} = kR + \frac{2R_{sn}\mu}{100}, \quad (1)$$

где R_{sn} – нормативное сопротивление арматуры.

Для арматуры из стали класса B500 R_{sn} следует принимать с понижающим коэффициентом работы 0,6.

Прочность кирпича на сжатие в неармированной кладке используется в пределах 25...30%. Образование первых трещин происходит на уровне 0,4...0,7 R_u (от предела прочности) [8]. В кирпиче нарастают растягивающие напряжения, в то время как раствор вертикальных швов обладает меньшей по сравнению с кирпичом прочностью к их восприятию. Трещины появляются над вертикальными швами, постепенно объединяются по высоте и в итоге разделяют кладку на столбики, кратные сечению в полкирпича. Разрушение происходит вследствие отрыва с образованием и развитием вертикальных магистральных трещин. Кроме того, появлению трещин в кладке способствует неравномерная плотность и прочность раствора горизонтальных швов, неровная поверхность постели кирпича. Появление первых трещин происходит от напряжений изгиба и среза отдельных кирпичей, а дальнейшее их развитие обусловлено поперечным расширением кладки.

Оптимальным способом увеличения прочности кладки является ее поперечное армирование металлом или композитами [9]. Поперечное армирование снижает трещинообразование кладки за счет передачи части напряжений арматуре и сдерживания деформаций. Первые трещины в армированной кладке появляются позднее. Объединение их по вертикали и деление на столбики не происходит. Горизонтальные армированные швы позволяют более равномерно передать сжимающую нагрузку от одного ряда кладки другому. Применение сетчатого армирования позволяет увеличить использование прочности кирпича до 39%, повысить прочность кладки на 80%. Следовательно, расчеты кладки, армированной поперечными металлическими сетками, должны основываться на рассмотрении усилий растяжения в их стержнях.

Армокаменная кладка находится в условиях объемно-напряженного состояния (рис. 17), для которого закон Гука приводится в следующей интерпретации:

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)] \quad (2)$$

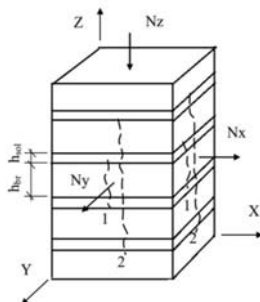


Рис. 1. Элемент каменной кладки с расположением осей. 1 – начальная стадия трещинообразования, 2 – разрушающие трещины

Рассматривая схему усилий (рис. 2), запишем для нее уравнение усилий:

$$N^I = N_{crc} - N_s \quad (3)$$

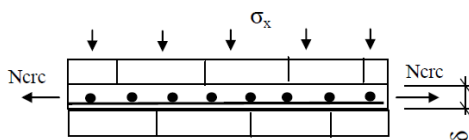


Рис. 2. Схема усилий в слое кладки

Как показано в работах [10–12], усилие образования трещин и усилие N_s , возникающее в арматуре, записывается через механические параметры материалов:

$$N^I = R_t A_j - \varepsilon_s E_s A_s \quad (4)$$

где A_j – площадь сечения четырех растворных швов в вертикальной плоскости; ε_s – деформация арматуры, соответствующая деформации образования трещины растворного шва, A_s – суммарная площадь сечения арматуры одного направления в пределах четырех рядов кладки, R_t – прочность кладки на растяжение по перевязанному шву. При этом напряжение относится только к сумме 4 слоев растворных швов, т.к. эффект поперечного армирования проявляется при расположении сеток не реже чем через 4 ряда.

Вывод формулы прочности через деформационные характеристики производится на основе анализа структуры формулы СП 15.13330.2012 «Каменные и армокаменные конструкции» для определения расчетного сопротивления армированной кладки при центральной сжатии (5) и накладываемое на нее ограничение (6),

$$R_{sk} = R + \frac{\mu R_s}{100} \quad (5)$$

$$R_{sk} \leq 2R \quad (6)$$

При этом должно учитываться, что прочность армокаменной кладки не должна резко обрываться после линейного увеличения, а нарастать асимптотически. Также известно, что напряжения в стальной арматуре поперечных сеток не достигают предела текучести в момент образования трещин в кладке, т.е. не достигают предела текучести R_s .

Из анализа (4), эффект армирования по формулам может быть бесконечным. Эта формула модифицируется введением функции натурального логарифма для большего соответствия физической модели. Аргументом логарифма $(1+x)$ для исключения отрицательных и физически не существующих значений функции. Относительные деформации при этом заменяются на предельные деформации растворного шва при растяжении ε_u .

$$N^I = R_t A_j - \varepsilon_u E_s \ln(1 + A_s) \quad (7)$$

Была получена формула для расчета несущей способности кладки с поперечным армированием стальными сетками, учитывающая увеличение прочности за счет упругого сопротивления арматуры в швах:

$$R_{sk} = R \left(\frac{R_t A_j}{R_t A_j - \varepsilon_u E_s \ln(1 + A_s)} \right) \quad (8)$$

В настоящее время практически методы расчета кладки основаны на эмпирических зависимостях, полученных при испытаниях традиционных материалов. В то же время на практике применяются современные легкие, тепло-эффективные, пустотелые камни, высокопрочные растворы с тонкими швами. Погрешности использования нормативного подхода увеличиваются. Возрастает необходимость физического обоснования теории работы армированной кладки.

Для иллюстрации полученной аналитической зависимости было проведено испытание образца каменной кладки, армированной стальными сетками.

Образец имел размеры в сечении 0,51 x 0,51 м, высоту $h = 1,34$ м. Был выложен из керамического кирпича КР-р-по 250 x 120 x 65/1НФ/125/2,0/30/ГОСТ 530-2012 на цементно-песчаном растворе марки М100; армирование выполнено сетками из проволоки $\varnothing 4$ Вр500 по ГОСТ 6727-80 с ячейкой размерами 50 x 50 мм, уложенными горизонтально через каждые 3 ряда кирпича (рис. 3).

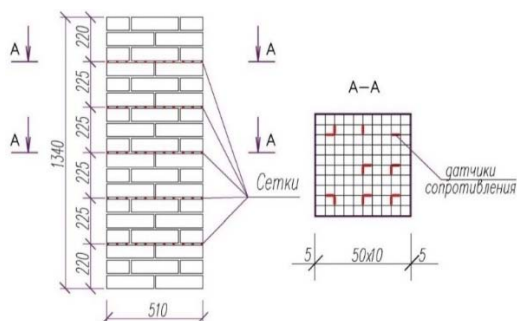


Рис. 3. Схема расположения арматурных сеток

Для испытания применялся кирпич керамический одинарный, полнотелый с пределом прочности при изгибе $R_{изг} = 2,6$ МПа, при сжатии $R_{сж} = 13,4$ МПа, вес кирпича 3,7 кг. Цементно-песчаный раствор марки М100 имел кубиковую прочность $R_m = 10$ МПа.

У арматурной проволоки $\varnothing 4$ Вр500 ($A_s = 12,57$ мм²) нормативное значение сопротивления растяжению $R_{sn} = 500$ МПа, расчетное – $R_s = 415$ МПа.

Для определения физико-механических характеристик рабочей арматуры произведены испытания на разрыв по ГОСТ 12004-81. С целью проведения последующих измерений была построена градуировочная зависимость по тензодатчикам.

Для последующего измерения деформаций и напряжений на стержни сетки наклеивались тензорезисторы с базой 20 мм, сопротивлением 100 Ом. Наклеенный на сетку тензорезистор обмазывался прозрачным герметиком в 1 слой, провода крепились к сетке скотчем.

Для определения усилий в арматурных стержнях кладочной сетки на нее в характерных точках устанавливали тензодатчики (резисторы). Датчики расположены на двух сетках: над 9-м и 15-м рядами кладки (рис. 4).

Как видно, расположение тензодатчиков в обеих сетках в плане совпадает. Названия сеток «верхняя» и «нижняя» показывает их расположение относительно друг друга по высоте.

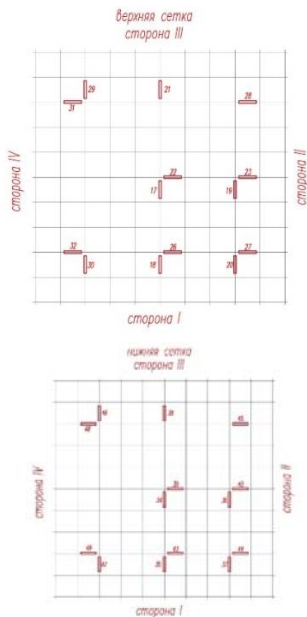


Рис. 4. Расположение тензодатчиков на арматурных кладочных сетках

При испытании использовались следующие приборы для измерений:

- прогибомеры Аистова 6-ПАО (П1-П4) с точностью 0,01 мм (рис. 5) для оценки общих вертикальных деформаций столба кладки;
- мессуры на основе индикаторов часового типа ИЧ – 10 (М1-М4), с точностью 0,01 мм для измерения продольных деформаций кладки;
- электронные тензометры ДПЛ-10 с подключением к регистратору «Терем-4.0» 0,001 мм для измерения поверхностных деформаций кладки:
 - а) Д1, Д4, Д6, Д9 – для измерения продольных деформаций кладки (дублирующие М1-М4);
 - б) Д2, Д3, Д5, Д7, Д8, Д10 – для измерения поперечных деформаций кладки.

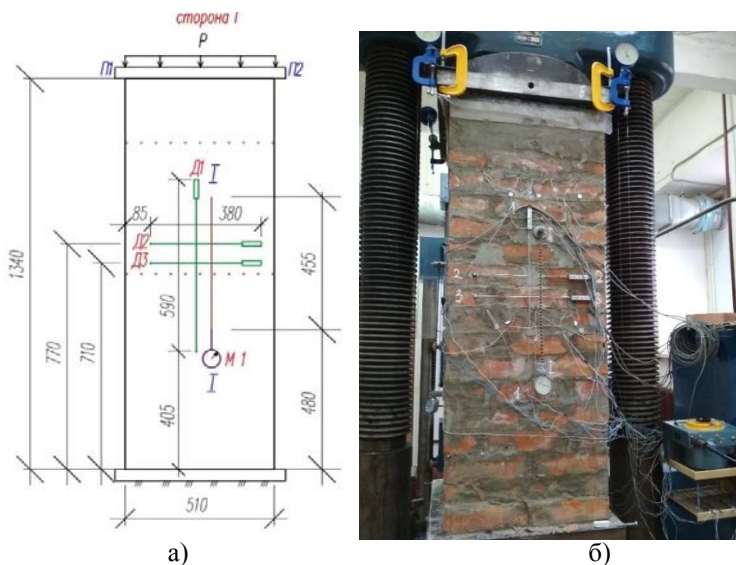


Рис. 5. Испытательный стенд. а – общая схема; б – общий вид

Римскими цифрами на опытном образце указаны как номера сторон кладки, так и механических прогибометров для измерения продольных деформаций. Арабскими цифрами пронумерованы электрические тензодатчики как поперечных, так и продольных деформаций кладки. При испытании осуществлялась возможность сравнения показаний деформаций по разным типам приборов. Показания тензодатчиков с арматурных сеток снимались устройством АИД-5.



Рис. 6. Размещение тензодатчиков на поверхности образца

Испытание проводилось в соответствии с требованиями крупномасштабного моделирования. Размеры поперечного сечения основания кладки (510 мм) позволили максимально разнести тензодатчики по длине и ширине сетки для фиксирования различий деформаций арматуры.

Образец испытывался ступенчатым нагружением при центральном сжатии на гидравлическом прессе мощностью 500 тс с шарнирным опиранием торцов и предварительным центрированием по физической оси. Образец выкладывался на прессе. Геометрические оси образца и распределительных плит совмещены.

Образец нагружался ступенями по 20 тс. На каждой ступени производилась выдержка 10 минут, в течение которой производилась запись показаний приборов и осмотр образца. Измерение деформаций арматуры производилось электротензометрическим методом с применением тензометрического моста с блоком коммуникации на 28 датчиков. Измерение продольных деформаций опытного образца осуществлялось при помощи мессур с ценой деления 0,01 мм, установленных на базе 455 мм на всех четырех сторонах. Также измерение продольных и поперечных деформаций производилось электромеханическими тензометрами с базой 150 мм. Нагружение проводилось до исчерпания запаса хода гидроцилиндра (410 тс).

Результаты и проблематика

По имеющимся данным тензорезисторов на арматурных сетках с использованием тарировочного графика (рис. 7) определены усилия и напряжения в стержнях кладочной сетки.

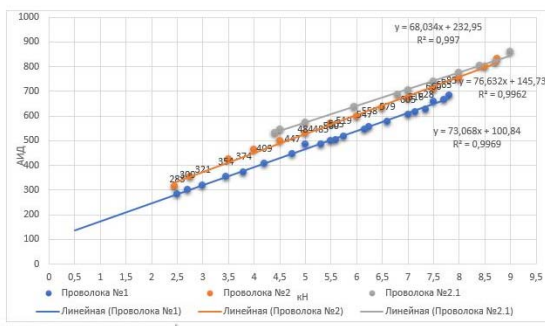


Рис. 7. Тарировочный график тензорезисторов на проволоке

Напряжения в центральной и периферийной частях арматурных сеток представлены на рис. 8 и 9.

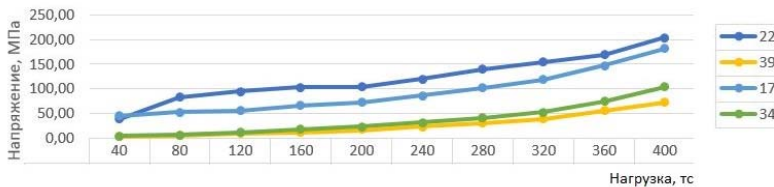


Рис. 8. Напряжения в центральной части арматурных сеток

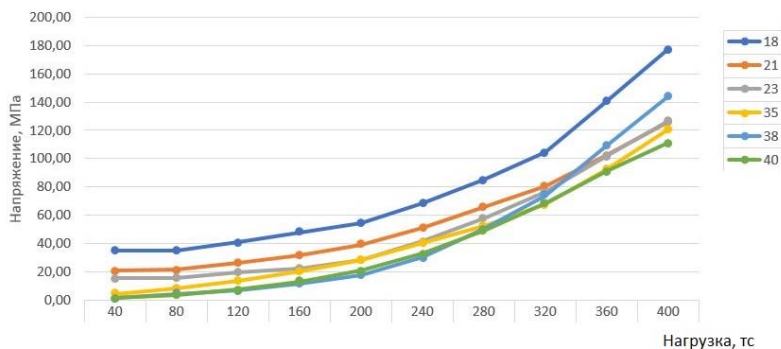


Рис. 9. Напряжения в периферийной части арматурных сеток

В результате обработки данных и их анализа определены следующие закономерности:

- значения напряжений при расчетных нагрузках в арматурных стержнях далеки от расчетных сопротивлений и составляют порядка 37% в центре кладки и 20% на периферийных участках;

- напряжения на разных отметках по высоте столба различны. Для сеток, расположенных выше (или ближе к источнику нагружения) значения напряжения в центре сечения в 1,36 раза больше значений нижележащей сетки. Для сеток, находящихся на периферии по углам сечения больше в 1,33 раза;

- в момент образования начальных трещин в армированной кладке значения напряжений в стержнях составляли порядка 92 МПа в целом по центру сечения и 48 МПа на периферийных точках по углам;

- до нагрузки 200 тс можно говорить о линейной зависимости напряжений, затем происходит нелинейный рост напряжений, при этом начальные трещины в кладке еще не зафиксированы;

Приведенные данные показывают, что в расчетах по нормативам для кладки из сплошного кирпича заложен большой коэффициент запаса. Применение значения расчетного сопротивления стали растяжению в формулах ограничивается (уменьшается) введением коэффициентов условия работы для различных видов арматурных сталей. Более всего значение занижается для чаще всего применяемой в строительстве арматуры класса В500 и Вр500, и составляет 60% от расчетного значения. Но даже при этом остается запас прочности в 1,2 раза. Следовательно, имеет место необходимость уточнения расчетов и их совершенствование.

В процессе испытаний измерялись продольные деформации по всем четырем сторонам (рис. 10).

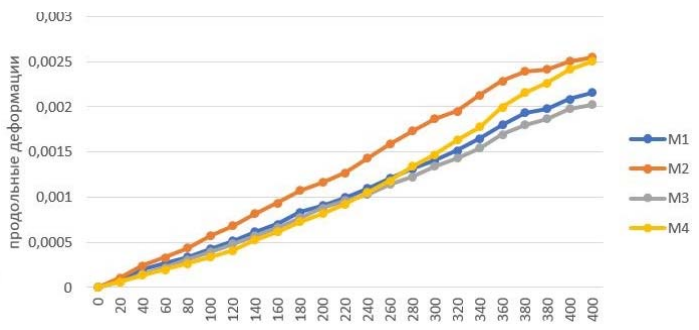


Рис. 10. Продольные деформации кладки по четырём сторонам

В целом по продольным деформациям наблюдается схожая картина по данным механических и электронных приборов.

Поперечные деформации кладки в армированном и неармированном слоях показывают нелинейную работу, что свидетельствует о нарастании интенсивности трещин внутри объема кладки (рис. 11).

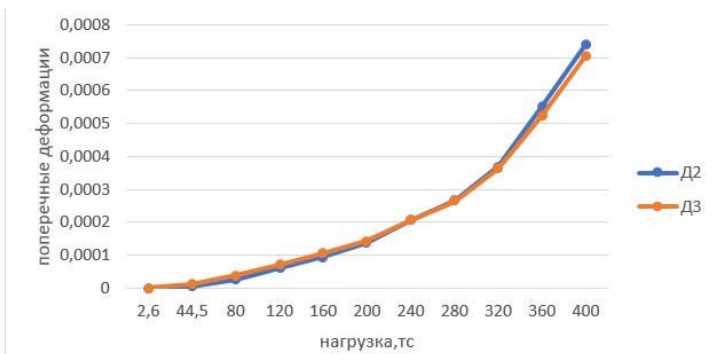


Рис. 11. Поперечные деформации кладки. D3 – ближе к армированному слою, D2 – к слою без армирования

По представленным графикам:

- имело место большее образование трещин в рассматриваемом армированном слое;
- поперечные деформации в этом слое численно больше, чем в вышележащем;
- сетки, расположенные в горизонтальном шве, оказывают сдерживающий фактор.

Кирпич, находящийся под армированным слоем, воспринимает нагрузку более равномерно. Вероятно, вследствие невозможности растяжения нижней грани кирпича, находящейся над армированным горизонтальным швом, на те же значения, что арматура, этот слой разрушился первым.

Определена несущая способность неармированного и армированного столба. Величины соответственно $N_{ur} = 624$ кН, $N_u = 973$ кН, разница составила значение 1,56. По временному сопротивлению армированной кладки прочность должна составить величину $N_u = 1600$ кН

Максимальная достигнутая нагрузка при испытании составила 4020 кН. Запас несущей способности оценивается в 2,5 раза.

Произведем расчет по определению расчетного сопротивления армированной кладки по выведенной ранее формуле (8). Рассмотрим четыре ряда экспериментального образца. Швы приняты толщиной 1 см. В одном горизонтальном шве расположены одиннадцать стержней проволоки.

$$R_{sk} = R \left(\frac{R_t A_j}{R_t A_j - \varepsilon_u E_s \ln(1 + A_s)} \right) =$$

$$= 3,0 \left(\frac{16 * 204 - 1,5 * 10^{-4} * 20000000 * \ln(1 + 1,3827)}{3264} \right) =$$

$$= 3,0 \left(\frac{3264 - 2604,7}{3264} \right) = 14,85 \text{ МПа},$$

где $\varepsilon_u = 1,5 * 10^{-4}$ – деформация арматуры, соответствующая деформации образования трещины растворного шва (предельные деформации);

A_j – площадь сечения четырех растворных швов в вертикальной плоскости, $A_j = 51 * 1 * 4 = 204$ см²;

A_s – суммарная площадь сечения арматуры одного направления в пределах четырех рядов кладки, $A_s = 12,57 * 10^{-2} * 11 = 1,3827$ см²;

R_t – прочность кладки на растяжение по перевязанному шву, $R_t = 0,16$ МПа = 16 Н/см² (по табл.11 СП15.13330.2012. Каменные и армокаменные конструкции).

$E_s = 200000$ МПа = 2 * 10⁷ Н/см² – модуль упругости арматурной стали.

В этом случае, $N_u = 3862$ кН, что близко к предельной нагрузке при испытаниях 4020 кН.

Испытания проводились с постепенным, в течение двух часов, нагружении образца, что позволило оценить деформационные характеристики данного вида кладки. Зависимость между напряжениями и деформациями проявилась как нелинейная. Модуль упругости (или начальный модуль деформации) кладки с сетчатым армированием по СП15.13330.2012 (п. 6.21) принимается таким же, как для неармированной:

$$E_0 = \alpha R_u, \quad (9)$$

По результатам эксперимента для условного материала при $\alpha = 1000$ можно принять $E_0 = 15450$ МПа. По измеренным деформациям $E_0 = 10666$ МПа.

Коэффициент Пуассона определялся как отношение поперечной деформации к продольной при трети разрушающей нагрузки

$$\nu = \frac{\varepsilon_x}{\varepsilon_y}, \quad (10)$$

где ε_x и ε_y – относительные соответственно, поперечные и продольные деформации.

При максимальной нагрузке 4020 кН обобщенный модуль деформаций составил $E = 6925$ МПа. Падение E происходит в 1,6 раза.

Значение коэффициента Пуассона для армированной кладки незначительно увеличивается с увеличением нагрузки. Среднее значение составило 0,2278, что отличается от нормативного $\nu = 0,25$ менее 10%.

Величина абсолютной вертикальной деформации столба кладки составила $\Delta_y = 4,17 - 4,58$ мм. Относительные вертикальные деформации $\varepsilon_y = 3,11 \cdot 10^{-3} - 3,41 \cdot 10^{-3}$.

Особенности работы армированной кладки заключаются в послойном сопротивлении арматурных сеток, уложенных в горизонтальные швы. Их воздействие меняет условия возникновения и развития трещин. Поперечные сетки имеют большее значение модуля упругости, по сравнению с кладкой. Они создают напряжения бокового обжатия и препятствуют развитию деформаций в поперечном направлении.

В аналогичных опытах [12], на последних стадиях нагружения, по поверхности кирпича и растворного шва происходило отслоение мелких кусочков кладочного раствора, которые отделялись и отлетали на расстояние 10–20 мм от массива с характерным потрескиванием. При разрушении неармированных образцов такое явление не зафиксировано. Этот экспериментально установленный факт подтверждает предположение о сдерживающем влиянии сетки поперечного армирования на развитие пуассоновских явлений, возникающих в горизонтальных швах.

При этом арматурные стержни не полностью используют свою прочность. Усилия в них не достигают предела текучести стали как при образовании начальных трещин, так и в процессе дальнейшего повышения нагрузки.

Развитие магистральных трещин не зафиксировано. Разрушение происходило по кирпичу, причем первые видимые трещины появлялись в кирпиче в основном над армированным слоем шва. Трещины имели зеркальный характер (образовывались симметрично по противоположным граням кладки).

Заключение

Информация о деформациях составляющих кладку компонентах, позволяет определить ее несущую способность. Результаты проведенного эксперимента для армированной кладки из сплошного керамического кирпича показали сходимость прочностных характеристик кладки с аналитическим расчетом по разработанной методике. Определена сходимость в 4%. В сравнении с действующими нормами запас прочности составил 2,5 раза.

В образце отсутствовали магистральные трещины, что характерно для столбов с косвенным армированием. Разрушение шло по двум формам: потеря прочности кирпича (его раздавливания-смятия) и разрушение раствора и высыпание его поверхностных слоев из швов при еще сохранившейся сплошности кирпича.

Значения напряжений в арматурных сетках были далеки от предела текучести арматуры и составили 37% от этого значения в центре кладки и 20% на периферийных участках. В момент образование первых видимых

трещин напряжения в сетках составили 92 МПа по центру сечения и 48 МПа в угловых точках.

Обобщенный модуль деформации армированной кладки в процессе нагружения снижался в 1,6 раза.

Список литературы:

1. Антаков А.Б. Аналитическая оценка напряженно-деформированного состояния каменных кладок при сжатии на основе авторской теории / А.Б. Антаков, Б.С. Соколов // Строительные материалы. – 2019. – №9. – С. 51–55.
2. Соколов Б.С. Развитие методики расчета каменных и армокаменных конструкций / Б.С. Соколов, А.Б. Антаков // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы IV Международной (X Всероссийской) конференции НАСКР-2018. – Чебоксары: Изд-во Чуваш, ун-та, 2018. – С. 174–183.
3. Кашеварова Г.Г. Модель каменной кладки стены для исследования схем и механизмов разрушения / Г.Г. Кашеварова, В.Э. Вильдеман, А.Н. Акулова // Информация, инновации, инвестиции: сб. материалов конф. / Центр науч.-техн. информ. – Пермь, 2002. – С. 38–41.
4. Пангаев В.В. Развитие расчетно-экспериментальных методов исследования прочности кладки каменных конструкций: автореф. ... д-ра техн. наук / В.В. Пангаев. – Новосибирск, 2009.
5. Кабанцев О.В. Научные основы структурной теории каменной кладки для оценки предельных состояний каменных конструкций сейсмостойких зданий: дис. д-ра техн. наук: 05.23.01. – М., 2016.
6. Капустин С.А. Моделирование процессов деформирования и разрушения материалов с периодически повторяющейся структурой: монография / С.А. Капустин, С.Ю. Лихачева. – Н. Новгород, 2012.
7. Иванов В.А. Численное моделирование динамики конструкций, подкрепленных системой армирующих стержней / В.А. Иванов, Л.И. Вудин, М.В. Скобеева // Современные вопросы механики сплошных сред – 2019: сб. ст. по материалам конференции с международным участием. – Чебоксары, 2019. – С. 119–124.
8. Ali S.S. Finite element model for masonry subjected to concentrated loads / S.S. Ali, A.W. Page // Proceedings of the American Society of Civil Engineering: journal Structural Division. – 1990. – Vol. 114. – P. 1761–1784.
9. Соколов Б.С. Результаты исследований каменных и армокаменных кладок / Б.С. Соколов, А.Б. Антаков // Вестник МГСУ. – 2014. – №3. – С. 99–106.
10. Плотников А.Н. Прочностной расчет армированной каменной кладки на основе деформационных параметров составляющих ее материалов / А.Н. Плотников, О.С. Яковлева, Т.В. Романова // Современные вопросы механики сплошных сред – 2019: сб. ст. по материалам конференции с международным участием. – Чебоксары: ИД «Среда», 2019. – С. 60–68.
11. Антаков А.Б. Несущая способность каменной кладки, армированной сетками из базальтопластиковой арматуры / А.Б. Антаков, А.Н. Плотников, В.М. Поздеев // Современные проблемы расчета железобетонных конструкций, зданий и сооружений на аварийные воздействия / под ред. А.Г. Тамразяна, Д.Г. Копаницы. – М.: МГСУ, 2016. – С. 15 – 21.
12. Онищик Л.И. Каменные конструкции промышленных и гражданских зданий. – М.: Госстройиздат, 1939. – 208 с.
13. Akhaweissy A.H. The DSC Model for the Nonlinear Analysis of In-plane Loaded Masonry Structures / A.H. Akhaweissy // The Open Civil Engineering Journal. – 2012. – Vol. 6. – P. 200–2014.
14. Kaushik, Hemant B. Uniaxial compressive stress-strain model for clay brick masonry / Hemant B. Kaushik, Durgesh C.Rai, Sulhir K. Jain // CURRENT SCIENCE. – 2007. – Vol. 92. №4. – P. 497–501.
15. Nwofor T.C. Experimental determination of the mechanical properties of clay brick masonry // Canadian Journal on Environmental, Construction and Civil Engineering. – Vol. 3. №3. – March 2012.

Плотников Алексей Николаевич, доцент кафедры строительных конструкций, декан строительного факультета ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, 428015, г. Чебоксары, Московский пр., 15, e-mail: plotnikovAN2010@yandex.ru; +7 (8352) 62 45 96.

Романова Татьяна Вячеславовна, магистр ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, 428015, г. Чебоксары, Московский пр., 15; e-mail: tanyartv@mail.ru; +7 (8352) 62 45 96.

Михайлов Борис Васильевич, доцент кафедры строительных конструкций ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, 428015, г. Чебоксары, Московский пр., 15, e-mail: boris.mihaylov.63@mail.ru; +7 (8352) 62 45 96.

Яковлева Ольга Станиславовна, старший преподаватель кафедры строительных конструкций ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, 428015, г. Чебоксары, Московский пр., 15, e-mail: konstyktor9@yandex.ru; +7 (8352) 62 45 96.

Иванов Михаил Юрьевич, ассистент кафедры строительных конструкций, аспирант ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, 428015, г. Чебоксары, Московский пр., 15, e-mail: mischa0315@mail.ru; +7 (8352) 62 45 96.

Plotnikov Alexey Nikolaevich, Associate Professor of the Department of Building Structures, Dean of the Faculty of Civil Engineering, Chuvash State University named after I.N. Ulyanov (ChuvSU), 15 Moskovskiy Prospekt, Cheboksary, 428015, Russian Federation, e-mail: plotnikovAN2010@yandex.ru; +7 (8352) 62 45 96.

Romanova Tatyana Vyacheslavovna, master of the Chuvash State University named after I.N. Ulyanov (ChuvSU), 15 Moskovskiy Prospekt, Cheboksary, 428015, Russian Federation, e-mail: tanyartv@mail.ru; +7 (8352) 62 45 96.

Mikhailov Boris Vasilievich, Associate Professor of the Department of Building Structures, Chuvash State University named after I.N. Ulyanov (ChuvSU), 15 Moskovskiy Prospekt, Cheboksary, 428015, Russian Federation, e-mail: boris.mihaylov.63@mail.ru; +7 (8352) 62 45 96.

Yakovleva Olga Stanislavovna, Senior Lecturer of the Department of Building Structures, Chuvash State University named after I.N. Ulyanov (ChuvSU), 15 Moskovskiy Prospekt, Cheboksary, 428015, Russian Federation, e-mail: konstyktor9@yandex.ru; +7 (8352) 62 45 96.

Ivanov Mikhail Yurievich, Assistant of the Department of Building Structures, Post-Graduate Student, Chuvash State University named after I.N. Ulyanov (ChuvSU), 15 Moskovskiy Prospekt, Cheboksary, 428015, Russian Federation, e-mail: mischa0315@mail.ru; +7 (8352) 62 45 96.

Для цитирования:

Плотников А.Н. Несущая способность армированной каменной кладки при центральном сжатии на основе деформационных параметров ее компонент / А.Н. Плотников, М.Ю. Иванов // Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020: материалы V Междунар. (XI Всерос. конф. – Чебоксары, 2020. – С. 183–197.

Citation:

Plotnikov A.N. Bearing capacity of reinforced masonry under central compression based on the deformation parameters of its components / Plotnikov, M.Yu. Ivanov // Construction and development: life cycle – 2020: materials of the V International (XI All-Russian) conference. – Cheboksary, 2020. – P. 183–197.

УДК 624.075

КРИТЕРИИ ОСОБОГО ПРЕДЕЛЬНОГО СОСТОЯНИЯ ВНЕЦЕНТРЕННО-СЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КАРКАСОВ ЗДАНИЙ

Савин С.Ю.
Азимов Ш.А.
Нсонга Б.М.
Громова Д.В.
Паничев И.С.

Национальный исследовательский
Московский государственный
строительный университет
г. Москва

***Аннотация:** в работе приведены расчетные зависимости для оценки несущей способности внецентренно сжатых стержневых железобетонных элементов каркасов зданий при особых воздействиях, вызванных внезапным удалением одного из несущих элементов конструктивной системы.*

В качестве критериев особого предельного состояния, связанных с потерей устойчивости формы, для отдельных элементов каркасов зданий предложено рассматривать критическую силу $N < N_{cr}$ или другие производные от нее параметры (критическая жесткость, критическое время среднего сопротивления, критические значения податливостей узловых закреплений).

***Ключевые слова:** железобетон, устойчивость, внецентренное сжатие, особое предельное состояние.*

CRITERIA FOR SPECIAL LIMITING STATE OF ECCENTRICALLY-COMPRESSED ELEMENTS OF REINFORCED CONCRETE FRAMES

***Annotation:** the paper presents expressions for assessing the bearing capacity of eccentrically compressed bar reinforced concrete elements of building frames under special impacts caused by the sudden removal of one of the load-bearing elements of the structural system.*

It is proposed to consider the critical force $N < N_{cr}$ or other parameters derived from it (critical stiffness, critical time of environmental resistance, critical values of the flexibility of nodal restraints) as criteria for a special limiting state associated with the loss of shape stability for individual elements of building frames.

***Keywords:** reinforced concrete, stability, eccentric compression, special limiting state.*

1. Введение.

Проблема оценки несущей способности внецентренно сжатых стержневых элементов железобетонных каркасов зданий при особых воздействиях, вызванных внезапным отказом отдельного элемента несущей системы, связана с учетом факторов длительного силового и среднего сопротивления (физическая нелинейность, ползучесть, коррозия) [1–5] и последующего динамического догружения. В тех случаях, когда догружаемые в результате аварийной ситуации внецентренно сжатые элементы конструктивной системы обладают «изящным» сечением, либо приобрели средовые (коррозия) или механические (сколы, погиби) повреждения в процессе монтажа и эксплуатации, то возможным сценарием исчерпания их несущей способности может стать потеря устойчивости формы.

Экспериментальные исследования В.И. Колчунова и Н.О. Прасолова [6], выполненные на масштабных моделях плоских железобетонных рам каркасов зданий, продемонстрировали возможность реализации данного сценария разрушения конструктивных элементов при внезапном удалении элемента вертикальных связей.

В тех случаях, когда все параметры, определяющие процесс деформирования элементов конструктивной системы при рассматриваемой аварийной расчетной ситуации известны (диаграммы работы материалов, вид и стрела начальной погиби и т.д.), расчет на прогрессирующее обрушение в нелинейной постановке (физическая, геометрическая, генетическая нелинейность и т.д.) можно рассматривать как детерминированный, а деформирование и разрушения конструкций – как устойчивый процесс [7]. Такая ситуация возможна при проектировании реконструкции зданий и сооружений, когда геометрические параметры конструкций, прочность и деформативность материалов могут быть установлены в результате обследования. Однако на практике значения ряда параметров, как правило, не могут быть однозначно установлены заранее, что требует вариации расчетных моделей для различных аварийных расчетных ситуаций с целью выявления среди них наиболее невыгодных. В связи с этим с инженерной точки зрения оправданным для внецентренно сжатых элементов с малыми эксцентриситетами является расчет устойчивости формы при удалении одной из несущих конструкций каркаса. В данной работе представлен алгоритм расчета устойчивости формы железобетонных внецентренно сжатых стержневых элементов каркасов зданий, учитывающий нелинейный характер их деформирования, а также даны предложения по критериям особого предельного состояния рассматриваемых конструктивных элементов.

2. Методы.

2.1. Устойчивость стержневых элементов при деградирующих условиях закрепления.

Воспользуемся уравнением устойчивости формы стержневого элемента, предложенным в работе [8]:

$$\frac{d^4 \bar{w}}{d\xi^4} + k^2 \frac{d^2 \bar{w}}{d\xi^2} = 0, \quad (1)$$

где

$$\xi = \frac{x}{l}, \quad \bar{w} = \frac{w}{l}, \quad k^2 = \frac{Nl^2}{B_{red}}. \quad (2)$$

В выражении (2) B_{red} – изгибная жесткость приведенного поперечного сечения железобетонного элемента, определяемая с учетом режима нагружения и наличия коррозионных повреждений; x – координата, отсчитываемая вдоль недеформированной оси стержня от узла защемления; $w = w(x)$ – отклонение оси стержня от недеформированного состояния; l – длина стержневого элемента; N – продольная сила.

В том случае, если концы стержня упругоподатливо закреплены от поперечных смещений и поворотов (рис. 1), то в опорных сечениях элемента будут действовать усилия (в безразмерном виде):

$$\begin{aligned} \bar{Q} &= -C_i \bar{w} + k^2 \bar{w}' = -\bar{w}''', \\ \bar{M} &= -C_j \bar{w}' = -\bar{w}'', \end{aligned} \quad (3)$$

где C_i, C_j – величины податливостей опорных закреплений стержня на поперечное смещение и поворот соответственно.

Подставляя решение уравнения (1) по методу начальных параметров при $\xi = 1$ в (3) получим систему из двух линейных однородных уравнений с двумя неизвестными:

$$\begin{aligned} A_1 \bar{w}_0 + A_2 \bar{w}'_0 &= 0, \\ A_3 \bar{w}_0 + A_4 \bar{w}'_0 &= 0, \end{aligned} \quad (4)$$

где

$$\begin{aligned} A_1 &= C_3 - C_1 + C_1 C_3 \left(\frac{1}{k^2} - \frac{\sin k}{k^3} \right), \\ A_2 &= -C_1 C_4 \frac{1 - \cos k}{k} - C_1 \frac{\sin k}{k}, \\ A_3 &= -C_2 C_3 \frac{1 - \cos k}{k^2} - C_3 \frac{\sin k}{k}, \\ A_4 &= -(C_2 C_4 - k^2) \frac{\sin k}{k} + \cos k (C_4 - C_2). \end{aligned}$$



Рис. 1. Расчетная схема стержневого элемента

Приравняв нулю определитель, составленный из коэффициентов при неизвестных системы уравнений (4), найдем параметр критической силы k для сжатого стержневого элемента при произвольных значениях параметров C_i, C_j .

Однако применительно ко всему каркасу здания процесс деформирования может сопровождаться частичной разгрузкой отдельных сжатых стержней вследствие перераспределения усилий конструкциями перекрытий и покрытия на другие вертикальные несущие конструкции. Для учета данного эффекта необходимо рассматривать не отдельный стержень, а всю стержневую систему с учетом упругоподатливых условий сопряжения в узлах. На основании расчетного анализа стержневой системы железобетонного каркаса здания могут быть найдены такие комбинации значений параметров $C_{i,cr}$, $C_{j,cr}$, при которых будет происходить ее потеря устойчивости при заданных параметрах воздействий.

2.2. Моделирование статико-динамического деформирования.

В качестве деформационной реологической модели статико-динамического сопротивления железобетона в данной работе предлагается использовать модель, состоящую из двух последовательно соединенных элементов: квазиупругого элемента, которому соответствует секущий модуль упругости $E_{sec,0}$, вычисленный с учетом деформаций ползучести, и упруго-вязкого элемента, представленного моделью Кельвина-Фойгта [9]. С учетом принятой модели физические соотношения для этапа динамического догружения системы примут вид:

$$\Delta \varepsilon = \frac{\Delta \sigma}{E_{sec,0}} (1 - e^{-\omega t}), \quad \omega = \frac{E_{sec,0}}{K}, \quad (5)$$

где $E_{sec,0}$ – секущий модуль упругости для стадии нормальной эксплуатации, K – модуль вязкого сопротивления элемента, t – время динамического догружения несущих элементов конструктивной системы при ее внезапной структурной перестройке, $\Delta \sigma$ и $\Delta \varepsilon$ – приращение напряжений и относительных деформаций в сечении конструктивного элемента при его динамическом догружении.

Динамический касательный модуль деформации бетона для расчета внецентренно сжатых элементов при их динамическом догружении с учетом (4) будет определяться из выражения:

$$E_{t,d}(y) = \frac{E_{t,1}}{(1 - e^{-\omega t})},$$

где $E_{t,1} = \frac{d\sigma}{d\varepsilon} = E_0 - 2H_1\varepsilon$ – касательный модуль для деформированного состояния, предшествующего динамическому догружению.

2.3. Учет силового сопротивления железобетона.

Для учета длительных процессов коррозионного повреждения конструктивных элементов, контактирующих с агрессивной средой, в данной работе предлагается использовать феноменологическую модель среднего сопротивления бетона, предложенную В.М. Бондаренко [10].

В этом случае учет снижения прочностных и деформационных характеристик бетона на глубину продвижения фронта коррозионных повреждений при кольматации пор может быть осуществлен путем домножения модуля деформаций бетона на функцию коррозионных повреждений $K(z, t, \eta)$, которая может быть записана по аналогии с [10] в виде:

$$K(z, t, \eta) = \sum_{i=0}^{i=2} a_i z^i, \quad (6)$$

где $z \in \left[\frac{h}{2} - \delta(t); \frac{h}{2} \right]$ – координата произвольной точки в части сечения, поврежденной коррозией; a_i – параметры функции коррозионного повреждения, определяемые эмпирически; $\eta = \sigma/R_b$ – отношение текущего уровня напряжений в сжатом бетоне к его расчетному сопротивлению на сжатие; t – время контакта конструкции с агрессивной средой.

Разделяя сохранившуюся часть сечения и часть сечения, поврежденную коррозионными процессами, с учетом (5) изгибная жесткость прямоугольного сечения внецентренно сжатого железобетонного элемента определяется из следующего выражения:

$$B_x = \int_{-\frac{h}{2}}^{\frac{h}{2}-\delta(t,\eta)} E_t(y) \cdot y^2 dy \int_{-\frac{b}{2}}^{\frac{b}{2}} x dx + \int_{\frac{h}{2}-\delta(t,\eta)}^{\frac{h}{2}} E_t(y) \cdot K(y, t, \eta) \cdot y^2 dy \int_{-\frac{b}{2}}^{\frac{b}{2}} x dx.$$

Поскольку определение величины продвижения фронта коррозионных повреждений вглубь сечения конструкции для реальных конструктивных систем в условиях переменного во времени значения параметра η и снижения для поврежденных коррозией волокон величины расчетного сопротивления сжатию R_b представляет собой достаточно сложную задачу, для решения прикладных задач в первом приближении можно принять $\eta = 0.6$, что соответствует границе первого и второго участка трехлинейной диаграммы состояния бетона по СП 63.13330.2018, термодинамические и физико-химические факторы среднего сопротивления принять постоянными, а временные отрезки t – фиксированными.

С учетом представленных в разделе 2.2 данной статьи, а также в данном разделе расчетных зависимостей в качестве критериев особого предельного состояния внецентренно сжатых элементов могут быть приняты критическая величина приведенной жесткости сечения $B_{red,cr}$ и критическое время среднего сопротивления (взаимодействия с агрессивной средой) t_{cr} , по истечению которого внезапное удаление одного из несущих элементов системы приведет к разрушению рассматриваемого внецентренно сжатого железобетонного элемента.

3. Результаты и обсуждение.

3.1. Алгоритм расчета на устойчивость формы.

Последовательность расчета устойчивости деформированной формы железобетонных внецентренно сжатых элементов каркасов зданий при внезапном удалении одного из несущих элементов конструктивной системы с учетом представленных в работе аналитических выражений для учета режима нагружения и факторов средовых воздействий состоит из следующих этапов:

- создается конечно-элементная модель каркаса здания с применением нелинейных конечных элементов;
- задаются стадии монтажа (демонтажа) несущих элементов модели, а также последовательность приложения постоянных и длительных нагрузок и обобщенного усилия, возникающего по месту удаляемого элемента во вторичной расчетной схеме здания;

– выполняется расчет каркаса здания шаговым методом или методом переменных параметров упругости (МПУ);

– матрица жесткости модели, полученная на последнем шаге расчета на постоянные и длительные нагрузки, используется для последующего линейного расчета на особое воздействие, вызванное внезапным удалением несущего элемента конструктивной системы.

Таким образом, расчет на устойчивость нелинейно деформируемых элементов железобетонного каркаса здания при особом аварийном воздействии сводится к линейному расчету на устойчивость фрагмента каркаса здания со ступенчато-переменными по длине конструктивных элементов жесткостями, вычисленными по касательным модулям. Полученное в результате такого расчета значение критической силы следует сопоставить с усилиями в соответствующих конструктивных элементах, полученными в результате деформационного расчета на динамическое догружение, вызванное внезапной аварийным отказом одного из несущих элементов конструктивной системы. Устойчивость конструктивной системы будет обеспечена в том случае, если соблюдается условие:

$$P_{cr,dyn} > N_{dyn}$$

где $P_{cr,dyn}$ – критическая сила, вызывающая потерю устойчивости системы, жесткость которой определена на основании ее деформационного расчета на особое аварийное воздействие, N_{dyn} – динамическое усилие в элементе рассматриваемой конструктивной системы.

Для выявления наиболее опасных с точки зрения потери устойчивости элементов конструктивной системы могут быть использованы энергетические критерии, определяемые работой узловых изгибающих моментов и поперечных сил $A(M, Q)$ в процессе изгиба [11]. Несущему элементу каркаса здания, теряющему устойчивость, соответствует наибольшая по модулю отрицательная работа узловых изгибающих моментов и поперечных сил:

$$A_i(M, Q) < 0.$$

При разбиении конструктивного элемента на ряд конечных элементов (при расчете по МКЭ) данный критерий может быть также использован для выявления наиболее чувствительных к потере устойчивости участков конструктивных элементов каркаса здания.

3.2. Пример расчета масштабной модели рамы.

Для иллюстрации представленного алгоритма расчета устойчивости формы нелинейно деформируемой стержневой несущей рассмотрим масштабную модель железобетонной рамы из работы [12]. Геометрические размеры и схема армирования опытной конструкции железобетонной рамы представлены на рис. 2. Материалы: бетон класса прочности на сжатие В25, для которого нормативное сопротивление сжатию $R_{b,n} = 18,5$ МПа, начальный модуль упругости $E_0 = 30000$ МПа. Армирование стоек и ригелей выполнено пространственными каркасами с продольной арматурой класса В500 ($R_{s,n} = 500$ МПа) и поперечной арматурой А300 ($R_{s,n} = 300$ МПа). Колонны второго этажа опытной модели обладают гибкостью в недеформированном состоянии $\mu \cdot l/h = 1.2 \cdot 940/50 = 22.6$, где $\mu = 1.2$ – коэффициент расчетной длины для стержней с податливой заделкой на концах. На этапе нормальной эксплуатации к верхним узлам рамы были приложены сосредоточенные силы $P_1 = 4$ кН, $P_2 = 20$ кН, $P_3 = 16$ кН

(рисунок 2, б). Динамический эффект от мгновенного удаления крайней левой стойки рамы в момент времени $t = T/4$, где T – период вынужденных колебаний рассматриваемой стержневой системы «n-1», моделировался статическим приложением к узлу рамы по месту удаленной стойки продольной силы $P = 4$ кН, направленной вниз (рис. 2в). Дополнительно был выполнен расчет деформированного состояния модели рамы в момент времени $t = T/8$, при котором происходит обнуление реакции в узле по месту удаленной стойки.

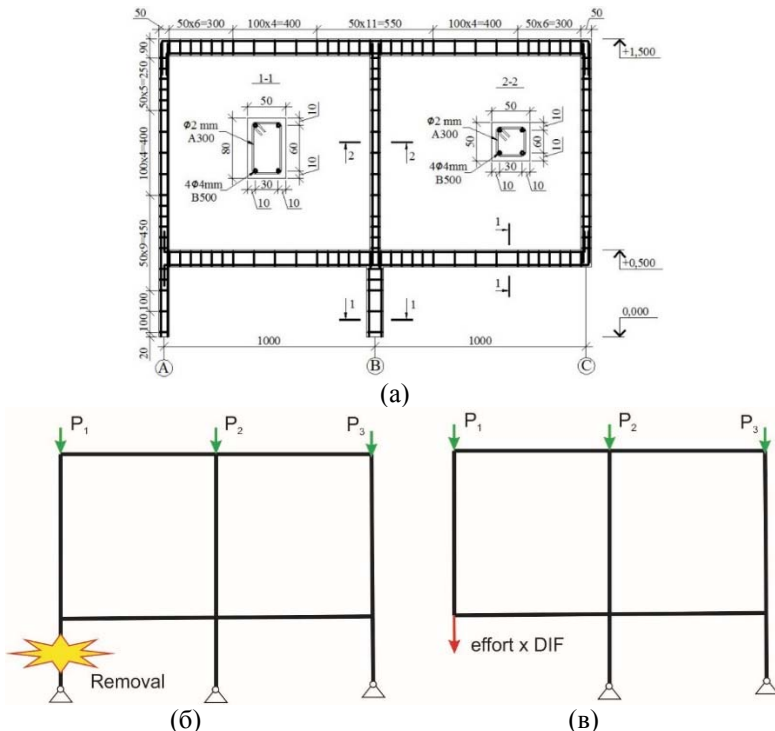


Рис. 2. Масштабная модель рамы: а) схема армирования 2D-модели железобетонной рамы; б) первичная расчетная схема «n»; в) вторичная расчетная схема «n-1»

В результате расчета устойчивости деформированного состояния рамы с использованием предложенного алгоритма для момента времени $t = T/8$ получен коэффициент запаса по устойчивости $k = 0,98$, свидетельствующий о смене равновесного состояния рассматриваемой стержневой системы (рис. 3). Наиболее чувствительными к потере устойчивости оказались элементы крайней правой стойки второго этажа рамы, примыкающие к ригелям.

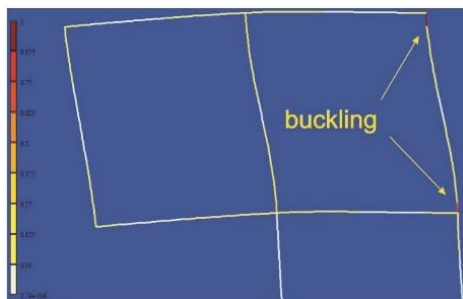


Рис. 3. Результаты численного анализа устойчивости деформированного состояния рамы в момент времени $t = T/8$ от начала аварийного воздействия

Для оценки полученного результата был выполнен нелинейный деформационный расчет рассматриваемой железобетонной рамы по 3D-модели, в которой бетонная матрица и продольная арматура моделировались 8-узловыми объемными элементами с учетом физической нелинейности на основе экспоненциальной аппроксимации диаграмм деформирования бетона и стали. Размеры поперечного сечения призматических 8-узловых КЭ, моделирующих арматурные стержни, подбирались эквивалентными по площади с арматурными стержнями по рис. 2а. Результаты выполненного расчета по 3D-модели представлены в виде изополей нормальных напряжений в бетоне и арматуре на рис. 4.

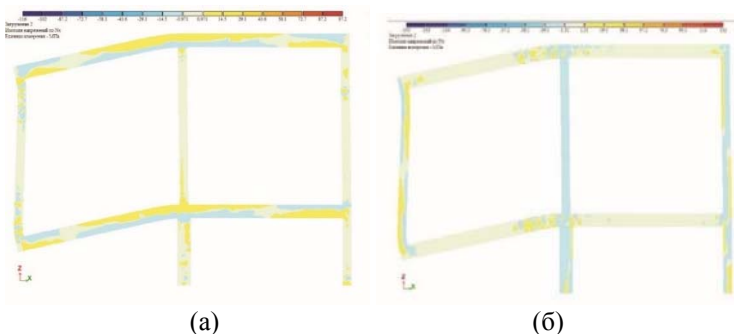


Рис. 4. Нормальные напряжения в элементах железобетонной рамы в момент времени $t = T/4$: $\sigma(x)$ (а) и $\sigma(y)$ (б) в бетоне

Полученные результаты согласуются с результатом расчета устойчивости деформированного состояния рамы: в концевых сечениях вертикального несущего элемента 2D-рамы, обладающих наибольшей чувствительностью к потере устойчивости по результатам соответствующего расчета, в 3D-модели получены значения нормальных напряжений, близкие к нормативному сопротивлению бетона.

4. Заключение.

В работе приведены расчетные зависимости для оценки несущей способности внецентренно сжатых стержневых железобетонных элементов

каркасов зданий при особых воздействиях, вызванных внезапным удалением одного из несущих элементов конструктивной системы.

В качестве критериев особого предельного состояния, связанных с потерей устойчивости формы, для отдельных элементов каркасов зданий предложено рассматривать критическую силу $N < N_{cr}$ или другие производные от нее параметры (критическая жесткость, критическое время среднего сопротивления, критические значения податливостей узловых креплений). При этом в соответствии с п. В.9 СП 63.13330.2018 «Бетонные и железобетонные конструкции» запас по устойчивости формы должен быть двукратным и более.

Использование предлагаемых критериев позволяет получить более полную картину сопротивления рамных и рамно-связевых нелинейно деформируемых железобетонных каркасов зданий прогрессирующему обрушению при особых воздействиях.

Список литературы:

1. Гольшев А.Б. Сопротивление железобетона / А.Б. Гольшев, В.И. Колчунов. – Киев: Основа, 2009. – 432 с.
2. EN 1992-1-1 (2004) (English): Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings [Authority: The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC].
3. Улицкий И.И. Расчет железобетонных стержневых конструкций с учетом длительных процессов / И.И. Улицкий. – Киев: Будивельник, 1967. – 345 с.
4. Колчунов В.И. Живучесть зданий и сооружений при запроектных воздействиях: монография / В. И. Колчунов, Н.В. Клюева, Н.Б. Андросова [и др.]. – М.: АСВ, 2014. – 208 с.
5. Тамразян А.Г. Динамическая устойчивость сжатого железобетонного элемента как вязкоупругого стержня / А.Г. Тамразян // Вестник МГСУ. – 2011. – №1–2. – С. 193–196.
6. Колчунов В.И. Экспериментально-теоретические исследования живучести железобетонных рам при потере устойчивости отдельного элемента / В.И. Колчунов, Н.О. Прасолов, Л.В. Кожаринова // Вестник МГСУ. – 2011. – №3–2.
7. Грудев И.Д. Несущая способность сжатых элементов конструкций: монография / И.Д. Грудев. – М.: МГСУ, 2012. – 386 с.
8. Гордон В.А. К расчету на устойчивость эволюционно поврежденного железобетонного элемента с «деградирующими» условиями опирания / В.А. Гордон, В.И. Колчунов // Строительная механика и расчет сооружений. – 2006. – №4. – С. 33–38.
9. Гениев Г.А. Теория пластичности бетона и железобетона / Г.А. Гениев, В.Н. Кисюк, Г.А. Тюпин. – М.: Стройиздат, 1974. – 316 с.
10. Бондаренко В.М. К расчету сооружений, меняющих расчетную схему вследствие коррозионного повреждения / В.М. Бондаренко, Н.В. Клюева // Известия вузов. Строительство. – 2008. – №1. – С. 4–12.
11. Александров А.В. О расчете стержневых конструкций на устойчивость / А.В. Александров, В.И. Травуш, А.В. Матвеев // Промышленное гражданское строительство. – 2002. – №3. – С. 16–19.
12. Savin S.Yu. Progressive collapse behaviour of compressed-bent rods of RC moment frames at sudden column removal / S.Yu. Savin // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. – 2020. – Vol. 869. 052040.

Савин Сергей Юрьевич, канд. техн. наук, доцент, доцент кафедры железобетонных и каменных конструкций, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, г. Москва, Россия, e-mail: savinsyu@mgsu.ru

Азимов Шакирбай Абдинабиевич, магистр кафедры железобетонных и каменных конструкций, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, г. Москва, Россия

Нсонга Брайтон Мвенге, магистр кафедры железобетонных и каменных конструкций, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, г. Москва, Россия

Громова Дарья Владиславовна, магистр кафедры железобетонных и каменных конструкций, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, г. Москва, Россия

Паничев Иван Сергеевич, магистр кафедры железобетонных и каменных конструкций, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, г. Москва, Россия

Savin Sergey, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Associate Professor of the Department of Reinforced Concrete and Stone Structures, National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia, e-mail: savinsyu@mgsu.ru

Azimov Shakirbai, Master of the Department of Reinforced Concrete and Stone Structures, National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia

Nsonga Brighton, Master of the Department of Reinforced Concrete and Stone Structures, National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia

Gromova Daria, Master of the Department of Reinforced Concrete and Stone Structures, National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia

Panichev Ivan, Master of the Department of Reinforced Concrete and Stone Structures, National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia

Для цитирования:

Савин С.Ю. Критерии особого предельного состояния внецентренно-сжатых элементов железобетонных каркасов зданий / С.Ю. Савин, Ш.А. Азимов, Б.М. Нсонга [и др.] // Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020: материалы V Междунар. (XI Всерос.) конф. – Чебоксары, 2020. – С. 198–207.

Savin S.Yu. Criteria for special limiting state of eccentrically-compressed elements of reinforced concrete frames / S. Yu. Savin, Sh.A. Azimov, B.M. Nsonga, D.V. Gromova, I.S. Panichev // Construction and development: life cycle – 2020: materials of the V International (XI All-Russian) conference. – Cheboksary, 2020. – P. 198–207.

УДК 69.07

ПРОБЛЕМЫ УЧЕТА ВНЕШНЕГО АРМИРОВАНИЯ ПРИ НЕЛИНЕЙНОМ РАСЧЕТЕ НОРМАЛЬНЫХ СЕЧЕНИЙ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

*Симаков О.А.
Фучижки Д.В.*

НИУ Московский государственный
строительный университет
г. Москва

***Аннотация:** действующие в настоящее время нормативно-методические документы фактически не учитывают нелинейную работу единой системы, состоящей из изгибаемого железобетонного элемента и системы усиления на основе углеродных волокон. Это вызвано значительными сложностями по учету изменения величины модуля упругости и ползучести клеевого состава внешнего армирования во времени. В статье рассматриваются вопросы соответствия имеющихся методик учета физической нелинейности с экспериментальными данными. Приводится анализ полученных результатов.*

***Ключевые слова:** усиление, внешнее армирование, углеродные волокна.*

PROBLEMS OF ACCOUNTING FOR EXTERNAL REINFORCEMENT IN THE NONLINEAR CALCULATION OF CROSS SECTIONS OF BENT REINFORCED CONCRETE ELEMENTS

***Abstract:** the current codes do not actually take into account the nonlinear operation of a single system consisting of a bent reinforced concrete element and a carbon fiber-based reinforcement system. This is caused by significant difficulties in accounting for changes in the elastic modulus and creep of the adhesive composition of the external reinforcement over time. The article deals with the issues of compliance of existing methods for accounting for physical nonlinearity with experimental data. The results are analyzed.*

***Keywords:** reinforcement, external reinforcement, carbon fibers.*

Опыт применения внешнего армирования на основе углеродных волокон для усиления железобетонных конструкций показывает высокую надежность данной системы. Необходимо отметить, что за последние 15 лет, методика расчета претерпела целый ряд значимых изменений, при этом общий коэффициент надежности данного метода в среднем уменьшился (введен целый ряд критериев, определяющих величину снижения расчетного значения прочности внешнего армирования). Вместе с тем, по результатам экспериментальных исследований, разница между экспериментальными данными и результатами расчетов не опускается ниже 20%.

Данный запас оправдан в силу достаточно большого количества не достаточно изученных вопросов и проработанных методик расчета. В первую очередь это касается учета изменения жесткости в статически неопределимых системах при усилении железобетонных конструкций внешним армированием.

По результатам проведенного анализа методики учета нелинейной работы конструкций [1–4] сделан вывод о значимости учета перераспределения усилий в конструкции. Экспериментально вычисленная зависимость приведена на рис. 1 [2].

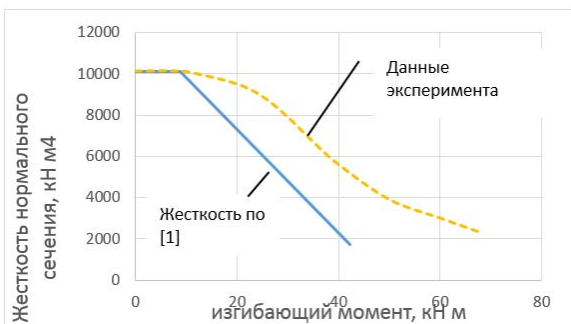


Рис. 1. График изменения жесткости для нормального сечения железобетонного элемента

Используя данную зависимость проведен анализ для 5-пролетной схемы балочного перекрытия. При этом рассмотрен вопрос только усиления балок в пролетной части и отдельно над опорами.

Общий вид расчетной схемы представлен на рис. 2.

Общая характеристика схемы:

- 5 пролетов по 6 м по x и y;
- узловые опоры с шагом 6 x 6 м;
- сечение плиты – 200 мм, балок 400 x 600.

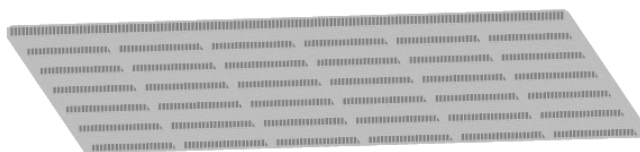


Рис. 2. Общий вид расчетной схемы

Расчет проведен по двум зависимостям изгибной жесткости:

- предложенная в [1];
- на основе экспериментальных данных, приведенных к рассматриваемому сечению.

В общем виде методика [1] предлагает использовать редуцированный момент инерции по формуле (1) и (2).

$$I_{red} = I_b + \alpha \cdot I_s + \alpha \cdot I'_s + \alpha_f \cdot I_f \quad (1)$$

$$I_{red} = \frac{bx^3}{12} + bx \left(\frac{x}{2}\right)^2 + \alpha \cdot A_s(x - a')^2 + \alpha \cdot A'_s(x - a)^2 + \alpha_f \cdot A_f(h - x)^2 \quad (2)$$

где

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b}, \quad \alpha_f = \frac{E_f}{E_b}$$

Приведенная методика имеет следующие положения, вызывающие обоснованную критику:

- в основе лежит теория, не учитывающая значительные деформации ползучести связующего слоя (клеявого слоя внешнего армирования). В месте с тем, данные деформации отмечены практически во всех экспериментах, проводимых не ранее срок отверждения связующего;

- не учитывается неравномерное распределение усилий в дискретной стальной арматуре и внешнем армировании.

В результате расчетов схемы, представленной на рис. 2 получены изополюсы усилий. В первую очередь анализ проводится по изополюсам изгибающих моментов – основной критерий расчетов прочности нормальных сечений изгибаемых элементов.

На рис. 3 представлены фрагменты изгибающих моментов в пролетах 1–3 для различных вариантов жесткости при одинаковом значении нагрузки.

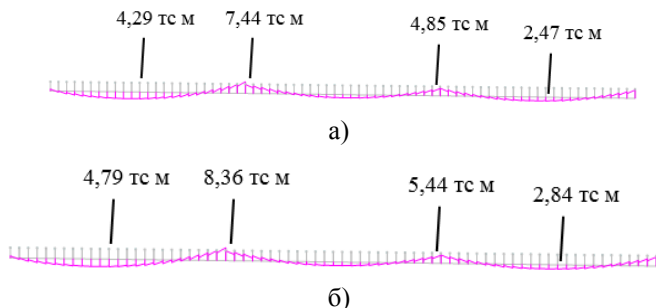


Рис. 3. Эпюры изгибающих моментов в балках перекрытия.
а) жесткость рассчитана по [1]; б) жесткость принята по данным экспериментальных исследований

Проведя анализ полученных данных, можно сделать вывод, что разница в полученных значениях укладывается в 15%.

При этом корректируя высоту сечения балок диапазон изменения значений изгибающих моментов расширяется и составляет для данной расчетной схемы 5–20%.

Методика [1] подразумевает учет начальных деформаций конструкции через изгибающий момент M_0 от действующей на конструкцию нагрузки. Относительные деформации арматуры и бетона при этом определяются по формулам:

$$\varepsilon_s^0 = \frac{M_0}{E_{b1}I_{red}}(h_0 - x_0)$$

$$\varepsilon_b^0 = \frac{M_0}{E_{b1}I_{red}}x_0$$

А также ограничение границы сжатой зоны бетона:

$$\xi_{R,f} = \frac{\omega}{1 + \frac{\varepsilon_{f,ult} + \varepsilon_b^0}{\varepsilon_s^0}}$$

Если принять в расчет отсутствие полного снятия нагрузки при усилении конструкции, диапазон изменения значения изгибающих моментов снижается до 2–10%.

Применяемая на нормативном уровне методика [1] подразумевает значительные коэффициенты запаса несущей способности:

– коэффициент надежности по композитному материалу γ_f . Для расчетов по первой группе предельных состояний принимается 1,2 для углекомполитов;

– коэффициент условий работы элемента внешнего армирования в зависимости от материала и вида волокон γ_{f1} . Для композитных материалов на основе углеродных волокон принимается от 0,8 (тканые материалы, работающие в агрессивных средах) до 0,95 (ламинаты, работающие во внутренних помещениях);

– коэффициент условий работы, учитывающий адгезию/сцепления элемента усиления с базовым материалом γ_{f2} . Коэффициент зависит от прочности бетона основания, предельных относительных деформаций внешнего армирования, а также величины жесткости элемента усиления. В общем виде формула имеет вид:

$$\gamma_{f2} = \frac{1}{2.5\varepsilon_{f,ult}} \sqrt{\frac{R_b}{nE_f t_f}} \leq 0.9$$

Формула расчетного значения сопротивления растяжению внешнего армирования, принимаемая в расчетах определяется по формуле:

$$R_f = \frac{\gamma_{f1}\gamma_{f2}R_{f,n}}{\gamma_f}$$

А предельный изгибающий момент, воспринимаемый усиленным внешним армированием сечением определяется по формуле:

$$M_{ult} = R_b b x (h_0 - 0.5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') + R_f A_f a$$

В соответствии с расчетной схемой на рис. 4.

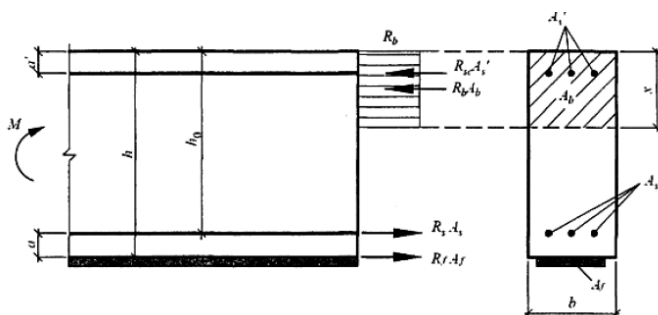


Рис. 4. Расчетная схема нормального сечения изгибаемого элемента

Таким образом, обобщенный коэффициент надежности нормальных сечений изгибаемых элементов составляет более 1,3. Проводя аналогию с отношением предельного момента, воспринимаемым нормальным сечением изгибаемого элемента, вычисленным по методике [1] и полученным по результатам экспериментальных данных можно выделить следующие:

– действующие в настоящее время методики расчета усиленных внешним армированием нормальных сечений не учитывают целый ряд факторов, определяющих фактическую работу конструкции. Данные упрощения полностью компенсируются коэффициентами запаса (для ряда случаев имеющие слишком большие значения);

– расчетный изгибающий момент имеет значение более чем на 20% ниже чем значение изгибающего момента по данным экспериментальных исследований.

Основываясь на данном анализе методики [1] включенной в действующие нормативные документы, а также полученные в ходе численные расчеты изгибающих моментов для значений жесткости усиленных внешним армированием изгибаемых элементов можно сделать следующие выводы:

1) реальное значение влияния учета жесткости усиленного внешним армированием нормального сечения изгибаемого элемента с учетом действия части нагрузки в период проведения работ по усилению лежит в пределах 2–10%;

2) принятая в нормативных документах методика расчета нормальных сечений изгибаемых элементов с учетом внешнего армирования показывает реальный запас надежности более 20%;

3) учитывая вышеизложенные факторы, можно констатировать возможность применения методик [1 и 5] для расчета железобетонных статически неопределимых конструкций гражданских зданий.

Список литературы:

1. Мухамедиев Т.А. Расчет по прочности нормальных сечений железобетонных конструкций, усиленных композиционными материалами / Т.А. Мухамедиев, Д.В. Кузеванов // Бетон и железобетон. – 2013. – №6. – С. 20–24.
2. Симаков О.А. Учет физической нелинейности в изгибаемых железобетонных элементах при усилении системами внешнего армирования / О.А. Симаков, Д.В. Фучижи // Сборник докладов научно-технической конференции по итогам научно-исследовательских работ студентов института строительства и архитектуры НИУ МГСУ. – М.: Изд-во: МИСИ – МГСУ, 2020.

3. Casadei P., Nanni A., Galati N., Ibell T., and Denton S., 2003. Moment redistribution in continuous CFRP strengthened concrete members: experimental results. International Conference Composites in Construction – CCC2003. Cosenza, Italy, 307-312, September 16–19.

4. Cohn M.Z., Lounis, Z. Moment redistribution in structural concrete codes // Canadian Journal of Civil Engineering. – 1991. – №18 (1). – P. 97–108.

5. Мухамедиев Т.А. Правила проектирования усиления железобетонных конструкций композиционными материалами // Бетон и железобетон. – 2013. – №3.

Фуцижи Даниил Валерьевич, магистр ИСА, НИУ Московский государственный строительный университет, г. Москва, Россия, e-mail: daniilfuchizhi1@mail.ru

Симаков Олег Александрович, канд. техн. наук, доцент кафедры Железобетонных и каменных конструкций НИУ Московский государственный строительный университет, г. Москва, Россия, e-mail: simakovoa@mgsu.ru

Fuchizhi Daniil Valerievich, master student, National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia, e-mail: daniilfuchizhi1@mail.ru;

Simakov Oleg Alexandrovich, PhD., Associate Professor of the Department of Reinforced Concrete and Stone Structures, National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia, e-mail: simakovoa@mgsu.ru

Для цитирования:

Симаков О.А. Проблемы учета внешнего армирования при нелинейном расчете нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов / О.А. Симаков, Д.В. Фуцижи // Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020: материалы V Междунар. (XI Всерос.) конф. – Чебоксары, 2020. – С. 208–213.

Simakov O.A. Problems of accounting for external reinforcement in the non-linear calculation of cross sections of bent reinforced concrete elements / O.A. Simakov, D.V. Fuchizhi, // Construction and development: life cycle – 2020: materials of the V International (XI All-Russian) conference. – Cheboксary, 2020. – P. 208–213.

УДК 539.3: 624.073

ТРАДИЦИОННЫЕ ИЗМЕРЕНИЯ В ЭКСПЕРИМЕНТАХ ПО ОПРЕДЕЛЕНИЮ МЕХАНИЧЕСКИХ СВОЙСТВ МАТЕРИАЛОВ И НЮАНСЫ ДЛЯ КОМПОЗИТОВ

Трещев А.А.

Тульский государственный университет
г. Тула, Россия

Аннотация: проведен анализ классических методик испытания трубчатых образцов, проводимых с целью оценки правомерности обобщенного закона Гука, вычисления фаз деформированного и напряженного состояний, прочих характеристик материалов. Указано, что традиционная методика экспериментального определения величин деформаций, основанная на несвязанности изменений объема и формы, обнулении фазовой разности напряжений и деформаций для многих композитов требует изменения.

Ключевые слова: тонкостенные трубчатые образцы, модули упругости, коэффициенты Пуассона, разность фаз, кручение, внутреннее давление, осевое нагружение.

TRADITIONAL MEASUREMENTS IN EXPERIMENTS ON DETERMINATION OF MECHANICAL PROPERTIES MATERIALS AND NUANCES FOR COMPOSITES

Abstract: the analysis of classical methods of testing tubular samples is carried out in order to assess the validity of the generalized Hooke's law, calculate the phases of the deformed and stressed States, and other characteristics of materials. It is indicated that the traditional method of experimental determination of strain values, based on the disjointedness of changes in volume and shape, and zeroing the phase difference between stresses and strains for many composites, requires changes.

Keywords: thin-walled tubular samples, elastic modulus, Poisson's coefficients, phase difference, torsion, internal pressure, axial loading.

Традиционно при освещении методик опытного выявления свойств конструкционных материалов, читателя убеждают в универсальности данных по нагружению тонкостенных цилиндрических оболочек, т. е. трубчатых образцов. Подобные испытания служили универсальным методом для проверки предлагаемых постулатов при разработке деформационных моделей конструкционных материалов.

Конструкция опытных образцов широко известна и принята по типу цилиндрической оболочки с торцовыми участками удобными для закрепления в штатных захватах стенда [1–3]. При этом обеспечивается надежно регулируемое нагружение цилиндрической части трубки продольным усилием N , равномерным внутренним давлением q и моментом кручения M . Размеры трубки принимаются по стандартам [1–3]. Испытания и обра-

ботка полученных сведений предполагают равномерный поток напряжений по толщине трубки, а это позволяет легко вычислять напряжения. Координатная система ориентирована так, чтобы ось x_1 являлась образующей оболочки, ось x_2 – направляющей, а ось x_3 – радиусом. Тогда компоненты тензора напряжений на расчетной части трубки вычисляются следующим образом:

$$\begin{aligned}\sigma_{11} &= N / (\pi h_0 d_0); \quad \sigma_{22} = d_0 q / (2h_0); \\ \tau_{12} &= 2M / (\pi h_0 d_0^2); \quad \sigma_{33} = \tau_{23} = \tau_{13} = 0,\end{aligned}\quad (1)$$

где d_0 – исходный размер диаметра средней поверхности трубки; h_0 – исходный размер толщины стенки оболочки.

Величины напряжений (1) на расчетной области оболочки, вычисленные по результатам проведенного испытания трубок, именуется контролируемыми [1–3]. Варьирование параметрами силового нагружения дает возможность получить ожидаемые значения возникающих напряжений. Доказано [1–15], что в сечениях тонких трубок максимально просто реализуются однородные напряженные состояния, среди которых возможно по усмотрению исследователя частично изменять независимые параметры напряжений. Изменение соотношения напряжений благодаря регулированию силовых воздействий дает возможность проследить широкий интервал изменения фаз напряжений.

Контролируя силовые загрузки и рассчитывая по ним напряжения (1) получаем естественные инварианты девиаторной плоскости:

$$\begin{aligned}\sigma &= (\sigma_{11} + \sigma_{22}) / 3; \quad 4,5\tau^2 = \sigma_{11}^2 - \sigma_{11}\sigma_{22} + \sigma_{22}^2 + 3\tau_{12}^2; \\ \tau^3 \text{Cos}3\varphi &= -\sqrt{2}\sigma(\sigma_{11} - \sigma)(\sigma_{22} - \sigma),\end{aligned}\quad (2)$$

где $\text{Cos}3\varphi = \sqrt{2} \det S_{ij} / \tau^3$ – фазовый инвариант; $S_{ij} = \sigma_{ij} - \sigma\delta_{ij}$ – девиатор напряжений.

Экспериментальные исследования механики материалов принято проводить по упрощенным программам испытаний: q -опыты; M -опыты; N -опыты. Дополнительно осуществляют комбинированные исследования: $q\sim M$ -опыты; $N\sim M$ -опыты; $N\sim q$ -опыты; $N\sim M\sim q$ -опыты. В программе N -опытов ненулевой оказывается одно продольное усилие и поэтому, получим:

$$\begin{aligned}\sigma_{11} &= N / (\pi h_0 d_0) = t; \quad \sigma_{22} = \tau_{12} = 0; \quad \sigma = t / 3; \\ \tau &= \sqrt{2}|t| / 3; \quad \text{Cos}3\varphi = \text{Sign}(t).\end{aligned}\quad (3)$$

Программа q -опытов дает ненулевые напряжения σ_{22} :

$$\begin{aligned}\sigma_{11} = \tau_{12} &= 0; \quad \sigma_{22} = d_0 q / (2h_0) = p; \quad \sigma = p / 3; \\ \tau &= \sqrt{2}|p| / 3; \quad \text{Cos}3\varphi = \text{Sign}(p).\end{aligned}\quad (4)$$

Программа M -опытов приводит к ненулевым напряжениям τ_{12} :

$$\begin{aligned}\sigma_{11} = \sigma_{22} &= 0; \quad \tau_{12} = 2M / (\pi h_0 d_0^2) = \tau_0; \quad \sigma = 0; \\ \tau &= \sqrt{2/3}\tau_0; \quad \text{Cos}3\varphi = 0.\end{aligned}\quad (5)$$

Для комбинированных $N\sim q$ -опытов справедливы значения:

$$\sigma_{11} = N / (\pi h_0 d_0) = t; \quad \sigma_{22} = d_0 q / (2h_0) = p; \quad \tau_{12} = 0; \quad \sigma = (t + p) / 3; \\ 4,5\tau^2 = t^2 - tp + p^2; \quad (3\tau^3) \text{Cos}3\varphi = -\sqrt{2}(t + p)(2t - p)(2p - t). \quad (6)$$

В опытах $N\sim q$, если принято $p = 0$ и $t > 0$, то $\varphi = 0$, а если $p > 0$ и для $t = kp$ при $k = -1$, имеем $\sigma = 0$, $\tau = \sqrt{2/3}p$, $\varphi = \pi/6$, что возникает при чистом сдвиге. Если принять $k = 1$, то получим $\sigma = 2p/3$, $\tau = \sqrt{2}p/3$, $\text{Cos}3\varphi = -1$. Отсюда видно, что даже в $N\sim q$ -опытах реализуется возможность исследовать весь интервала существования фазы напряжений.

Достижение состояния цилиндрической оболочки близкого к однородному в процессе осевого сжатия может не реализоваться из-за возможного выпучивания стенки, что нарушит программу эксперимента. В связи с этим, экспериментальные исследования требуется проводить с использованием комбинированных опытов, реализующих различные фазы напряжений даже для классических материалов, в том числе, вызванные кручением трубок моментами M .

В рассмотренных опытах наряду с расчетом напряжений и фаз всегда выполняются измерения, которые позволяют вычислять деформации и их инварианты. При обработке результатов постулируется однородность деформаций по толщине оболочки. При измерениях продольных, поперечных и сдвиговых деформаций ($e_{11}, e_{22}, 2e_{12} = \gamma_{12}$) трубчатых образцов отсутствуют какие-либо трудности. Некоторая недосказанность остается при установлении деформаций по толщине стенки трубки e_{33} . Причина этого кроется в малой базе, когда точность измерений по толщине при деформировании существенно уменьшается, и поэтому большинство экспериментальных работ [1 – 15] оперируют с e_{33} по гипотетическому закону. Зачастую принимается закон линейного изменения объема, т. е.

$$e_{33} = -(e_{11} + e_{22}) + (\sigma_{11} + \sigma_{22}) / (3K), \quad (7)$$

где $K = E / [3(1 - 2\nu)]$ – объемный модуль упругости; E, ν – модуль Юнга и коэффициент Пуассона, традиционно вычисляемые из одноосных опытов со стержневыми образцами.

Установив по экспериментальным данным деформации $e_{11}, e_{22}, 2e_{12} = \gamma_{12}$ и приняв их условия (7) величины e_{33} , учитывая, что $e_{13} = e_{23}$, получаем естественные инварианты деформаций:

$$\mathfrak{I} = \gamma / 2; \quad \mathfrak{I}^3 \text{Cos}3\beta = \sqrt{2} \begin{vmatrix} e_{11} - e & e_{12} & 0 \\ e_{12} & e_{22} - e & 0 \\ 0 & 0 & e_{33} - e \end{vmatrix}; \quad 3e = \frac{\sigma_{11} - \sigma_{22}}{3K}; \quad (8)$$

$e = (e_{11} + e_{22} + e_{33}) / 3$; $9\mathfrak{I}^2 = (e_{11} - e_{22})^2 + (e_{22} - e_{33})^2 + (e_{33} - e_{11})^2 + 6e_{12}^2$, где β – фаза деформации.

Подтверждение известных деформационных законов характеризуется установлением связей τ с γ и φ с β при различных сочетаниях напряжений и деформаций, развивающихся в стенках трубчатых образцов. В частности, для классического материала такого, как малоуглеродистая сталь удовлетворительно подтверждается гипотеза о совпадении фаз напряжений и деформаций, а в крайних точках одноосного растяжения и сжатия имеется абсолютное их совпадение. Эта гипотеза представляется весьма грубой для композитов (неметаллов). В случае принятия линейного закона объемного деформирования, обнуление фазовой разности, принятие коллинеарности главных осей напряженного и деформированного состояний, должна выполняться однозначность связи октаэдрических касательного напряжения и сдвига при различных фазах. В этом случае удельная работа напряжений формулируется как сумма произведений главных напряжений на вариации главных деформаций, либо записать обратную зависимость как сумму произведений деформаций на вариации напряжений:

$$\delta U = \delta W = \sigma_k \delta e_k = e_k \delta \sigma_k. \quad (9)$$

Связь главных напряжений и деформаций с универсальными инвариантами позволяет преобразовать вариацию (9) к виду:

$$\begin{aligned} \delta U = \delta W &= (\sigma + \sqrt{2}\tau \cos \varphi_k) \delta(e + \sqrt{2}\mathcal{E} \cos \beta_k) = \\ &= (e + \sqrt{2}\mathcal{E} \cos \beta_k) \delta(\sigma + \sqrt{2}\tau \cos \varphi_k). \end{aligned} \quad (10)$$

Раскрытие вариаций приводит к зависимостям:

$$\begin{aligned} \delta U = 3\sigma \delta e + 3\tau [\cos(\varphi - \beta) \delta \mathcal{E} + \sin(\varphi - \beta) \mathcal{E} \delta \beta] = \\ = \delta W = 3e \delta \sigma + 3\mathcal{E} [\cos(\varphi - \beta) \delta \tau - \sin(\varphi - \beta) \tau \delta \varphi]. \end{aligned} \quad (11)$$

При справедливости гипотезы о совпадении фаз вариации (11) сводятся к виду:

$$\delta U = 3\sigma \delta e + 3\tau \delta \mathcal{E}; \quad \delta W = 3e \delta \sigma + 3\mathcal{E} \delta \tau, \quad (12)$$

а условия существования упругих потенциалов $\partial \sigma / \partial \mathcal{E} = \partial \tau / \partial e$ и $\partial \mathcal{E} / \partial \sigma = \partial e / \partial \tau$ для линейного закона объемной деформации

$$\sigma = 3Ke, \quad (13)$$

требует проявления связи τ только с \mathcal{E} , т. е.:

$$\tau = 2G\mathcal{E} = G\gamma. \quad (14)$$

Приведенные рассуждения достаточно противоречивы для экспериментального анализа структур, жесткостные параметры которых меняются в зависимости от вида напряженного или деформированного состояний. Среди таких материалов зачастую встречаются композиционные материалы, полимеризованные, фиброармированные и зернистые. Подобные материалы не подчиняются гипотезам несвязанности закона объемного от сдвигового деформирования и о равенстве фаз напряжений и деформаций, а это противоречит фундаментальным уравнениям (13), (14), в то время как $\omega = \varphi - \beta \neq 0$ [1 – 3]. Таким образом, планирование и проведение механических испытаний трубчатых образцов для любых серий N - M - q -опытов требует особой тщательности. При проведении измерений в M -опытах наряду с установлением деформаций сдвига $2e_{12} = \gamma_{12}$

требуется вычисление деформаций e_{11} , которые в классической механике отсутствуют, а проведение иных опытов требуется в комплексном аспекте. Сущность противоречия классических данных по НДС трубчатых образцов становится очевидной при нагружении тонкостенных цилиндрических оболочек, изготовленных из материалов с зависимостью физико-механических свойств от вида реализуемого напряженного состояния.

В работах [16–20] продемонстрирована универсальность определяющих соотношений для указанных материалов в виде двух форм потенциала деформаций:

$$W = 0,5[(A + B\alpha_1)\sigma_1^2 + (A + B\alpha_2)\sigma_2^2 + (A + B\alpha_3)\sigma_3^2] + [C + E\alpha_3 + D(\alpha_1 + \alpha_2)]\sigma_1\sigma_2 + [C + E\alpha_1 + D(\alpha_2 + \alpha_3)]\sigma_2\sigma_3 + [C + E\alpha_2 + D(\alpha_1 + \alpha_3)]\sigma_1\sigma_3; \quad (15)$$

$$W = (\tilde{b}_1 + \tilde{b}_3\xi)\sigma^2 + (\tilde{b}_2 + \tilde{b}_4\xi + \tilde{b}_5\eta\cos 3\varphi)\tau^2, \quad (16)$$

где $\alpha_k = \sigma_k / S$; $S = \sqrt{\sigma_k \sigma_k}$; $\cos\psi = \xi = \sigma / S_0$; $\sin\psi = \eta = \tau / S_0$; $S_0 = \sqrt{\sigma^2 + \tau^2}$; $S_0 = S / \sqrt{3}$; $\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 = \sqrt{3}\xi$; $\alpha_k \alpha_k \alpha_k = (3\xi^3 + 9\xi\eta^2 + 1,5\sqrt{2}\eta^3 \cos 3\varphi) / \sqrt{3}$; $\cos 3\varphi = \sqrt{2} \det(S_{ij}) / \tau^3$; $S_{ij} = \sigma_{ij} - \delta_{ij}\sigma$; $\tilde{b}_1 = 1,5(A + 2C)$; $\tilde{b}_2 = 1,5(A - C)$; $\tilde{b}_3 = 1,5(B + 4D + 2E) / \sqrt{3}$; $\tilde{b}_4 = 4,5(B - E) / \sqrt{3}$; $\tilde{b}_5 = 0,75(B - 2D + 2E)\sqrt{2} / \sqrt{3}$; $A = 0,5(1/E^+ + 1/E^-)$; $B = 0,5(1/E^+ - 1/E^-)$; $C = -0,5(v^+ / E^+ + v^- / E^-)$; $E = 0,25\sqrt{3}[(1 - 2v^+) / E^+ - (1 - 2v^-) / E^-] - 0,25[(1 - 4v^+) / E^+ - (1 - 4v^-) / E^-]$; $D = -0,5(v^+ / E^+ - v^- / E^-)$; E^\pm , v^\pm – модули упругости и коэффициенты Пуассона, соответствующие одноосным растяжению и сжатию.

Связь тензоров напряжений и деформаций, вытекающая из потенциала W устанавливается по формулам Кастильяно:

$$e_{ij} = 1/3\{2[\tilde{b}_1 + \tilde{b}_3\xi(1 + 0,5\eta^2)] + (\tilde{b}_4\eta^2 + 1,5\sqrt{2}\tilde{b}_5)\eta^2 / \xi - \tilde{b}_5\eta^3 \cos 3\varphi\}\sigma\delta_{ij} + 1/3\{2(\tilde{b}_2 + \tilde{b}_4\xi + \tilde{b}_5\eta\cos 3\varphi) - (\tilde{b}_3\xi^2 + \tilde{b}_4\eta^2)\xi - \tilde{b}_5(3 - \eta\xi^2)\cos 3\varphi + 3\sqrt{2}\tilde{b}_5\mu_{ij}\}S_{ij}, \quad (17)$$

где $\mu_{ij} = \lambda_{ij} / S_{ij}$; $\lambda_{ij} = \Delta_{ij} / S_0$; Δ_{ij} – минор для компонента S_{ij} .

Из уравнений состояний (17) вытекают обобщенные деформационные законы для конструкционных материалов:

$$e = \sigma / 3K_0 + \tau / 3D_0; \quad \mathcal{E} = \sqrt{1 + tg^2\omega}(\tau / 2G_0 + \sigma / 3D_0); \quad tg\omega = 3\tilde{b}_5\eta\sin 3\varphi / (3\eta / 2G_0 + \xi / D_0), \quad (18)$$

которые не соответствуют, а скорее опровергают уравнения (13), (14), являющиеся неизбежными для классической механики. В записи (18) фигурирует параметр K_0 , G_0 и D_0 , названные обобщенными «модулями» объемной деформации, формоизменения (сдвига) и дилатации (это не

константы, а нелинейные функции, зависящие от вида напряженного состояния): $K_0 = 1/[2\tilde{b}_1 + \tilde{b}_3\xi(2 + \eta^2) - \tilde{b}_5\eta^3\text{Cos}3\varphi]$; $D_0 = 1/\tilde{b}_4\eta^3$; $2G_0 = 3/[2\tilde{b}_2 + \xi^3(2\tilde{b}_4 - \tilde{b}_3) + \tilde{b}_5\eta^3(2 + \xi^2)\text{Cos}3\varphi]$.

Рассматривая круговую цилиндрическую оболочку с тонкими стенками из композитного материала, расположение каждой точки в средней криволинейной поверхности принято определять координатами Гаусса Γ_1 , Γ_2 и Γ_3 . Принимая оболочку длиной l , радиусом кривизны поверхности R , толщиной стенки h , подвергающуюся чистому кручению и обозначая осевые перемещения срединной поверхности через u , окружные – через v , а перемещения вдоль радиуса через w , приведем параметры Ляме и главные кривизны к виду: $\tilde{A} = 1$; $\tilde{B} = R$; $k_1 = 0$; $k_2 = R^{-1}$, где R – радиус срединной поверхности оболочки.

Произведем замену координат поверхности оболочки следующим образом: $x_1 = \Gamma_1$, $x_2 = \Gamma_2$, $x_3 = \Gamma_3$. Очевидно, что координата x_1 направлена по образующей, x_2 – по направляющей, а x_3 – по радиусу кривизны поверхности из центра. Примем одно торцовое сечение оболочки при $x_1 = 0$ жестко защемленным, а второе – при $x_1 = l$ загруженным крутящим моментом с равномерно распределением сдвигающих усилий интенсивностью $S = h\tau_0$ (чистое кручение образца в M -опытах), где τ_0 – равномерные касательные напряжения по толщине сечения при $x_1 = l$. В этом случае, совершенно ясно, что обе цилиндрические поверхности оболочки находятся в незагруженном состоянии. Подобные состояния соответствуют плоскому обобщенному напряженному состоянию. Поэтому очевидны нулевые значения напряжений $\sigma_{33} = \tau_{13} = \tau_{23} = 0$ с характерными граничными условиями: $u = 0$, $v = 0$ при $x_1 = 0$; $\sigma_{11} = 0$, $\tau_{12} = \tau_0$ при $x_1 = l$.

При осесимметричном нагружении оболочки, отличные от нуля напряжения зависят только от координаты x_1 . Фундаментальные уравнения равновесия [1] в принятой координатной системе выглядят следующим образом

$$\sigma_{11,1} = 0; \quad \tau_{12,1} = 0; \quad \sigma_{22}/R = 0. \quad (19)$$

Элементарное решение уравнений (19) при соответствующих граничных условиях сводится к виду:

$$\sigma_{11} = 0; \quad \sigma_{22} = 0; \quad \tau_{12} = \tau_0. \quad (20)$$

Равенствами (20) полностью характеризуется напряженное состояние оболочки, а конституционные уравнения (17) преобразуются к виду:

$$e_{11} = (1,5B - D)\alpha_{12}^2\sqrt{2}\tau_{12}; \quad e_{22} = (1,5B - D)\alpha_{12}^2\sqrt{2}\tau_{12}; \quad e_{12} = (A - C)\tau_{12}, \quad (21)$$

или, учитывая (20):

$$e_{11} = (1,5B - D)\sqrt{2}\tau_0/2; \quad e_{22} = (1,5B - D)\sqrt{2}\tau_0/2; \quad e_{12} = (A - C)\tau_0. \quad (22)$$

Выбранная система координат приводит к зависимостям

$$e_{11} = u_{,1}; \quad e_{22} = w/R; \quad e_{12} = 0,5v_{,1}, \quad (23)$$

где $u(x_1)$, $v(x_1)$, $w(x_1)$ – продольные, окружные и нормальные осредненные перемещения.

Принимая равенства выражений (22) и (23), приходим к системе уравнений в перемещениях:

$$u_{,1} = (1,5B - D)\sqrt{2}\tau_0/2; \quad w/R = (1,5B - D)\sqrt{2}\tau_0/2; \quad v_{,1} = 2(A - C)\tau_0. \quad (24)$$

Решение уравнений (24) в сочетании с граничными условиями сводится к зависимостям:

$$u = (1,5B - D)\sqrt{2}\tau_0x_1/2; \quad v = 2(A - C)\tau_0x_1; \quad w = (1,5B - D)\sqrt{2}\tau_0R/2, \quad (25)$$

или

$$u = [(3+2\nu^+)/E^+ - (3+2\nu^-)/E^-]\sqrt{2}\tau_0x_1/8; \quad v = [(1+\nu^+)/E^+ + (1+\nu^-)/E^-]\tau_0x_1; \\ w = [(3+2\nu^+)/E^+ - (3+2\nu^-)/E^-]\sqrt{2}\tau_0R/8. \quad (26)$$

Из приведенных решений видно, что отличия классических методов экспериментального определения деформаций в M -опытах для композитных материалов заключается в необходимости измерения не только угла закручивания и окружных перемещений v , но и – остальных перемещений u и w (26), отсутствующих в стальных оболочках. Если принять частный случай, когда характеристики материалов оболочек сводятся к классическим $E^+ = E^- = E$, $\nu^+ = \nu^- = \nu$, то перемещения будут равны:

$$u = w = 0; \quad v = [2(1+\nu)/E]\tau_0x_1. \quad (27)$$

Анализируя равенства (26) и (27) можно установить качественные различия между расчетными и экспериментально полученными характеристиками НДС оболочек, связанные с учетом разнородности композитов. Как видно из уравнений (19), при различном характере разнородности материала ($E^+ > E^-$ или $E^+ < E^-$) оболочка в случае свободного кручения удлиняется или укорачивается, увеличивая или уменьшая диаметр, что подтверждает различия качественных картин ее НДС. К тому же, чистое кручение оболочки приводит к изменению объема: $e = \sqrt{2}\tau_0\tilde{b}_4/(3\sqrt{3})$, а этого не наблюдается в экспериментах с образцами из материалов типа стали [1–3].

В табл. 1 сведены расчетные данные для цилиндрической оболочки при чистом кручении когда $E^+ = E$, $E^- = 2E$, $\nu^+ = 0,1$, $\nu^- = 0,2$ и при $E^+ = E$, $E^- = 0,5E$, $\nu^+ = 0,2$, $\nu^- = 0,1$, а также при $E^- = 3,4E$, $\nu^+ = \nu^- = 0,2$ и при $E^+ = E$, $E^- = 0,294E$, $\nu^+ = \nu^- = 0,2$ («Т»). Сравнительными характеристиками могут служить приведенные в таблице расчетные результаты, вытекающие из разномодульной теории С.А. Амбарцумяна («А») [21], а также классические решения при $E = E^+$ («К⁺»), $E = E^-$ («К⁻») и $1/E = 0,5(1/E^+ + 1/E^-)$ («КО») [1].

Рассмотренный пример демонстрирует погрешность классической теории упругости для перемещений vE/τ_0x_1 при $E^-/E^+ = 2$ или $E^-/E^+ = 0,5$, которая достигает 29,4% и зависит от величин E^- , E^+ , ν^+ , ν^- так, что с ростом E^-/E^+ или E^+/E^- эта погрешность увеличивается до 54,5% (при $E^-/E^+ = 3,4$ или $E^-/E^+ = 0,294$). Различие расчетных результатов

для перемещений uE/τ_0x_1 и wE/τ_0R в моделях Т и А составляет 6 %, а для vE/τ_0x_1 наблюдается полное совпадение.

Другим примером ошибочности классических методик испытаний трубчатых образцов служит аналогичная оболочка, но загружаемая по программам $N\sim M$ -опытов. Для данных программ опытов можно представить НДС цилиндрической оболочки с аналогичными геометрическими характеристиками: длиной l , радиусом кривизны R , с толщиной стенки h и закрепленную на одном торце, а на другом – загруженную скручивающей нагрузкой усилиями $S = h\tau_0$ и растягивающей силой $N = ht$.

Таблица 1

Результаты расчета оболочки на чистое кручение

Вариант решения	v^-	v^+	E^-/E^+	uE/τ_0x_1	vE/τ_0x_1	wE/τ_0R	
K ⁺	0,2	0,1	2,0	0	2,2	0	
КО				0	1,7	0	
K ⁻				0	1,2	0	
Т			2,0	0,265165	1,7	0,265165	
А			2,0	0,25	1,7	0,25	
K ⁺	0,1	0,2	0,5	0	2,4	0	
КО				0	3,4	0	
K ⁻					0	4,4	0
Т			0,5	-0,53033	3,4	-0,53033	
А			0,5	-0,5	3,4	-0,5	
K ⁺	0,2	0,2	3,4	0	2,4	0	
K ⁻				0	0,706	0	
K ⁺			0,294	0	2,4	0	
K ⁻				0	8,163	0	
Т			3,4	0,424	1,553	0,424	
Т			0,294	-1,443	5,281	-1,443	

Рассмотренное нагружение также относится к плоскому обобщено напряженному состоянию при $\sigma_{33} = \tau_{13} = \tau_{23} = 0$. Принятое закрепление оболочки приводит к граничным условиям вида:

$$u = 0, \quad v = 0 \quad \text{при } x_1 = 0; \quad \sigma_{11} = N/h = t, \quad \tau_{12} = \tau_0 \quad \text{при } x_1 = l. \quad (28)$$

В данном случае возникающие напряжения зависят от одной координаты x_1 , а поэтому уравнения равновесия не изменяются и с учетом граничных условий элементарно приводят к решению для напряжений

$$\sigma_{11} = N/h = t; \quad \sigma_{22} = 0; \quad \tau_{12} = \tau_0. \quad (29)$$

Три уравнения (29) дают значения параметров напряженного состояния оболочки. При этом уравнения состояния (17) преобразуются к виду

$$\begin{aligned} e_{11} &= [A + 0,5B(3 + \alpha_{11})\alpha_{11}^2]\sigma_{11} + (1,5B - D)(1 + \alpha_{11}^2)\alpha_{12}\tau_{12}; \\ e_{22} &= C\sigma_{11} + (1,5B - D)\alpha_{12}\tau_{12}; \end{aligned} \quad (30)$$

$$e_{12} = [A - C + 0,5B\alpha_{11}^3 + (1,5B - D)(1 + \alpha_{12}^2)\alpha_{11}]\tau_{12},$$

или с учетом (29)

$$e_{11} = [A + 0,5B(3\sqrt{t^2 + 2\tau_0^2} + t)t^2 / (t^2 + 2\tau_0^2)^{3/2}]t + 2(1,5B - D)\tau_0^2 / (t^2 + \tau_0^2) / (t^2 + 2\tau_0^2)^{3/2};$$

$$e_{22} = Ct + (1,5B - D)\tau_0^2 / (t^2 + 2\tau_0^2); \quad (31)$$

$$e_{12} = [A - C + 0,5Bt^3 / (t^2 + 2\tau_0^2)^{3/2} + (1,5B - D)(t^2 + 3\tau_0^2)t / (t^2 + 2\tau_0^2)^{3/2}]\tau_0.$$

Геометрические соотношения имеют вид:

$$e_{11} = u_{,1}; \quad e_{22} = w / R; \quad e_{12} = 0,5\nu_{,1}. \quad (32)$$

Устанавливая равенства между выражениями (31) и (32), приходим к системе дифференциальных уравнений в перемещениях:

$$u_{,1} = [A + 0,5B(3\sqrt{t^2 + 2\tau_0^2} + t)t^2 / (t^2 + 2\tau_0^2)^{3/2}]t + 2(1,5B - D)\tau_0^2 / (t^2 + \tau_0^2) / (t^2 + 2\tau_0^2)^{3/2};$$

$$w / R = Ct + (1,5B - D)\tau_0^2 / (t^2 + 2\tau_0^2); \quad (33)$$

$$\nu_{,1} = 2[A - C + 0,5Bt^3 / (t^2 + 2\tau_0^2)^{3/2} + (1,5B - D)(t^2 + 3\tau_0^2)t / (t^2 + 2\tau_0^2)^{3/2}]\tau_0.$$

Решение уравнений (33) с привлечением граничных условий (28), сводится к зависимостям

$$u = [A + 0,5B(3\sqrt{t^2 + 2\tau_0^2} + t)t^2 / (t^2 + 2\tau_0^2)^{3/2}]tx_1 + 2x_1(1,5B - D)\tau_0^2 / (t^2 + \tau_0^2) / (t^2 + 2\tau_0^2)^{3/2};$$

$$w = CRt + (1,5B - D)R\tau_0^2 / (t^2 + 2\tau_0^2); \quad (34)$$

$$\nu = 2[A - C + 0,5Bt^3 / (t^2 + 2\tau_0^2)^{3/2} + (1,5B - D)(t^2 + 3\tau_0^2)t / (t^2 + 2\tau_0^2)^{3/2}]\tau_0x_1.$$

По аналогии с предыдущим примером, принимая характеристики материалов оболочки из условий $E^+ = E^- = E$, $\nu^+ = \nu^- = \nu$ (для классического решения), получим перемещения таковыми:

$$u = tx_1 / E; \quad \nu = [2(1 + \nu) / E]\tau_0x_1; \quad w = -Rvt / E. \quad (35)$$

Приведенный анализ показывает, что любые программы испытаний композитивных трубчатых образцов приводят к заключению об отсутствии совпадения измеренных и вычисленных параметров НДС с аналогичными величинами, полученными по классическим подходам.

Заключение

Рассмотренные выше примеры подтверждают противоречивость традиционных подходов к обработке получаемых параметров и самого исполнения экспериментальных исследований композитивных тонкостенных трубчатых образцов, либо изготовленных из материалов с зернистой структурой. Это требует пересмотреть устоявшиеся гипотезы и методики испытаний материалов при сложных НДС.

Список литературы:

1. Толоконников Л.А. Механика деформируемого твердого тела / Л.А. Толоконников. – М.: Высшая школа, 1979. – 318 с.
2. Белл Дж.Ф. Экспериментальные основы механики деформируемых твердых тел. – Ч. 1: Малые деформации / Дж.Ф. Белл. – М.: Наука, 1984. – 600 с.
3. Белл Дж.Ф. Экспериментальные основы механики деформируемых твердых тел. – Ч. 2: Большие деформации / Дж.Ф.Белл. – М.: Наука, 1984. – 432 с.

4. Березин А.В. Влияние повреждений на деформационные и прочностные характеристики твердых тел / А.В. Березин. – М.: Наука, 1990. – 135 с.
5. Березин А.В. Деформируемость и разрушение изотропных графитовых материалов / А.В. Березин, В.И. Строков, В.Н. Барабанов // Конструкционные материалы на основе углерода. – М.: Металлургия, 1976. – Вып. 11. – С. 102–110.
6. Некоторые особенности методик исследования прочности свойств графитов при плоском напряженном состоянии / А.М. Фридман [и др.] // Заводская лаборатория. – 1972. – №9. – С. 1137–1140.
7. Строков В.И. Методика исследования прочностных и деформационных свойств графита в условиях сложного напряженного состояния / В.И. Строков, В.Н. Барабанов // Заводская лаборатория. – 1974. – №9. – С. 1141–1144.
8. Фридман А.М. Исследование разрушения углеграфитовых материалов в условиях сложного напряженного состояния / А.М. Фридман, Ю.П. Ануфриев, В.Н. Барабанов // Проблемы прочности. – 1973. – №1. – С. 52–55.
9. Jones R.M. Modeling Nonlinear Deformation of Carbon-Carbon Composite Materials / R.M. Jones // AIAA Journal. – 1980. – Vol. 18. – №8. – P. 995–1001.
10. Jones R.M. Stress-Strain Relations for Materials with Different Moduli in Tension and Compression / R.M. Jones // AIAA Journal. – 1977. – Vol. 15. – №1. – P. 16–25.
11. Tasuji M.E. Stress-Strain Response and Fracture of Concrete in Biaxial Loading / M.E. Tasuji, F.O. Slate, A.H. Nilson // ACI Journal. – 1979. – №7. – P. 806–812.
12. Елсуфьев С.А. Изучение деформирования фторопласта в условиях плоского напряженного состояния / С.А. Елсуфьев, В.М. Чебанов // Исслед. по упругости и пластичности. – Л.: Изд-во ЛГУ, 1971. – Вып. 8. – С. 209–213.
13. Калинка Ю.А. Исследование физико-механических свойств хаотически наполненных стеклопластиков / Ю.А. Калинка, С.М. Боровикова // Механика полимеров. – 1971. – №3. – С. 411–415.
14. Амелина Е.В. О нелинейном деформировании углепластиков: эксперимент, модель, расчет / Е.В. Амелина [и др.] // ИВТ СО РАН. Вычислительные технологии. – 2015. – Т. 20. №5. – С. 27–52.
15. Каюмов Р.А. Идентификация механических характеристик армированных волокнами композитов / Р.А. Каюмов, С.А. Луканкин, В.Н. Паймушин [и др.] // Ученые записки Казанского университета. Физико-математические науки. – 2015. – Т. 157. – Кн. 4. – С. 112–132.
16. Березин А.В. О законах деформирования разномодульных дилатирующих сред / А.В. Березин // Проблемы машиностроения и автоматизации. Международный журнал. – 2007. – №2. – С. 70–72.
17. Матченко Н.М. Определяющие соотношения изотропных разнсопротивляющихся сред. Ч. 1. Квазилинейные соотношения / Н.М. Матченко, Л.А. Толоконников, А.А. Трещев // Изв. РАН. МТТ. – 1995. – №1. – С. 73–78.
18. Матченко Н.М. Определяющие соотношения изотропных разнсопротивляющихся сред. Ч. 2. Нелинейные соотношения / Н.М. Матченко, Л.А. Толоконников, А.А. Трещев // Изв. РАН. МТТ. – 1999. – №4. – С. 87–95.
19. Трещев А.А. Теория деформирования и прочности материалов с изначальной или наведенной чувствительностью к виду напряженного состояния. Определяющие соотношения / А.А. Трещев // М.; Тула: РААСН; ТулГУ, 2016. – 328 с.
20. Treschev A.A. Constitutive relations for isotropic materials allowing quasilinear approximation of the deformation law / A.A. Treschev, A.A. Bobrishev, L.N. Shafigullin // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering 481 (2019) 012014. – Doi: 10.1088/1757-899X/481/1/012014. – P. 1 – 7.
21. Амбарцумян С.А. Разномодульная теория упругости / С.А. Амбарцумян. – М.: Наука, 1982. – 320 с.

Трещев Александр Анатольевич, член-корреспондент РААСН, д-р техн. наук, профессор, заведующий кафедрой «Строительство, строительные материалы и конструкции». Тульский государственный университет, г. Тула, Россия, e-mail: taa58@yandex.ru; тел. (4872) 25-71-08.

Treschev Alexander Anatolyevich, Corresponding member of RAACN, Dr. tech. sciences, prof., head of the Department of Construction, Building Materials and Structures. Tula State University, Tula, Russia. E-mail: taa58@yandex.ru; tel. (4872) 25-71-08.

Для цитирования:

Трещев А.А. Традиционные измерения в экспериментах по определению механических свойств материалов и нюансы для композитов // Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020: материалы V Междунар. (XI Всерос.) конф. – Чебоксары, 2020. – С. 214–224.

Treschev A.A. Traditional measurements in experiments on determination of mechanical properties materials and nuances for composites / A.A. Treschev // Construction and development: life cycle – 2020: materials of the V International (XI All-Russian) conference. – Cheboksary, 2020. – P. 214–224.

УДК 624.012.45

ИССЛЕДОВАНИЕ ДЕФОРМАЦИЙ БЕТОНА ПЛИТЫ В ЗОНЕ ПРОДАВЛИВАНИЯ

*Филатов В.Б.
Галяутдинов З.Ш.*

Академия строительства и архитектуры
ФГБОУ ВО «Самарский государственный
технический университет»
г. Самара, Россия

Аннотация: представлен анализ результатов экспериментального исследования прочности плоских железобетонных плит при продавливании колоннами прямоугольного поперечного сечения. Установлена неравномерность распределения деформаций бетона плиты по периметру колонны, выявлена зона «стесненных деформаций», образующаяся вдоль граней колонны. Представлены опытные данные о распределении деформаций бетона на сжатой грани плиты. Результаты исследования показывают, что прочность плоских железобетонных плит при продавливании снижается с ростом зоны «стесненных деформаций», величина которой определяется соотношением сторон поперечного сечения колонны.

Ключевые слова: продавливание, плоская плита, тангенциальные деформации.

STUDY OF CONCRETE SLAB DEFORMATIONS IN THE AREA OF PUNCHING

Abstract: the paper presents an analysis of the results of an experimental study of the strength of flat reinforced concrete slabs when punching columns

of rectangular cross-section. The uneven distribution of concrete slab deformations along the perimeter of the column is established, the zone of "constrained deformations" formed along the faces of the column is revealed. Experimental data on the distribution of tangential deformations of concrete on the compressed face of the plate in the area adjacent to the column are presented. The results of the experimental study show that the strength of flat reinforced concrete slabs during punching decreases with the growth of the zone of "constrained deformations", the value of which is determined by the ratio of the sides of the cross section of the column.

Keywords: *punching, flat slab, tangential strains.*

Анализ работ по исследованию прочности железобетонных плит при продавливании, выполненных авторами [1–6; 8; 9] показал, что в подавляющем большинстве испытания проводились на образцах с колоннами квадратного сечения. Эксперименты по продавливанию плит колоннами прямоугольного сечения, проведенные зарубежными исследователями, показывают значительное влияние формы сечения колонны (а также других конструктивных параметров) на прочность монолитной плиты при продавливании [12; 13]. Результаты этих исследований используются при расчетах на продавливание в европейских, американских, британских, швейцарских нормах проектирования и некоторых других. В российских нормах [7] рекомендации по учету соотношения сторон сечения колонны на прочность плиты при продавливании отсутствуют. Между тем, отсутствие подобных рекомендаций, как показывают результаты экспериментальных исследований, в отдельных случаях может приводить к значительному завышению расчетной оценки прочности при продавливании плит монолитного безбалочного каркаса.

Как было показано ранее [10] распределение деформаций плиты по периметру колонны зависит от формы ее сечения. Плита на участке примыкания к стороне колонны не имеет возможности свободно деформироваться, что приводит к снижению тангенциальных деформаций плиты вдоль грани колонны от угла к центру. Согласно результатам исследований [12] подобным образом происходит распределение касательных (срезающих) напряжений по периметру колонны. Для радиальных деформаций, перпендикулярных грани колонны, снижения не наблюдается. Особенности напряженно-деформированного состояния монолитной железобетонной плиты в зоне продавливания у колонны связаны с тем, что колонна для плиты является весьма жестким включением, которое препятствует ее изгибным деформациям. Степень этого влияния зависит, в том числе, от формы сечения колонны.

Неравномерность распределения деформаций (напряжений) по периметру колонны (грузовой площадки) приводит к неравномерному включению в работу бетона по контуру продавливания. Это является причиной расхождения опытных и расчетных значений прочности при расчете на продавливание, поскольку в расчетной модели предполагается равномерное распределение срезающих напряжений на расчетном контуре.

С целью изучения особенностей работы монолитной плиты перекрытия при продавливании колоннами различного сечения было проведено испытание четырех образцов, представляющих собой фрагмент монолит-

ного железобетонного узла сопряжения колонны и плиты перекрытия безбалочного каркаса. Варьируемым параметром являлась форма поперечного сечения колонны: образец КСК имел колонну круглого сечения диаметром 210 мм, образец КСП-1 имел квадратную колонну со стороной 200 мм, образец КСП-2,5 имел прямоугольную колонну со сторонами 200×500 мм, а образец КСП-4 – прямоугольную колонну со сторонами 200×800 мм. Методика проведения испытаний и краткое описание результатов эксперимента представлены в [11]. Общий вид образца КСП-4 перед испытанием показан на рис. 1.

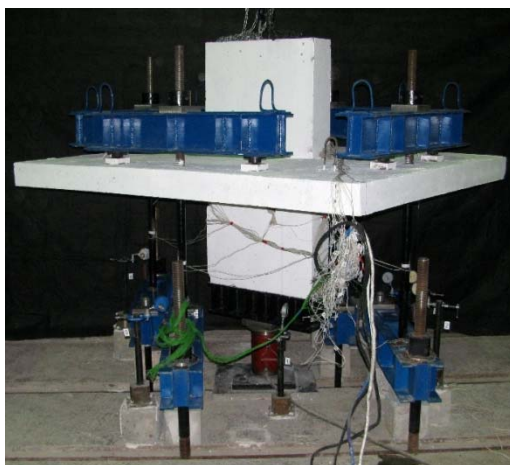


Рис. 1. Общий вид образца КСП-4 перед испытанием

Для изучения напряженно-деформированного состояния бетона на сжатой грани плиты были установлены тензорезисторы. Часть их была установлена для фиксации радиальных и тангенциальных деформаций в характерных точках по периметру сечения колонны. Другая часть тензорезисторов была установлена в виде сетки из тензорозеток для определения величины и направления главных деформаций бетона сжатой грани плиты.

Предварительный анализ результатов показал, что значения тангенциальных деформаций превосходят значения радиальных деформаций. Подобные результаты (преобладание тангенциальных деформаций над радиальными) получены в опытах по продавливанию авторами [12; 13]. По показаниям тензорезисторов, образующих систему тензорозеток на сжатой грани плиты, было установлено, что максимальные деформации сжатия ориентированы в тангенциальном направлении.

Анализируя эпюры тангенциальных деформаций для испытанных образцов (рис. 2) отметим, что у образца с круглой колонной она близка к окружности, то есть тангенциальные деформации распределены относительно равномерно.

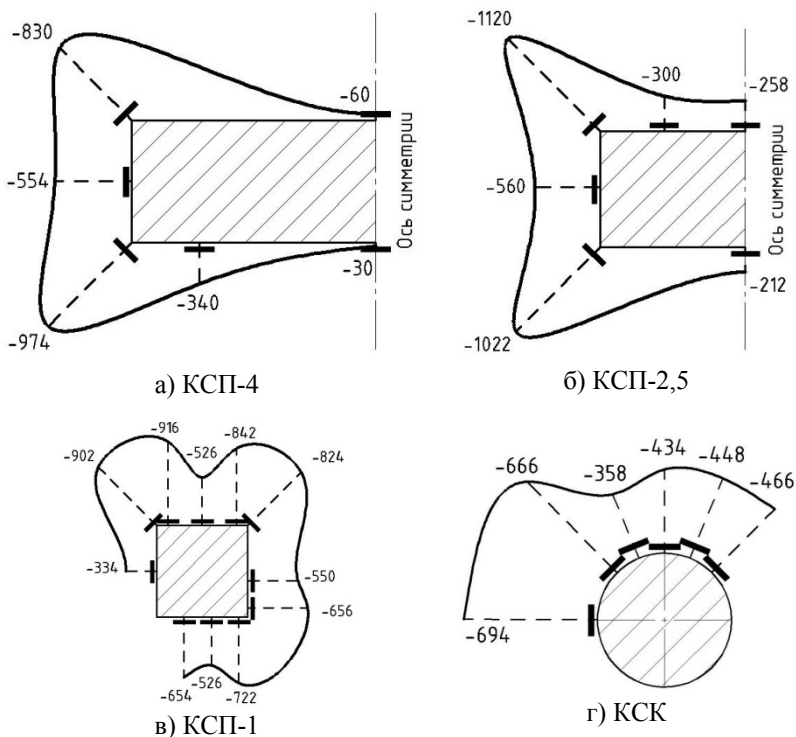


Рис. 2. Эпюры тангенциальных деформаций бетона при нагрузке $0,6P_{ult}$. Значения деформаций приведены в $\epsilon \times 10^{-6}$ ЕОД

У остальных образцов наблюдается рост деформаций на углах колонны, то есть происходит концентрация деформаций (напряжений). Причём эта неравномерность увеличивается с увеличением отношения сторон сечения колонны. Так, у образца КСП-4 величина тангенциальных деформаций у середины длинной стороны сечения колонны близка к нулю.

Отметим, что у всех образцов, за исключением образца КСП-4, пирамида продавливания на сжатой грани проходит ровно по линии сопряжения плиты с колонной, что соответствует модели разрушения, принятой в современных российских нормах [7]. В образце КСП-4 пирамида продавливания на сжатой грани очерчивается по траектории подобной эллипсу (рис. 3), что свидетельствует о значительном влиянии колонны на распределение деформаций бетона сжатой грани плиты, прилегающей к длинной стороне колонны.



Рис. 3. Трещины на сжатой грани бетона образца КСП-4 после испытания

Результаты исследований позволяют сделать вывод о наличии в зоне опирания плиты на колонну прямоугольного сечения так называемой «зоны стеснённых деформаций» – зоны, где наблюдается значительная неравномерность в распределении деформаций (в первую очередь – вертикальных деформаций среза по высоте сечения плиты и тангенциальных деформаций сжатой грани плиты). Форма «зоны стеснённых деформаций» определяется формой деформирования плиты в зоне опирания на колонну [10]. То есть, окружность для квадратной колонны и эллипс для прямоугольной.

Наличие «зоны стеснённых деформаций» создает неравномерность в распределении деформаций на расчетном контуре продавливания, которая не учитывается в расчетной модели норм [7]. Предполагается, что именно наличием «зоны стеснённых деформаций» обусловлен заметный разброс экспериментальных результатов по сравнению с расчётными значениями, полученными по действующим российским нормам [7] (табл. 1). Результаты испытаний плит на продавливание показывают, что с увеличением соотношения сторон сечения колонны возрастает неравномерность распределения деформаций по периметру колонны (увеличивается «зона стеснённых деформаций» вдоль длинных сторон сечения колонны), и, как следствие, увеличивается переоценка несущей способности образца по методике [7], где срезающие усилия распределены равномерно по контуру продавливания.

Таблица 1

Сравнение опытных и расчётных значений разрушающей нагрузки

Марка образца	$R_{\text{эксп}}$, кН	$R_{\text{расч}}$, кН	$R_{\text{расч}}/R_{\text{эксп}}$
КСК	284,9	249,8	0,92
КСП-1	272	253,4	0,93
КСП-2,5	281,3	316,6	1,13
КСП-4	328,4	483,1	1,47

Так, для образца КСП-1 с квадратной колонной расчет по методике норм [7] показывает хорошую сходимость расчетных и опытных значений прочности при продавливании, в то время как для образца КСП-4 с соотношением сторон сечения колонны 1 к 4 расчетное значение прочности превышает опытное на 47%.

Выводы

Результаты исследований показывают обусловленность распределения деформаций по периметру сечения колонны формой ее сечения. Экспериментальные исследования плит на продавливание колоннами квадратного сечения не позволяют установить наличие этой зависимости.

Результаты настоящего и ранее проведенных исследований на образцах с колоннами прямоугольного сечения позволяют сделать вывод о неравномерном распределении деформаций плиты по периметру сечения колонны, то есть, о наличии «зоны стесненных деформаций» плиты в непосредственной близости от колонны. Учет отмеченной особенности при расчете плит на продавливание по методике норм [7] позволяет улучшить сходимость опытных и расчетных значений прочности.

Список литературы:

1. Болгов А.Н. Работа узлов сопряжения колонн из высокопрочного бетона с перекрытием в монолитных зданиях с рамно-связевой системой: дис. ... канд. тех. наук: 05.23.01 / А.Н. Болгов. – М., 2005. – 152 с.
2. Залесов А.С. Переход от разрушения по наклонному сечению к продавливанию / А.С. Залесов, К.Е. Ермуханов // Поведение бетонов и элементов железобетонных конструкций при воздействии различной длительности. – М.: НИЖБ Госстроя СССР, 1980. – С. 66–84.
3. Залесов А.С. Продавливание железобетонных плит / А.С. Залесов, К.Е. Ермуханов, С.Г. Качановский // Исследование железобетонных конструкций при статических, повторных и динамических воздействиях. – М., НИЖБ Госстроя СССР, 1984. – С. 17–22.
4. Карпенко Н.И. Практическая методика расчета железобетонных плит на продавливание по различным схемам / Н.И. Карпенко, С.Н. Карпенко // Бетон и железобетон. – 2012. – №5. – С. 10–16.
5. Качановский С.Г. Прочность плит с поперечной арматурой на продавливание / С.Г. Качановский // Новые исследования элементов железобетонных конструкций при различных предельных состояниях. – М., НИЖБ Госстроя СССР, 1982. – С. 96–105.
6. Сокуров А.З. Продавливание плоских железобетонных плит, усиленных поперечной арматурой: дис. ... канд. тех. наук: 05.23.01 / А.З. Сокуров. – М., 2015. – 155 с.
7. СП 63.13330.2018 Свод правил. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. СНиП 52-01-2003. – М.: ФАУ «ФЦС», 2019. – 165 с.
8. Тамразян А.Г. К оценке надежности железобетонных плоских безбалочных плит перекрытий на продавливание при действии сосредоточенной силы в условиях высоких температур / А.Г. Тамразян, Ю.Н. Звонов // Промышленное и гражданское строительство. – 2016. – №7. – С. 24–28.
9. Трекин Н.Н. Скрытые металлические капители безбалочных монолитных перекрытий / Н.Н. Трекин, Д.А. Пекин // Современные проблемы расчета железобетонных конструкций, зданий и сооружений на аварийные воздействия: сб. докл. Междунар. науч. конф. – М.: НИУ МГСУ, 2016. – С. 453–458.
10. Филатов В.Б. Совершенствование нормативной методики расчета на продавливание плоских железобетонных плит / В.Б. Филатов // Вестник гражданских инженеров. – 2013. – №5 (40). – С. 80–84.
11. Филатов В.Б. Экспериментальные исследования прочности плоских железобетонных плит при продавливании / В.Б. Филатов, Е.П. Бубнов // Промышленное и гражданское строительство. – 2017. – № 2. – С. 86–91.
12. Sagaseta J. Punching of flat slabs supported on rectangular columns / J. Sagaseta, L. Tassinari, M. Fernández Ruiz, A. Muttoni // Engineering Structures. – 2014. – №77. – P. 17–33.
13. Teng S. Punching Shear Strength of Slabs with Openings and Supported on Rectangular Columns / S. Teng, H. K. Cheong, K. L. Kuang, J. Z. Geng // ACI Structural Journal. – 2004. – Vol. 101. №5. – P. 678–687.

Филатов В.Б., канд. техн. наук, профессор кафедры «Железобетонные конструкции» Академии строительства и архитектуры ФГБОУ ВО «Самарский государственный технический университет», e-mail: vb_filatov@mail.ru

Галаутдинов З.Ш., аспирант кафедры «Железобетонные конструкции» Академии строительства и архитектуры ФГБОУ ВО «Самарский государственный технический университет», e-mail: zulfat.sh.g@mail.ru

Filatov V.B., PhD in engineering, Professor of the Department “Reinforced Concrete Constructions” of Academy of Civil Engineering and Architecture, Samara State Technical University, e-mail: vb_filatov@mail.ru

Galyautdinov Z.Sh., postgraduate student of the Department of “Reinforced Concrete Constructions” of Academy of Civil Engineering and Architecture, Samara State Technical University, e-mail: zulfat.sh@mail.ru

Для цитирования:

Филатов В.Б. Исследование деформаций бетона плиты в зоне продавливания / В.Б. Филатов, З.Ш. Галяутдинов // Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020: материалы V Международ. (XI Всерос.) конф. – Чебоксары, 2020. – С. 224–230.

Filatov V.B. Study of concrete slab deformations in the area of punching / V.B. Filatov, Z.Sh. Galyautdinov // Construction and development: life cycle – 2020: materials of the V International (XI All-Russian) conference. – Cheboksary, 2020. – P. 224–230.

УДК 699.841.

ВЛИЯНИЕ СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЙ ВЗРЫВОВ НА УСТОЙЧИВОСТЬ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

*Хасанов Н.М.
Хасанов М.Н.
Гуломов Ж.Б.*

Таджикский технический университет
им. акад. М.С. Осими
г. Душанбе, Республика Таджикистан

Аннотация: в статье произведен анализ влияния сейсмических воздействий взрывов на устойчивость гидротехнических сооружений. Известно, что при строительстве гидротехнических тоннелей при производстве взрывных работ, как на поверхности, так и в подземном пространстве необходимо учитывать влияние сейсмических усилий на их устойчивость. Задача прогноза и обеспечения устойчивости горных выработок при землетрясениях является очень сложной, т.к. в породах проявляются остаточные деформации в пределах сейсмического очага взрывов. Следует отметить, что при строительстве, взрывные работы часто ведутся в непосредственной близости от подземных выработок. Это является причиной ограничения количества массовых взрывов, при проведении которых необходимо учитывать действия сейсмических волн. Анализ этой актуальной проблемы позволил сделать выводы, что при воздействии сейсмического усилия применение подземного взрыва возможно вблизи существующих плотин и гидросооружений и оно не оказывает опасного на них воздействия.

Ключевые слова: гидротехнические тоннели, воздействия, землетрясения, взрывов, взрывчатого вещества, взрывные волны, геологические факторы, трещины, вывалы, заколы, деформации.

IMPACT OF SEISMIC IMPACTS OF EXPLOSIONS ON THE STABILITY OF HYDRAULIC STRUCTURES

Abstract: *the article analyzes the impact of seismic effects of explosions on the stability of hydraulic structures. It is known that during the construction of hydraulic tunnels during blasting operations, both on the surface and in the underground space, it is necessary to take into account the influence of seismic forces on their stability. The problem of forecasting and ensuring the stability of mine workings during earthquakes is very difficult, since the rocks show residual deformations within the seismic source of explosions. It should be noted that during construction, blasting operations are often carried out in the immediate vicinity of underground workings. This is the reason for limiting the number of mass explosions, which must take into account the actions of seismic waves. Analysis of this urgent problem allowed us to conclude that under the influence of a seismic force, the use of an underground explosion is possible near existing dams and hydraulic structures and it does not have a dangerous effect on them.*

Keywords: *hydrotechnical and tunnels, impacts, earthquakes, explosions, explosive, explosive waves, geological factors, cracks, dislocations, zakol, deformations.*

При строительстве деривационных гидроэлектростанций сооружается значительное количество подземных выработок различного назначения. Поперечным сечениям подземных сооружений придаются различные формы, при этом они достигают больших площадей. Так, например, тоннели Нурекской и Рогунской ГЭС, построенные на р. Вахш Республики Таджикистан, имеют площади поперечного сечения 125–150 м².

Как правило, подобные выработки рассчитываются на значительный срок службы, поэтому закладываются в крепких скальных породах, выломка которых производится исключительно за счет энергии взрыва, причем широко практикуется одновременный взрыв значительного количества взрывчатого вещества (ВВ).

При производстве взрывных работ при строительстве гидротехнических тоннелей как на поверхности, так и в подземных условиях необходимо учитывать их сейсмическое влияние на устойчивость подземных выработок и гидротехническое сооружение на поверхности, так как последнее находится в функциональной зависимости от ряда горнотехнических факторов.

Своды выработок являются местом, где трещиноватые скальные породы находятся в наименее устойчивом состоянии. Это обусловливается тем, что все подрезанные взрывом блоки практически не перераспределяются на степени выработок и полностью находятся во взаимодействии с силами сцепления между породными блоками. Если вес подрезанного блока больше силы сцепления между блоками, то блоки обрушиваются, если же меньше силы сцепления, то может иметь место подвижка блока при сейсмическом действии взрыва.

В условиях динамических проявлений горного давления задача прогноза и обеспечения устойчивости горных выработок многократно усложняется.

В пределах сейсмического очага взрыва порода испытывает нагрузки, которые вызывают остаточные деформации. Вблизи зоны дробления это трещины и заколы, а ближе к границам очага микротрещины и скрытые

пластические деформации без видимого изменения объема породы. Однако в пределах всего сейсмического очага происходят те или иные необратимые остаточные деформации и поэтому этот объем породы можно называть зоной неупругих деформаций. Размеры этой зоны определяются приведенным расстоянием, равным для различных пород 2,5–10 м/кг.

В распространяющемся от зоны дробления амплитуде цуге колебаний преобладают объемные продольные и поперечные волны, интенсивно затухающиеся с расстоянием. Размер этой ближней зоны сейсмического действия равен $10 \text{ м/кг}^{1/3}$ для пород всех типов, а колебания здесь затухают вначале кубу, а затем пропорционально квадрату расстояния. Скорость колебаний в этой зоне снижается от 10 до 3 см/с.

Таблица 1

Зоны	Характер деформирования пород	Эквивалентное приведенное расстояние, $\text{м/кг}^{1/3}$	Показатель эквивалентного затухания
Неупругого поведения среды	Интенсивное развитие открытых трещин:	0,1–0,6	3
	Возникновение радиальных и параллельных открытой поверхности	0,6–3 3–6 6–10	2 2 1,5
Ближняя зона сейсмического действия Тоже дальняя Слабых сейсмических колебаний	закрытых трещин. Остаточные микродеформации	10–170	1,0
	Нелинейно упругое То же Упругая	более 170	

По мере распространения волн начиная с расстояния, соответствующего эквивалентному приведенному расстоянию $10 \text{ м/кг}^{1/3}$ по величине амплитуды скорости колебаний начинают преобладать поверхностные волны, затухающие пропорционально расстоянию в степени 1.5. Это зона простирается от взорванных зарядов на расстоянии, соответствующие величине эквивалентного приведенного расстояния от 10 до 170 $\text{м/кг}^{1/3}$, а максимальная скорость колебаний в ней уменьшается с 3 см/с до 0,5 см/м. Это дальняя зона сейсмического действия, за границами которой массив испытывает слабые сейсмические колебания, затухающие пропорционально расстоянию.

В качестве допустимого сейсмического воздействия взрывов принимают допустимую скорость колебаний. Тогда для определения эквивалентного приведенного расстояния можно использовать упрощенные формулы:

– для зоны неупругого поведения породы и ближней зоны сейсмического действия

$$R_3 = \sqrt{r_{гр} \cdot r_c^1 / \vartheta_{пр}} \quad (1)$$

– для дальней зоны сейсмического действия

$$R_3 = 0,45 \cdot \sqrt[3]{(r_{гр} \cdot r_c^1 / \vartheta_{пр})^2} \quad (2)$$

– для зоны слабых сейсмических колебаний

$$R_3 = 0,025 \cdot r_{гр} \cdot r_c^1 / \vartheta_{пр} \quad (3)$$

где: $R_3 = r / \sqrt[3]{Q}$; $r_{гр}$ – коэффициент, учитывающий сейсмичность обводненности пород в основании зданий и сооружений; r_c^1 – коэффициент сейсмичности взрывааемых пород.

$$r_{гр} = k_v \cdot \frac{r_c^1}{r_c^1} \quad (4);$$

r_c^1 и r_c^1 принимается по табл.9.5, например на I категория пород по сейсмичность – 10 [1].

k_v – поправка на обводненность грунтов и пород в зоне охраняемого объекта. Значения k_v при залегании грунтовых вод ниже 15 м – 10; обводненные скальные массивы 1,2; грунты при уровне грунтовых вод 5–15 м – 1,3; уровне грунтовых вод до 5 м – 2; весьма обводненные – 3.

Взрывные работы при строительстве гидроэлектростанции ведутся часто в непосредственной близости от подземных выработок и камер, щелей и плотин. Это налагает определенные ограничения на ведение массовых взрывов при проектировании и проведении которых должно учитываться действие сейсмических волн. При массовых взрывах в массиве возникают зоны опасных напряжений, величины которых определяются физико-механическими и структурными особенностями массива и могут быть определены экспериментальным путем.

Одним из основных показателей характеризующим отрицательное влияние сеймики, в свою очередь, определяется главным образом величиной одновременно взрывааемого заряда ВВ. Поэтому главным направлением снижения опасного влияния сейсмического эффекта является расчет допускаемой величины заряда ВВ, взрывааемого в карьере и выработках.

Для снижения интенсивности сейсмических колебаний предлагается перейти на сейсмобезопасную технологию в применении таких схем взрывания, при которых её максимальная масса взрывааемого одновременно, не превышала бы расчетной величины, а время замедления колебалось бы в оптимальных пределах 25–50 мс.

При расширении вертикальных выработок при строительстве подземных ГЭС (помещение камеры затворов, натяжных шахт, машинных залов и др), вертикальными скважинами диаметров 85–100 мм параллельно восстающему на всю глубину ствола (до 30 м) пробуривают отбойные и оконтуривающие скважины (рис. 1). При большой глубине ствола применяют скважины заходками до 30 м. Расстояние между оконтуривающими скважинами в зависимости от крепости пород составляет 15–20д. Взрывание зарядов замедленное. Этот способ наиболее эффективен, так как обеспечивает высокую скорость выполнения работ при малой их трудоемкости. Недостатками способа является неточность оконтуривания сечения ствола при увеличенных расстояниях между оконтуривающими скважинами за исключением случаев применения контурного взрывания методом предварительного щелеобразования. Кроме того, при этом методе работ, повышаются вредные сейсмические воздействия взрыва на близко расположенные выработки и сооружения (рис. 1).

При устройстве глубинных водоприемников для забора воды из существующих водохранилищ или озер приходится взрывать целик, оставляемый между водохранилищем и забоем тоннеля, что является очень ответственным моментом, а иногда осложняется еще тем, что вблизи могут

быть расположены гидротехнические сооружения, на которые при взрыве могут воздействовать как сейсмические колебания, так и повышенное в результате взрыва давления воды сверх гидростатического. Именно такое положение создалось при строительстве водозабора для подземной гидроэлектростанции Шют де Пьел в Канаде. Гидроэлектростанция Шот де Пас мощностью 736 МВт была введена в эксплуатацию в 1960 год. Водохранилище было создано построенной в 1943 г. бетонной плотиной высотой 48 м. Поэтому проходку тоннеля остановили на расстоянии 21 м от поверхности склона, оставив скальный целик диаметром 18 м и объемом 10 тыс. м³ взорвав зарядом весом 27 тонн.

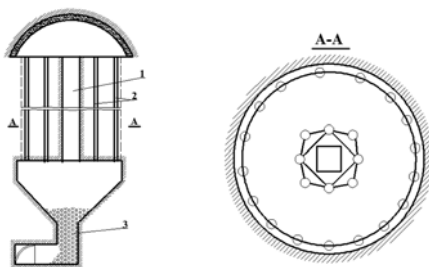


Рис. 1. Схема расширения ствола:
1 – фурнель, 2 – скважины, 3 – взорванная порода

Плотина расположена в 200 м от водоприёмника. В основании её залегают те же, что и в районе водоприёмника, гранитогнейсы и парагнейсы с многочисленными параллельными реке трещинами. Плотина была рассчитана на землетрясения с ускорением 0,055 г. Тоннель подковообразного сечения имеет длину затворов от водохранилища до шахты 200 м и высоту у входа 16 м и у шахты 25 м (рис. 2).

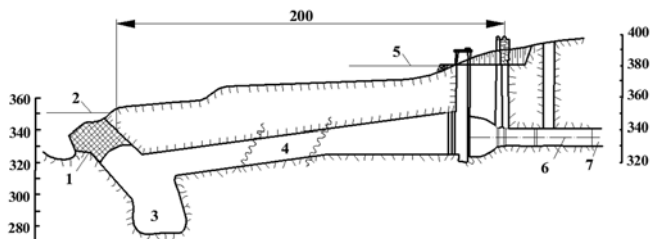


Рис. 2. Продольный разрез водоприёмника тоннеля ГЭС Шют де Пасс.

- 1 – скальный целик(пробка), 2 – уровень воды в водохранилище при взрыве, 3 – карман, 4 – обрисованный участок тоннеля, 5 – наивысший уровень воды в водохранилище, 6 – подводящий тоннель, 7 – временная бетонная пробка

Ниже целика в тоннеле был сделан колодец объемов 17 тыс. м³ для перехвата взорванной породы при прорыве воды после взрыва. Взаимное расположение целика и колодца определено опытами на моделях. Для этого чтобы иметь возможность судить о влиянии взрыва на плотину

(ввиду близости плотины и большой величины заряда), предварительно были произведены 24 опытных мелких взрыва зарядов весом 2,3–11,3 кг на глубине 20 м на 90–200 м от плотины и взрыв заряда весом 520 кг при разработке шахты водоприемника. На плотине и затворах были размещены сейсмографы и акселерометры для измерения величин деформаций и давлений.

Известно, что энергия взрыва распространяется от источника со скоростью звука и затухает на расстоянии, определяемом физическими свойствами среды. В любой точке поверхности вокруг взрыва амплитуды колебаний A , частота вибрации f , скорость вибрации V и ускорение (a) связаны зависимостями, вытекающими из синусоидального закона перемещений.

$$\begin{aligned} \vartheta &= 2\pi \cdot f \cdot A \\ a &= 4\pi^2 f^2 A \end{aligned} \quad (5)$$

Амплитуда есть функция величины зарядов W , расстояние от точки взрыва и характера грунтов в данной точке.

Если взрыв происходит в воде или вблизи водохранилища, то необходимо учесть с повышение давления сверх гидростатического. Максимальное давление P от взрыва в воде определяется по формуле.

$$P = k \cdot \frac{W}{R} \quad (6)$$

где: R – расстояние от места взрыва до данной точки; W – вес заряда, кг; k – постоянный коэффициент, определяемый опытным путем.

Первая серия испытаний (24 мелких подводных взрывов) производилась с целью определения повышенного давления воды при взрывах на щиты плотины. При некоторых опытах из этой серии перед щитами создавалась воздушная завеса; в воду опускали рамы из перфорированных труб, в которые подавался сжатый воздух под давлением 3,5 ат.

В результате опытов было получена зависимость:

$$P = F \cdot \left(\frac{W^{1/3}}{R} \cdot 10^3 \right) \quad (7)$$

Её можно экстраполировать до величины $\frac{W^{1/3}}{R}$, соответствующей ожидаемому большому взрыву. Для определения влияния таких взрывов на повышение давления воды были предварительно проведены опытные взрывы зарядов в скважинах, пробуренных в основании водохранилища. Оказалось, что повышение давление в воде от взрыва заряда в скважине составляет 20% от взорванной в воде. Следовательно, расчет по формуле (6) нужно вести на заряд весом, равным $27000 \times 0,2 = 5400$ кг (целик предусмотрено было взорвать зарядом 27 тонн). При этом оказалось, что повышение давления на щитовые затворы составит 50 кг/сек и соответственно такую нагрузку, щиты выдержать не могли.

Измерения деформаций щитов при малых взрывах показали, что с помощью воздушной завесы перед щитами можно уменьшить давление, передаваемое на щиты в 6–7 раз, однако из осторожности не сочли возможным принять такое решение и поэтому к моменту взрыва спустили горизонт воды в водохранилище до гребня водосливной плотины.

Изменение при взрыве заряда весом 520 кг показало, что амплитуда колебаний на плотине составляет 0,11 мм, а ускорении были увеличены по расчету, при которых получены результаты соответственно 1,6 мм и 8,4g.

На основании анализа литературных и нормативов данных опасными считались значения амплитуды 1 мм, ускорение 3d, а условия запроектированного взрыва представлялись весьма тяжелыми.

Были рассмотрены два варианта взрыва. Первый вариант – методом «Кайот», при котором заряд располагается в двух концентрических штольнях, пройденных внутри целика, и взрывается мгновенно. Кроме того, по контуру будущего отверстия в целик пробуриваются глубокие скважины через 46 см. Второй вариант – бурение фронтальных глубоких скважин как при разработке тоннелей с короткозамедленным взрыванием зарядов с помощью электродетонаторов с миллисекундными замедлителями.

Результаты взрыва оказались вполне удовлетворительными со всех точек зрения. Отверстие получилось хорошее, колодец оказался заполненным лишь частично, так как часть скалы выбросило в водохранилище. Охлынувшей в тоннель водой в водоприемнике занесло лишь небольшое количество мелочи, которая легко была удалена. Плотине взрыв не причинил никаких повреждений хотя относительные перемещения секций составили 0,4–1 мм. Связь бетона со скалой основания не нарушилась, что было проверено с помощью заранее пробуренных скважин. Повышение давления от взрывной волны в воде оказалось меньшим, чем рассчитанное по опытному взрыву заряда весом 10 кг (табл. 2).

Таблица 2

Показатели	По расчёту	Фактические	
		на гребне	у основания
Амплитуда, см	0,05–0,16	0,20	0,06
Скорость, см/сек	5,0–15,0	10,0–15,0	4,5
Ускорение, доли. g	3,5–8,4	1,2	0,7
Частота, кол/сек	17	10,0–15,0	10,0–20,0

Таким образом, было установлено, что при определенных условиях, даже в случае больших размеров тоннелей, можно производить работы с применением подземного взрыва с учетом влияния сейсмического воздействия при наличии существующих плотин и других гидросооружений.

Следует отметить, что опыты с зарядами малой величины и существующие эмпирические формулы могут дать неверные представления о характере и числовых параметрах явления.

Выявлено, что существующие «Критерии опасности» сейсмических воздействий неприемлемы для высоких плотин, а повышение давления от волны, возникающей при подземной взрыве в водохранилище, невелико и может в расчет не приниматься. Оно может быть уменьшено созданием воздушных завес.

Список литературы:

1. Абдужабаров А.Х. Сейсмостойкость автомобильных и железных дорог / А.Х. Абдужабаров. – Бишкек, 1996. – 226 с.
2. Хасанов Н.М. Сейсмостойкость конструкций водопропускных сооружений и подземных переходов / Н.М. Хасанов, А.Х. Абдужабаров, У.Р. Тешаев // Вестник гражданских инженеров. – 2017. – №2 (55).

3. Хасанов Н.М. Определение давления анизотропных горных пород на тоннельную обделку / Н.М. Хасанов, А.Дж. Ятимов, М.М. Зубайдов // НАСКР-2018. IV МК (X Всероссийская конференция). ФГБОУ ВО «ЧГУ имени И.Н. Ульянова». – 2018. – С. 480–484.

4. Хасанов Н.М. Геологические факторы, влияющие на разрушение устойчивости гидротехнических тоннелей / Н.М. Хасанов, А.Дж. Ятимов // Вестник, КГУСТА. – 2018. – №2 (60). – С. 94–98.

5. Хасанов Н.М. Анализ сейсмического воздействия на крепь горных выработок круглого сечения / Н.М. Хасанов, А.Дж. Ятимов, А.О. Якубов // Известия КГТУ. – 2018. – №1 (45). – С. 295–302.

Хасанов Нурали Мамедович, канд. техн. наук, доцент кафедры «Подземные сооружения, основания и фундаменты» Таджикского технического университета им. М.С. Осими, khasanov.nurali@mail.ru

Хасанов Мухриддин Нуралиевич, магистр строительного факультета, Таджикского технического университета им. М.С. Осими.

Гуломов Жонибек Баходирович, магистр строительного факультета, Таджикского технического университета им. М.С. Осими.

Nurali Khasanov, Ph. D., associate Professor of the Department "Underground structures, foundations and foundations" of the Tajik technical University named after M. S. Osimi, khasanov.nurali@mail.ru

Khasanov Mukhriddin Nuralievich, master of the faculty of construction, Tajik technical University named after M. S. Osimi.

Gulomov Zhonibek Bakhodirovich, master of the faculty of construction, Tajik technical University named after M. S. Osimi.

Для цитирования:

Хасанов Н.М. Влияние сейсмических воздействий взрывов на устойчивость гидротехнических сооружений / Н.М. Хасанов, М.Н. Хасанов, Ж.Б. Гуломов // Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020: материалы V Междунар. (XI Всерос.) конф. – Чебоксары, 2020. – С. 230–237.

Khasanov N. Impact of seismic impacts of explosions on the stability of hydraulic structures / N. Khasanov, M. Khasanov, Zh. Gulomov // Construction and development: life cycle – 2020: materials of the V International (XI All-Russian) conference. – Cheboksary, 2020. – P. 230–237.

НАДЕЖНОСТЬ, МОНИТОРИНГ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ РЕКОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

УДК 699.822

ПРОГНОЗИРОВАНИЕ СРОКА ЭКСПЛУАТАЦИИ ЗАЩИТНОГО ГИДРОИЗОЛЯЦИОННОГО ПОКРЫТИЯ ПРОНИКАЮЩЕГО ДЕЙСТВИЯ

Бедов А.И.

ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский
Московский государственный
строительный университет»
г. Москва

Габитов А.И.

Терехов И.Г.

Салов А.С.

ФГБОУ ВО «Уфимский государственный
нефтяной технический университет»
г. Уфа, Россия

Аннотация: водная среда является агрессивной по отношению к железобетонным конструкциям гидротехнических сооружений. Вода оказывает на них механическое, физическое, химическое и биологическое воздействие. Все эти виды воздействий приводят к преждевременному разрушению гидротехнических сооружений и их отдельных конструкций. Приведены результаты исследований использования инновационного гидроизолирующего материала и технологии его реализации по обеспечению долговечности гидротехнических сооружений на стадии их строительства, эксплуатации, ремонта и реконструкции. Предложены математические модели для прогнозирования срока эксплуатации гидроизоляционного защитного покрытия проникающего действия системы «Кальматрон».

Ключевые слова: система «Кальматрон», гидроизоляция проникающего действия, железобетонные конструкции, прогнозирование срока эксплуатации.

FORECASTING THE SERVICE LIFE OF A PROTECTIVE WATERPROOFING COATING WITH A PENETRATING EFFECT

Annotation: the water environment is aggressive towards reinforced concrete structures of hydraulic structures. Water has a mechanical, physical, chemical, and biological effect on them. All these types of impacts lead to premature destruction of hydraulic structures and their individual structures. The results of research on the use of innovative waterproofing material and technology for its implementation to ensure the durability of hydraulic structures at

the stage of their construction, operation, repair and reconstruction are presented. Mathematical models are proposed for predicting the service life of the waterproofing protective coating of the penetrating action of the Kalmatron system.

Keywords: *system «Kalmatron», penetrating hydro insulation, reinforced concrete structures, forecast for a life span.*

Современный уровень развития производства строительных материалов позволяет использовать самые разнообразные материалы. При возведении подземной части зданий, фундаментов, несущих и ограждающих конструкций широко применяется сборный и монолитный бетон, железобетон.

При строительстве внешних стен, ограждающих конструкций и внутренних перегородок широко используется силикатный и красный кирпич, блоки пено- и газобетона.

Долговечность конструкций из вышеназванных материалов, как правило, зависит от двух факторов: производства вторичной защиты строительных конструкций и создания надежной их гидроизоляции.

Верный выбор технологии защиты строительных материалов и гидроизоляции конструкций определяется большим числом факторов: видом негативного разрушающего воздействия, типом конструкции и строительных материалов, из которых они изготовлены, условиями эксплуатации и архитектурно-эстетических требований.

Данная работа посвящена разработке способа использования инновационного гидроизолирующего материала и технологии его реализации по обеспечению долговечности гидротехнических сооружений на стадии их строительства, эксплуатации, ремонта и реконструкции.

Поставленная задача решалась на основе использования системы «Кальматрон», включающей в себя следующие материалы:

- защитный гидроизоляционный состав «Кальматрон»;
- штукатурная гидроизоляция «Кальматрон-Эконом»;
- защитный теплоизолирующий состав «Кальматерм».

Применение этой системы позволяет обеспечить надежную гидроизоляцию бетонных, кирпичных и других конструкций, сформировать высокопрочное гидроизоляционное покрытие, защищающее объекты от воздействия различных агрессивных сред техногенного и природного характера, восстановить водонепроницаемость и прочность поврежденных конструкций.

В процессе исследования проводился анализ эффективности применения этой системы и перспективность использования ее для решения задачи обеспечения высоких эксплуатационных свойств железобетонных конструкций и изделий.

Опыт эксплуатации бетонных и железобетонных конструкций, а, соответственно, зданий, сооружений и технологических систем, созданных на их основе, показал необходимость защиты этих объектов от коррозии [1–4]. Проникновение влаги происходит из-за осадков, конденсации водяного пара, движения воды к конструкциям со стороны водонасыщенных слоев грунта. Дальнейшие структурные изменения в материалах конструкций, а также промерзание элементов зданий и сооружений, особенно их оснований и фундаментов, ведут к их разрушению. Для преодоления вышеназванных трудностей разработан метод гидроизоляции проникающего действия [5; 6].

Единственным документом, регламентирующим качество и характеристику гидроизоляции проникающего действия, является ГОСТ-31357-2007 «Смеси сухие строительные на цементном вяжущем. Общие технические условия». В нем, в частности, констатируется факт, что «проникающей гидроизоляцией может считаться материал, после обработки которым водонепроницаемость бетона повышается не менее чем на 2 ступени» [ГОСТ 31357-2007 «Смеси сухие строительные на цементном вяжущем. Общие технические условия» // Госстандарт России – М., 2009].

Поставленная задача может быть решена на основе использования защитного гидроизоляционного состава проникающего действия «Кальматрон». Применение этого состава позволяет обеспечить надежную гидроизоляцию бетонных, кирпичных и других конструкций, сформировать высокопрочное гидроизоляционное покрытие, защищающее объекты от воздействия различных агрессивных сред техногенного и природного характера, восстановить водонепроницаемость и прочность поврежденных конструкций. Эффект водонепроницаемости проявляется за счет ряда последовательных реакций, продолжающихся во времени и проходящих внутри структуры защищаемого материала между его составляющими компонентами, содержащимися в растворе состава Кальматрон. В результате данных химических реакций образуются трудно- и слаборастворимые новообразования, которые заполняют капилляры, поры и микротрещины, вытесняя при этом воду, что также может применяться для обеспечения эффекта «самозалечивания» [7; 8].

С целью создания модели для прогнозирования срока эксплуатации гидроизоляционного покрытия системы «Кальматрон» в зависимости от условий и толщины покрытия [9; 10], был проведен определенный блок экспериментальных работ по выявлению особенностей функционирования этой системы с использованием методики математического планирования эксперимента.

Для проведения испытаний в соляной кислоте был составлен план четырехфакторного эксперимента и изготовлено 9 серий образцов – призм и цилиндров, определены свойства и составы смесей образцов серий. В каждой серии содержалось 12 призм (6 – основных, 6 – контрольных), 6 цилиндров (3 – основных, 3 – контрольных).

Таблица 1

Наименование и варианты параметров факторов

Наименование параметров	Изм.	Обозначение параметров	№, значение вариантов		
			1	2	3
Продолжительность испытаний	Мес.	T	1	2	3
Концентрация кислоты	HP (ph)	K	0,01(4)	0,05(3)	0,1(1)
Содержание ХАЧ от Ц по массе		X	2	6	10
Содержание цемента в сухой смеси по массе		Ц	30	40	50

План четырехфакторного эксперимента включал в себя:

- выбор и варьирование параметров факторов (табл. 1);
- построение комбинационного квадрата;
- определение комбинаций факторов.

Путем математических преобразований с использованием расчетных схем методики математического планирования эксперимента [11; 12] получены графики и аналитические выражения частных и общих зависимостей исследуемых показателей от факторов Т, К, Х, Ц (табл. 1), что позволило определить показатели прогнозного срока службы покрытия [13–15] из состава «Кальматрон» в зависимости от условий эксплуатации и толщины покрытия (рис. 1).

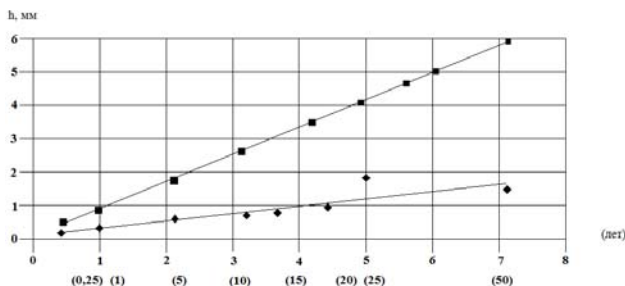


Рис. 1. Результаты прогнозирования срока службы покрытия из состава «Кальматрон» от условий эксплуатации и его толщины

В результате проведенных экспериментальных работ сделаны следующие выводы и заключения.

1. Использование методики математического планирования эксперимента позволило получить при минимальном объеме испытаний аналитические зависимости, устанавливающие связи между исследуемыми показателями образцов и параметрами (факторами) испытаний.

2. Анализ полученных зависимостей позволил выявить характер проявления коррозионного воздействия агрессивной среды соляной кислоты на мелкозернистый бетон с защитным покрытием «Кальматрон» при варьировании факторами (Т, К, Х, Ц).

3. На основании обработки результатов испытаний образцов в растворе соляной кислоты концентрацией 0,01–0,1 н.р. (рН = 1–4) установлено, что необходимая толщина защитного покрытия составом «Кальматрон», обеспечивающая срок службы конструкций в этой агрессивной в течение 50 лет, составляет 1,5–6 мм.

В заключение хотелось бы отметить, что фактические данные испытаний могут быть использованы в практических целях на стадии проектирования при назначении расчетной толщины защитного гидроизоляционного покрытия проникающего действия при строительстве или ремонте бетонных сооружений, работающих в агрессивной среде.

Список литературы:

1. Веселков Д.Е. Гидроизоляционные материалы системы «Лакта» / Д.Е. Веселков // Строительные материалы. 2001. – №3. – С. 20–21.
2. Вальцифер И.В. Эффективность применения составов проникающей гидроизоляции бетонных конструкций / И.В. Вальцифер, С.А. Астафьев, И.П. Сизнева [и др.] // Материалы I Международной научно-практической конференции «Проблемы строительного производства и управления недвижимостью». – Кемерово: Кузбасский государственный технический университет, 2010. – С. 209–212.

3. Зайков, Д.Н. Новое поколение российских гидроизоляционных материалов / Д.Н. Зайков // Строительные материалы. – 2003. – №12. – С. 20–21.
4. Bedov A. Cad methods of structural solutions for reinforced concrete frame / A. Bedov, A. Salov, A. Gabitov // XXI International Scientific Conference on Advanced in Civil Engineering "Construction – The Formation of Living Environment" (FORM 2018). – Moscow, Russian Federation, 2018. – Vol. 365. – P. 1–8.
5. Капустин Ф.Л. Применение проникающей гидроизоляции для повышения коррозионной стойкости цементного камня / Ф.Л. Капустин, А.М. Спиридонова, Е.П. Помазкин // Технология бетонов. – 2015. – №3–4 (104–105). – С. 44–47.
6. Лабунский, А.В. Гидроизоляция и антикоррозионная защита для гидротехнических сооружений / А.В. Лабунский // Механизация строительства. – 2006. – №11. – С. 22–24.
7. Латыпов В.М. Современные материалы для антикоррозионной защиты и гидроизоляции строительных конструкций / В.М. Латыпов, Л.Н. Ломакина, Т.В. Латыпова [и др.] // Справочное пособие. – Уфа, 2007. – 6 с.
8. Bedov A. Engineering solutions for heart efficient exterior walls in climatic condition of the Republic of Bashkortostan / A. Bedov, A. Gaysin, A. Gabitov [et al.] // E3S Web of Conferences. – 2019. – P. 02039.
9. Бедов А.И. Применение технологий информационного моделирования при разработке проектно-технологической документации / А.И. Бедов, А.И. Габитов, А.С. Салов [и др.] // Известия высших учебных заведений. Технология текстильной промышленности. – 2019. – №4 (382). – С. 148–153.
10. Gabitov A.I. CAD simulation for stress and strain behaviour of wall constructions made of hollow ceramic blocks / A.I. Gabitov, A.M. Gaisin, A.S. Salov // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering Volume 463, Issue 2, 31 December 2018, №022041 International Multi-Conference on Industrial Engineering and Modern Technologies 2018; Vladivostok; Russian Federation; 2–4 October 2018; Код 144116.
11. Бедов А.И. Применение компьютерного моделирования при оптимизации сечений элементов железобетонного каркаса / А.И. Бедов, А.И. Габитов, А.С. Салов [и др.] // Строительство и реконструкция. – 2017. – №6 (74). – С. 3–12.
12. Сахибгареев Р.Р. Применение программного комплекса «Гектор-проектировщик-строитель» в курсовом и дипломном проектировании для специальностей строительного профиля / Р.Р. Сахибгареев, И.Г. Терехов, А.С. Салов // Учебный процесс в вузе в современных условиях. Материалы II научно-методической конференции. – Уфа: УГНТУ, 2013. – С. 39–41.
13. Хайруллин В.А. Метод расчёта социального эффекта в ходе реализации инвестиционно-строительного процесса / В.А. Хайруллин, И.Г. Терехов, А.С. Огнева // Науковедение. – 2013. – №4 (17). – С. 58.
14. Синицин Д.А. Высокоэффективные бетоны нового поколения при строительстве зданий повышенной этажности в Республике Башкортостан / Д.А. Синицин, А.С. Салов, И.Г. Терехов [и др.] // Строительные материалы. – 2020. – №6. – С. 8–12.
15. Никифоров А.П. Новые и традиционные герметизирующие материалы для строительства и ремонта / А.П. Никифоров // Строительные материалы. – 1996. – №11. – С. 19.

Бедов Анатолий Иванович, канд. техн. наук, профессор кафедры железобетонных и каменных конструкций, ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет» (ФГБОУ ВО МГСУ) Москва, Россия, 141006.

Габитов Азат Исмагилович, д-р техн. наук, профессор кафедры строительных конструкций, e-mail: azat7@ufanet.ru, ФГБОУ ВО Уфимский государственный нефтяной технический университет, 450080, Российская Федерация, г. Уфа, ул. Менделеева, 195.

Терехов Иван Геннадьевич, канд. техн. наук, доцент кафедры «Автомобильные дороги и технология строительного производства», e-mail: iv_98_04@mail.ru, ФГБОУ ВО Уфимский государственный нефтяной технический университет, 450080, Российская Федерация, г. Уфа, ул. Менделеева, 195.

Салов Александр Сергеевич, канд. техн. наук, доцент кафедры «Автомобильные дороги и технология строительного производства», e-mail: salov@list.ru, ФГБОУ ВО Уфимский государственный нефтяной технический университет, 450080, Российская Федерация, г. Уфа, ул. Менделеева, 195.

Bedov Anatoly I., Cand. Of Techn. Sciences, Professor, Moscow National Research State University of Civil Engineering, Yaroslavskoe shosse, 26, Moscow, 129337, Russia.

Gabitov Azat I., Doctor Techn. Science, Professor of Chair building structures, E-mail: Azat7@ufanet.ru, Ufa State Petroleum Technological University, Mendeleeva St. 195, Ufa, 450000, Russia

Terekhov Ivan G., Cand. Of Techn. Sciences, Assistant Professor of Car roads and technological of building production, e-mail: iv_98_04@mail.ru, Ufa State Petroleum Technological University, Mendeleeva St. 195, Ufa, 450000, Russia

Salov Aleksandr S. Cand. Of Techn. Sciences, Assistant Professor of Car roads and technological of building production, e-mail: salov@list.ru, Ufa State Petroleum Technological University, Mendeleeva St. 195, Ufa, 450000, Russia.

Для цитирования:

Бедов А.И. Прогнозирование срока эксплуатации защитного гидроизоляционного покрытия проникающего действия / А.И. Бедов, А.И. Габитов, И.Г. Терехов [и др.] // Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020: материалы V Междунар. (XI Всерос.) конф. – Чебоксары, 2020. – С. 238–243.

Bedov A.I. Forecasting the service life of a protective waterproofing coating with a penetrating effect / A.I. Bedov, A.I. Gabitov, I.G. Terekhov, A.S. Salov // Construction and development: life cycle – 2020: materials of the V International (XI All-Russian) conference. – Cheboksary, 2020. – P. 238–243.

УДК 699.841: 693.27

ПРИМЕНЕНИЕ ЛЕНТ ИЗ УГЛЕРОДНОГО ВОЛОКНА КАК ОДИН ИЗ СПОСОБОВ ПОВЫШЕНИЯ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ ГАЗОСИЛИКАТНЫХ СТЕН

*Джамуев Б.К.
Ерижекова Е.С.*

ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский
Московский государственный
строительный университет»
г. Москва

***Аннотация:** в статье приведены результаты экспериментальных исследований прочности кладки из газосиликатных блоков, армированных тканью из углеродного волокна. Рассмотрены различные схемы армирования. Показано сравнение прочности неармированных стен со стенами, армированными углеродным волокном. Были проведены испытания опытных образцов фрагментов стен в натуральную величину на статические и динамические нагрузки. По результатам испытаний даны рекомендации по применению стен из газосиликатных блоков, армированных углеродным волокном, в сейсмических регионах России.*

***Ключевые слова:** прочность кладки, газосиликатный блок, ткань из углеродного волокна, статические и динамические испытания, перекос, сейсмостойкость.*

THE USE OF CARBON FIBER TAPES AS ONE OF THE WAYS TO INCREASE THE SEISMIC RESISTANCE OF GAS-SILICATE WALLS

***Annotation:** the article presents the results of experimental studies of the strength of masonry made of gas-silicate blocks reinforced with carbon fiber fabric. Various reinforcement schemes are considered. A comparison of the strength of non-reinforced walls with carbon fiber reinforced walls is shown. Full-size prototypes of wall fragments were tested for static and dynamic loads. Based on the test results, recommendations are given for the use of walls made of gas-silicate blocks reinforced with carbon fiber in seismic regions of Russia.*

***Keywords:** masonry strength, gas silicate block, carbon fiber fabric, static and dynamic tests, skew, earthquake resistance.*

Использование стен, выполненных из газосиликатных блоков в зданиях и сооружениях, возводимых в регионах России, подверженных сейсмике, ограничено ввиду следующих причин:

– кладка из газосиликатных блоков, как и кирпичная, считается упругим (до установленного уровня нагружения) или хрупким материалом (выше данного уровня). Конструкции из пластического материала легко переносят отдельные значительные перегрузки. При расчете таких кон-

струкций в качестве основной может служить средняя интенсивность сейсмического воздействия. Конструкции, выполненные из хрупких материалов, включая блоки из легкого бетона, очень чувствительны к пикам случайных перегрузок, которые для этих конструкций могут быть критическими. Пики перегрузки наиболее опасны для хрупких материалов, так как у них предел упругости близок к пределу прочности.

– применение, в основном, цементных растворов для кладки стен из газосиликатных блоков не позволяет обеспечить требования СП 15.13330.2012 [1] к кладке с точки зрения сопротивляемости ее сейсмическим воздействиям: величина нормального сцепления должна быть $R_p \geq 0,18$ МПа (для кладки I-ой категории и $0,18$ МПа $\geq R_p \geq 0,12$ МПа (для кладки II-ой категории).

При возведении стен зданий из газосиликатных блоков вопросы повышения прочности и сейсмостойкости конструкций решаются с помощью использования высокопрочных материалов, специальных кладочных растворов, которые значительно повышают монолитность кладки и армирования. Восстановление конструкций, поврежденных при землетрясениях, проводится путём применения конструктивных методов усиления: металлических и железобетонных обойм или внешнего армирования на основе использования углеродного волокна (fibre-reinforced polymer – FRP).

В Центре исследования сейсмостойкости сооружения (далее ЦИСС) ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко под руководством А.В. Грановского создана и реализована комплексная программа экспериментальных исследований прочности и деформативности несущих конструкций (стен и колонн), выполненных из газосиликатных блоков, керамического кирпича и железобетона, усиленных с помощью FRP марки MBrace FIB CF («BASF»).

Цель исследований – оценка эффективности использования углеволокнутой ткани для увеличения прочности и жесткости несущих и ограждающих конструкций из легкого бетона зданий, строящихся как в обычных, так и в сейсмоопасных регионах РФ.

Испытания проходили в 2 этапа:

– на 1-м этапе исследовалось поведение стен при различных схемах их усиления FRP на действие статической нагрузки: перекос стены в её плоскости;

– на 2-м этапе проводились динамические испытания на виброплатформе стен из газосиликатных блоков с проемом, выполненных в натуральную величину. Испытания проводились на неусиленном и усиленном FRP образцах.

Материал кладки и усиления. Для кладки фрагментов стен опытных образцов использовались газосиликатные блоки, изготовленные по технологии YTONG фирмой ЗАО «Кселла-Аэроблок-Центр», при классе бетона В3.5 и плотности D500. Кладка стен выполнялась на клеевом растворе марки «YTONG-эконом». Для усиления стен использовались холсты из FRP марки MBrace FIB CF 230/4900.200g/5.100m.

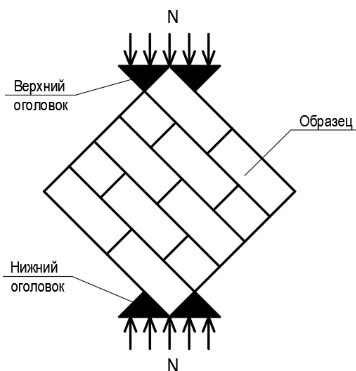


Рис. 1. Схема испытаний опытных образцов

В качестве эталонных образцов были использованы фрагменты стен без усиления. В опытных образцах I-ой и III-ей серий усиление холстами из углеволокна выполнялось с 2-х сторон, в образцах II-ой серии – только с одной стороны. На рис. 1 показана схема испытаний опытных образцов. Во всех сериях, включая эталонную, было испытано по 3 образца.

Статические испытания на перекос. Предварительные испытания (по схеме на рис. 2) кубов, склеенных между собой на клеевом растворе марки «YTONG-эконом» на растяжение (нормальное сцепление) и срез (касательное сцепление) показали, что величины нормального и касательного сцепления блоков составили соответственно $R_p^B = 0,2\text{МПа}$ и $R_{cp}^B = 1,07\text{МПа}$. Согласно СП 15.13330.2012 [1] для кладки стен 1-ой категории величины временного сопротивления растяжению должна быть $R_p \geq 0,18\text{МПа}$. То есть кладка стен из газосиликатных блоков «YTONG-эконом» удовлетворяет требованиям СП 15.13330.2012 [1] к кладкам стен I-ой категории.

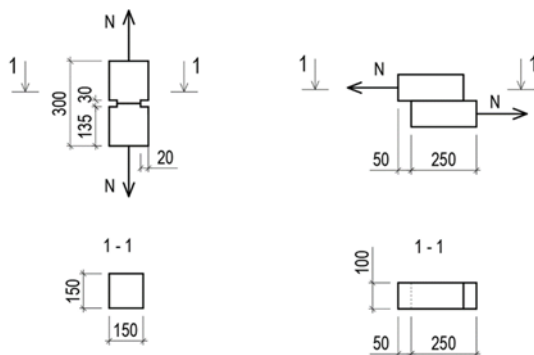


Рис. 2. Схема образцов для испытаний на осевое растяжение (а) и на сдвиг (б) с указанием основных размеров

В табл. 1 показаны результаты испытаний опытных образцов. Анализ результатов испытаний фрагментов кладки стен из газосиликатных блоков YTONG производства фирмы ЗАО «Кселла-Аэроблок-Центр» на клеевом растворе марки «YTONG-эконом», усиленных углеволокном марки MBrace (BASF), позволяет отметить следующее.

1. Предел прочности кладки при срезе по неперевязанному шву в зависимости от схемы усиления углеволокном выше прочности неусиленной кладки в 1,34÷1,93 раза.

2. Сцепление углеволокна с газосиликатными блоками было обеспечено до момента разрушения кладки.

Таблица 1

№ серии	Класс бетона / плотность	Схема усиления	N _{разр} * (кН)	Предел прочности кладки при срезе R _{ср,**} (МПа)	Относительная прочность, %
				R ^{эк} _{ср}	
эталон	B3.5 D500	без усиления	174,6	0,67	100
I		3 холста с двух сторон	338,3	1,28	193
II		3 холста с одной стороны	260,8	0,99	148
III		1 холст с двух сторон	206,3	0,79	134

Примечание: * – средние значения по результатам испытаний 3-х образцов; ** – величина предела прочности кладки при срезе по перевязанному сечению (столбец 5) R_{ср} определялась по формуле:

$$R_{ср} = \frac{N_{разр}}{1.4 \times a \times d},$$

где R_{ср} – предел прочности кладки при срезе по неперевязанному шву, МПа; N_{разр} – расчетная величина горизонтальной силы, кН; a – половина длины образца, м; d – толщина образца, м.

Выводы по испытаниям на перекос.

1. Стены из газосиликатных блоков YTONG на клеевом растворе марки «YTONG-эконом» отвечают требованиям СП 15.13330.2012 [1], предъявляемых к кладке I-ой категории, и могут быть рекомендованы к применению в сейсмоопасных регионах при соответствующем конструктивном и расчетном обоснованиях.

2. Повышение прочности и жесткости стен из газосиликатных блоков YTONG вследствие применения внешнего армирования из углеволокнистой ткани MBrace (BASF) может быть рекомендовано как при проектировании новых конструкций, так и в процессе их усиления.

Динамические испытания. На 2-ом этапе испытаний исследовалось поведение кладки стен из газосиликатных блоков (без усиления и с уси-

лением углеволокном) под действием динамических нагрузок, моделирующих сейсмические воздействия интенсивностью 7–9 баллов, по шкале MSK-64.

Динамические испытания проходили на предварительно обжатых образцах. Величина минимального значения, т.е. до полного снятия вертикальной нагрузки на образец.

Методика испытаний. Для возбуждения колебаний фрагмента стены с проемом использовался испытательный стенд, возбуждение колебаний которого осуществляется с помощью вибромашины ВИД-12, зафиксированной на маятниковой платформе (рис. 3). За счет инерционной силы, развиваемой вибромашинной, обеспечивается частотный спектр воздействий на испытательный стенд и определенный уровень амплитуды колебаний платформы. Исходя из показаний испытаний, максимальная величина амплитуды колебаний платформы при использовании ВИД-12 составляет 150 мм, частотный интервал до 75 Гц.



Рис. 3. Вибромашина ВИД-12

Средства измерения и регистрации динамических характеристик конструкций и воздействий на них. Фиксирование и измерение сигналов проводились с помощью специализированного измерительно-вычислительного комплекса МИС-036 (рис. 4), предназначенного для сбора, преобразования, регистрации, обработки, передачи и представления информации, поступающей с датчиков.



Рис. 4. Измерительно-вычислительный комплекс МИС-036

Данный комплекс МИС-036 дополнительно включает в свою комплектацию ноутбук со специализированным пакетом прикладных программ и периферийных устройств, необходимых для автоматизированного процесса обработки сигналов, а также для документирования результатов обработки.

Для измерения ускорений, частот колебаний, динамических перемещений применяются однокомпонентные датчики – акселерометры АТ 1105-10м (рис. 5). Места расположения акселерометров показаны на рис. 6.



Рис. 5. Датчики-акселерометры АТ 1105-10м

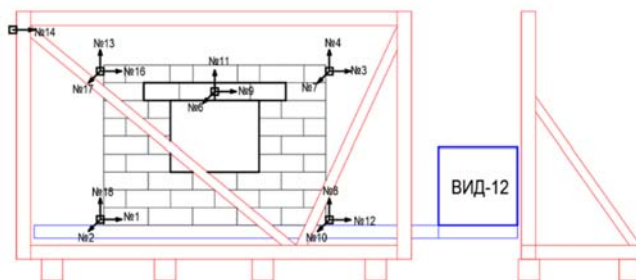


Рис. 6а. Места расположения акселерометров

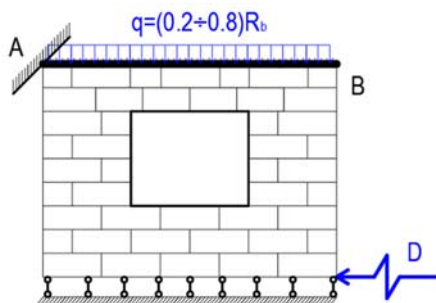


Рис. 6б. Условная расчетная схема

При ускорениях, соответствующих 8 баллам и уровне обжатия $0,2 \times N_{\text{разр.}}$ произошло разрушение эталонного образца (рис. 7).



Рис. 7. Разрушение эталонного образца



Рис. 8. Разрушение усиленного образца

При динамических воздействиях, соответствующих 9 баллам, усиленный образец разрушения незначительного характера: разрыв углеволокнутой ткани и появление трещин в горизонтальных швах кладки (рис. 8).

Вывод

Анализ результатов многочисленных исследований сейсмостойкости стен из газосиликатных блоков [2–8], а также результатов настоящих исследований, позволяет рекомендовать для использования в сейсмоопасных регионах РФ стен из газосиликатных блоков производства ЗАО «Кселла-Аэроблок-Центр», выполненных по технологии YTONG на клеювом растворе марки «YTONG-эконом», усиленные углеволокном.

Список литературы:

1. СП 15.13330.2012. Каменные и армокаменные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-22-81* (с Изменениями №1, 2, 3).
2. Грановский А.В. Усиление кирпичных конструкций с использованием элементов внешнего армирования из углеродного волокна / А.В. Грановский, А.Н. Костенко, А.Л. Мочалов Промышленное и гражданское строительство. – 2006. – №7. – С. 47–48.
3. Aprile A., Benedetti A., Steli E., Mangoni E. Seismic risk mitigation of masonry structures by using FRP reinforcement // FRPRCS-8 University of Patras. – July 2007.

4. Qian Gu, Bo Peng., Mindess S., Yang Z. In-plane seismic retrofit of URM walls with window and door openings using CFRP sheets // FRPRCS-8 University of Patras. – July 2007.

5. Raongiant W., Jing M. The effects of diagonal web reinforcement on cyclic behavior of lightweight structural walls // Structural Concrete. – March 2009. – №1. – Vol. 10. – P. 35–43.

6. Измайлов Ю.В. Сцепление в кладке из легкобетонных блоков / Ю.В. Измайлов, А.Р. Митин. – Кишинев: ЦК КП Молдавии, 1971. – 89 с.

7. Грановский А.В. К вопросу о возможности применения стен из ячеистобетонных блоков в сейсмических районах / А.В. Грановский, Б.К. Джамуев // Промышленное и гражданское строительство». – 2011. – №4. – С. 37–39.

8. Гасиев А.А. Эффективность применения холстов из углеволокнистой ткани для кладки стен зданий из различных каменных материалов, возведенных в сейсмоопасных регионах / А.А. Гасиев, А.В. Грановский, Б.К. Джамуев // Сейсмостойкое строительство и безопасность сооружений». – 2015. – №3. – С. 46–51.

Джамуев Б.К., канд. техн. наук, доцент кафедры «Железобетонные и каменные конструкции», ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет», г. Москва, Россия, e-mail: dbk-07@mail.ru

Ерижокова Е.С., магистрант 2-го года обучения ИСАм 2-2, ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет», г. Москва, Россия, e-mail: sockolowa.le@yandex.ru

Dzhamuev B.K., Candidate of Sciences (Engineering), Associate Professor of the Department, National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia

Erizhokova E.S., 2nd year master's student, National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia

Для цитирования:

Джамуев Б.К. Применение лент из углеродного волокна как один из способов повышения сейсмостойкости газосиликатных стен / Б.К. Джамуев, Е.С. Ерижокова // Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020: материалы V Междунар. (XI Всерос.) конф. – Чебоксары, 2020. – С. 244–251.

Dzhamuev B.K. The use of carbon fiber tapes as one of the ways to increase the seismic resistance of gas-silicate walls / B.K. Dzhamuev, E.S. Erizhokova // Construction and development: life cycle – 2020: materials of the V International (XI All-Russian) conference. – Cheboksary, 2020. – P. 244–251.

УДК 691.328

МИГРИРУЮЩИЙ ИНГИБИТОР КОРРОЗИИ ДЛЯ БЕТОННОЙ АРМАТУРЫ И ЕГО ЭФФЕКТИВНОСТЬ

Леонович С.Н.

Белорусский национальный
технический университет
г. Минск, Республика Беларусь

Карпушенко Л.С.

Белорусский государственный университет
г. Минск, Республика Беларусь

Карпушенко С.А.

Белорусский государственный университет
г. Минск, Республика Беларусь

***Аннотация:** в работе приведены обобщенные результаты многолетних совместных исследований, проводимых на химическом факультете БГУ и строительном факультете БНТУ по разработке состава, содержащего мигрирующие ингибиторы коррозии для арматурной стали в бетоне. Состав предназначен для поверхностной обработки при ремонте уже существующих железобетонных конструкций. Апробированы ускоренные электрохимические методы исследования эффективности по изучению коррозионного и проникающего действия составов.*

***Ключевые слова:** коррозия, ингибиторы, железобетонные конструкции, хлориды, долговечность, коррозионная среда.*

MIGRATING CORROSION INHIBITOR FOR CONCRETE REBAR AND ITS EFFICIENCY

***Abstract:** the paper summarizes the results of many years of joint research carried out at the Chemistry Faculty of BSU and the Civil Engineering Faculty of BNTU on the development of a composition containing migratory corrosion inhibitors for reinforcement steel in concrete. The composition is intended for surface treatment during the repair of existing reinforced concrete structures. Accelerated electrochemical methods for studying the effectiveness of studying the corrosive and penetrating action of the compositions have been tested.*

***Keywords:** corrosion, inhibitors, reinforced concrete structures, chlorides, durability, corrosive environment.*

Введение

В ремонтно-строительной индустрии все большее значение приобретает применение ингибиторов коррозии арматуры для увеличения срока службы уже существующих железобетонных конструкций [1–3]. На сегодняшний день во многих исследованиях показано [1; 4], что разрушение железобетонных конструкций происходит по причине изменения состава

поровой жидкости в структуре старого бетона из-за вымывания гидроксида кальция водой и водными растворами, содержащими хлориды и другие активаторы коррозии арматуры. Данные процессы приводят к интенсификации коррозии стальной арматуры внутри железобетонных конструкций, продукты коррозии из-за большого объема создают внутренние напряжения на границе раздела металла и бетона, что приводит к отслаиванию бетонной составляющей от поверхности арматуры и нарушается целостность самой конструкции.

В современной строительной индустрии ингибиторы коррозии стальной арматуры добавляют в воду затворения на этапе строительства во время изготовления бетонной смеси [1; 5–6]. Это позволяет существенно снизить скорость коррозионных процессов металлического каркаса при длительной эксплуатации железобетонных конструкций различного назначения. Для уже существующих конструкций, при изготовлении которых ингибиторные добавки не использовались, во время планового ремонта предлагается использовать составы, содержащие так называемые мигрирующие ингибиторы коррозии [7–9]. При нанесении таких растворов на поверхность очищенной бетонной структуры их действующие компоненты мигрируют по поровому пространству бетона и адсорбируются на поверхности арматуры, предотвращая процессы коррозии. В последнее время в странах Европы, в том числе и в Республике Беларусь, существует тенденция по отказу от использования в качестве ингибиторов коррозии таких традиционных соединений, как нитриты кальция и натрия. В первую очередь это связано с их токсичностью для человека и окружающей среды, так в Германии и Швеции такие составы уже запрещены при изготовлении и ремонте железобетонных конструкций [1; 8–9].

К веществам, способным ингибировать стальную арматуру и мигрировать по поровому пространству бетона, также относятся более экологически безопасные аminosоединения, изготовленные на основе аминоспиртов, аминов и их солей [2; 5; 7–8]. Обработка железобетона составами на основе таких соединений, согласно проведенным к настоящему времени исследованиям, позволяет увеличить срок службы железобетонных конструкций в среднем на 30–40 лет [2; 7]. Увеличение сроков службы железобетонных изделий очень выгодно экономически, поэтому поиск новых и оптимизация уже существующих составов мигрирующих ингибиторов коррозии стальной арматуры является важной и актуальной задачей.

В данной работе обобщены результаты многолетних исследований по созданию и оптимизации составов мигрирующих ингибиторов коррозии (МИК) арматуры в бетоне и разработке ускоренных электрохимических методов оценки эффективности таких составов, проводимых на химическом факультете БГУ и строительном факультете БНТУ.

Методика эксперимента

Для приготовления ингибиторных растворов в расчетное количество воды сначала при перемешивании вводили аminosоединения, а затем остальные добавки и в самом конце поверхностно-активные соединения (ПАВ).

Визуальные наблюдения действия 1% ингибиторных растворов проводили в растворе 3 % хлорида натрия на образцах из чистой арматурной стали. Количественную оценку защитной способности (число Z) определяли гравиметрическим методом в модельном растворе №7, содержащем

30 мг/дм³ NaCl и 70 мг/дм³ Na₂SO₄, согласно ГОСТ 9.506-87 в течение 10 суток.

Ингибирующее действие разрабатываемых составов оценивали посредством анализа электрохимических данных, полученных при стационарных потенциостатических поляризационных измерениях на стержнях из арматурной стали. Поляризационные кривые регистрировали с помощью потенциостата ПИ-50-1.1 в растворах хлорида натрия. Скорость развертки потенциала составляла 30 мВ/мин в диапазоне от – 1,5 до + 1,5 В. При исследовании ингибирующего действия антикоррозионного состава использовали электрохимический метод в трех вариантах: в 3% растворе хлорида натрия с добавкой антикоррозионного состава и погружением в него арматурной стали; при вымачивании образцов из бетона, содержащих арматурную сталь в 3% растворе хлорида натрия и при исследовании миграции через структуру бетона компонентов состава в растворе, содержащем 0,2% хлорида натрия.

Результаты и обсуждение

Исследования [5; 8; 10–12], проведенные нами ранее, показали, что в качестве основных ингибирующих компонентов для пропитки бетона можно использовать моноэтаноламин (МЭА), диэтаноламин (ДЭА), диметиламиноэтанола (ДМАЭ) и циклогексиламин (ЦГА). Данные соединения не реагируют с компонентами цементного камня, но при этом растворяются в поровой жидкости бетона, что способствует их миграции к стальной арматуре и адсорбции на ее поверхности с формированием пассивного слоя. Также было установлено, что улучшит эффективность антикоррозионного состава и его потребительские свойства позволяет применение добавок различной природы к растворам аминсоединений. Так, использование бензоата натрия, также проявляющего ингибиторные свойства по отношению к арматуре, позволяет свести к минимуму резкий неприятный запах, характерный для всех аминсоединений. Добавление ПАВ позволяет достичь лучшей смачиваемости поверхности бетонной структуры и ее внутренних пор, что способствует более быстрому проникновению ингибиторов по поровому пространству. Добавление к раствору аминсоединений дигидрофосфата калия приводит к возникновению химической реакции данной добавки с гидроксидом кальция, имеющегося в поровой жидкости бетона. В ходе реакции образуется нерастворимый фосфат кальция, который выпадает в осадок и закупоривает поры, создавая дополнительный барьер для миграции активаторов коррозии по поровому пространству.

Традиционно [13] водные растворы ингибиторного действия содержат около 30% действующих веществ. В связи с этим во время разработки и оптимизации состава, а также при изучении действия, как отдельных ингибирующих компонентов, так и комплексных смесей, общая концентрация всех компонентов составляла примерно 30% от массы всего состава. Последнее позволяет наиболее оптимально сравнивать ингибирующее действие составов между собой, а также с уже известными составами, поставляемыми на рынок компаниями «Sika AG» (Швейцария) или «Cortec» (США).

На первом этапе работы анализ ингибиторного действия компонентов и их смесей на коррозию арматурной стали оценивали визуально и электрохимическим методом [11] в 3% растворе хлорида натрия с добавкой 1% исследуемого состава. По результатам исследований из множества аминсоединений нами были выделены наиболее перспективные как по ингибиторному действию, так и по доступности: МЭА, ДЭА, ДМАЭ и

ЦГА. Таким же образом были выбраны дополнительные компоненты составов: бензоат натрия и дигидрофосфат калия, причем при интерпретации результатов эксперимента учитывались не только влияние добавок на ингибирование коррозии арматуры, но и устойчивость конечного состава (при их хранении не наблюдалось образования мутных растворов или выпадения осадка, что приводит к нежелательному изменению концентрации растворов). Эффективность смачивающей добавки в виде ПАВ оценивали по скорости «провала» двух капель в объем бетонного образца марки М-200 (одна капля состава без смачивателя (ПАВ), а вторая – состава, содержащего смачиватель). Некоторые ПАВ, несмотря на хорошие показатели смачиваемости, оказались неприемлемыми из-за их влияния на устойчивость самого состава (появление мути, пенообразование и т.п.). Наиболее оптимальным для применения в качестве смачивающей добавки оказался ПАВ Euroxide CDM, добавление которого в состав в количестве всего 0,5 % увеличило скорость «провала» капли (смачивания) в 9–10 раз по сравнению с обычной водой.

Проведенные нами [10,13] ускоренные испытания предварительных составов с различными соотношениями и комбинациями компонентов позволили определить оптимальную композицию ингибирующего состава МИК, содержащего (масс. %): ДЭА – 13, ЦГА – 2, бензоат натрия – 7,5, дигидрофосфат калия – 7,5, ПАВ Euroxide CDM – 0,5 % и вода – остальное. Защитная способность (Z) данного состава, определенная в соответствии с ГОСТ 9.506-87 в 3% растворе хлорида натрия в течение 10 суток, составила 97%. Внешний вид арматурной стали с ингибитором не изменился (рис. 1).



Рис. 1. Фотоснимки образцов арматурной стали без (стакан слева) и с добавкой 2% антикоррозионного состава МИК (стакан справа) в 3% растворе NaCl

Для определения мигрирующей способности компонентов состава по поровой структуре бетона нами была сконструирована трехсекционная электрохимическая ячейка (см. схему на рис. 2а) в соответствии с методикой, представленной в работе [14]. В качестве среды в электрохимической ячейке использовали раствор, имитирующий поровую жидкость в бетоне с добавкой 0,2 % хлорида натрия (рис. 2а). Сам раствор представляет собой водный экстракт, выделенный из массы песчано-цементной смеси с

водой, приготовленный в соответствии с методикой [15]. В левую (секция 1) часть ячейки добавляли ингибирующий состав в количестве 4% от объема раствора (120 мл), а в правую секцию погружали электроды для электрохимических измерений (рабочий – Fe, платиновый – Pt и электрод сравнения – насыщенный хлорсеребряный Ag/KCl) и подключали их к потенциостату для регистрации изменения величины протекающего тока в зависимости от приложенного напряжения. Площадь рабочего электрода (арматурной стали) составляла 3 см², а площадь бетонной пластины (секция 2), которая контактировала с раствором с обеих сторон, составляла 20 см². В ходе эксперимента компоненты ингибиторного состава должны были диффундировать через толщу бетонной пластины (толщина пластины варьировалась от 1 до 3 см) и ингибировать коррозию рабочего электрода из арматурной стали в правой емкости ячейки. Время выдержки для диффузирования компонентов антикоррозионного состава составляло 5 суток.

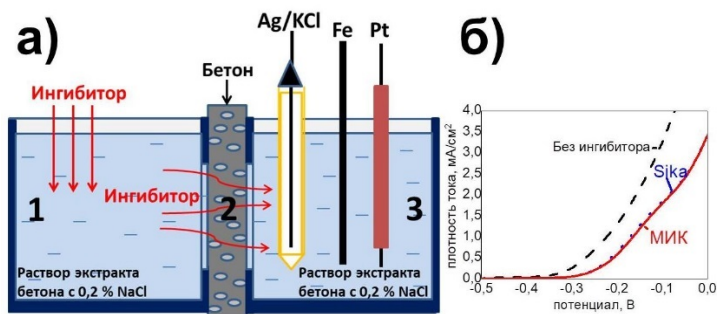


Рис. 2. Схема трехсекционной ячейки (а) для исследования мигрирующей способности антикоррозионных составов и вид анодных поляризационных кривых для бетонной пластины толщиной 1 см (б)

Из представленных на рис. 2б анодных поляризационных кривых видно, что анодный ток уменьшился в 1,5–2 раза, что вызвано значительным анодным ингибирующим действием состава МИК. Следовательно, ингибирующие компоненты антикоррозионного состава МИК действительно могут мигрировать через бетонную структуру и тем самым достигать поверхности стальной арматуры, находящейся внутри железобетона. Для сравнения аналогичное исследование по миграции компонентов было проведено и для коммерческого состава-аналога «Sika FerroGard 903». Как видно из рис. 2б, анодные кривые для составов МИК и «Sika FerroGard 903» практически накладываются друг на друга, что подтверждает равнозначность свойств разработанного состава с аналогом в данном эксперименте.

В следующем эксперименте эффективность ингибиторных составов определяли на модельных образцах бетона с арматурным стержнем внутри. Согласно СТБ 1168-99 нами были изготовлены цилиндрические бетонные образцы диаметром 7 см и высотой 12 см с арматурным стержнем диаметром 1 см внутри (рис. 3а). Торцы арматурного стержня были

изолированы химически стойким лаком. Площадь непокрытой поверхности арматуры внутри образца составляла 30 см². После сушки и набора твердости в течение 28 суток образцы зачистили по появления поровой структуры бетона и часть из них пропитали в растворах ингибиторов. Затем образцы снова выдержали в течение 14 суток для пропитки, при этом на второй день после обработки образцы увлажнили водой. После окончания периода насыщения необработанные и обработанные ингибиторными составами бетонные образцы поместили в 3% раствор хлорида натрия на 24 часа для насыщения, а затем были получены анодные поляризационные кривые (рис. 3б).

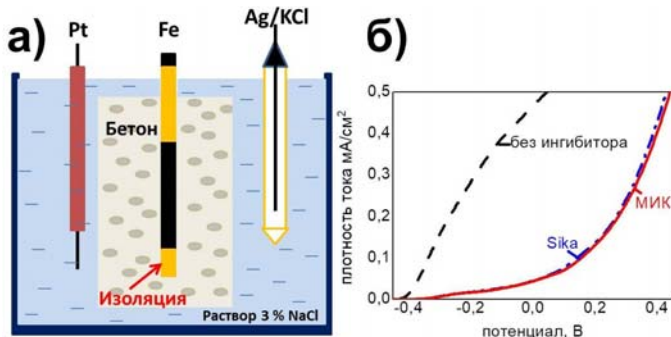


Рис. 3. Схема электрохимической ячейки (а) для исследования ингибирующей способности антикоррозионных составов и вид анодных поляризационных кривых (б)

Из приведенных кривых на рис. 3б видно, что в случае образцов, которые были обработаны антикоррозионными составами, наблюдается значительное смещение кривых в область положительных потенциалов и резко уменьшается плотность анодного тока, как для состава МИК, так и состава-аналога «Sika FerroGard 903». Из данных эксперимента можно сделать вывод, что антикоррозионные составы в течение 14 дней промигрировали через плотный слой бетона толщиной около 3 см и пассивировали поверхность стали.

Закключение

В результате проведенных исследований был разработан эффективный состав, содержащий мигрирующие ингибиторы коррозии арматуры в железобетоне. Были апробированы различные методики ускоренных испытаний ингибиторных свойств состава на базе электрохимических методов исследований. Показано, что разработанный состав МИК в агрессивной коррозионной среде хлорида натрия значительно замедляет коррозионные процессы арматурной стали в структуре бетона, а его компоненты способны мигрировать по поровой структуре бетона. Для большей достоверности данные ингибиторных свойств разрабатываемого состава оценивались в сравнении с уже известным составом-аналогом.

Список литературы:

1. Gaidis James M. Chemistry of corrosion inhibitors // Cement and Concrete Composites. – 2004. – Vol. 26. – P. 181–189.
2. Wombacher F., Maeder U., Marazzani B. Aminoalcohol based mixed corrosion inhibitors // Cement and Concrete Composites. – 2004. – Vol. 26. – P. 209–216.

3. Pan C., Chen N., He J., Liu S., Chen K., Wang P., Xu P. Effects of corrosion inhibitor and functional components on the electrochemical and mechanical properties of concrete subject to chloride environment // *Construction and Building Materials*. – 2020. – Vol. 260, 119724.

4. Peng, Y., Liu L., Wang S., Lin Y., Sun Y., Xia R. Effect of simulated pore solution on passivation characteristic of P110 steel // *Journal of Petroleum Science and Engineering*. – 2018. – Vol. 167. – P. 949–956.

5. Шукин Г.Л. Ингибирующее действие отечественного антикоррозионного состава «МИК» на коррозию стальной арматуры / Г.Л. Шукин, А.Л. Беланович, С.А. Карпушенков [и др.] // *Строительная наука и техника*. – 2008. – №6. – С. 55–58.

6. Ngala V.T., Page C.L., Page M.M. Investigations of an ethanalamine-based corrosion inhibitor system for surface treatment of reinforced concrete // *Materials and Corrosion*. – 2004. – Vol. 55. №7. – P. 511–519.

7. Malik A.U., Andijani I., Al-Moaili F., Ozair G. Studies on the performance of migratory corrosion inhibitors in protection of rebar concrete in Gulf seawater environment // *Cement and Concrete Compositions*. – 2004. – Vol. 26. – P. 235–242.

8. Леонович С.Н. Физико-механические свойства бетона и коррозия арматуры в среде хлорида натрия: влияние аминоспиртов / С.Н. Леонович, Д.В. Свиридов, С.А. Карпушенков [и др.] // *Строительные материалы*. – 2012. – №1. – С. 34–36.

9. Jamil H.E., Shiriri A., Boulif R., Bastos C., Montemor M.F., Ferreira M.G.S. Electrochemical behaviour of amino alcohol-based inhibitors used to control corrosion of reinforcing steel // *Electrochimica Acta*. – 2004. – Vol. 49. – P. 2753–2760.

10. Шукин Г.Л. Состав ингибитора коррозии для пропитки железобетонных конструкций / Г.Л. Шукин, А.Л. Беланович, С.А. Карпушенков [и др.] // *Патент РБ № 16080*. – 2012.

11. Карпушенков С.А. Электрохимический метод определения эффективности ингибиторов коррозии стальной арматуры в бетоне / С.А. Карпушенков, Л.С. Карпушенкова, Г.Л. Шукин [и др.] // *Сб. ст. Свиридовские чтения. Вып. 9 / под ред. О.А. Ивашкевича*. – Минск: БГУ, 2013. – С. 82–89.

12. Карпушенков С.А. Состав ингибитора коррозии стальной арматуры в бетоне / С.А. Карпушенков, Д.В. Свиридов, Л.С. Карпушенкова [и др.] // *Патент РБ № 19469* – 30.08.2015.

13. Marazzani B., Burge T.A. Method for rehabilitative and/or protective corrosion-inhibition of reinforcing steel embedded in hardened concrete structure by means of surface-applied corrosion-inhibiting compositions // *Патент США №6712995*.

14. Jamil H.T., Shiriri A., Boulif R., Montemor M.F., Ferreira M.G.S. Corrosion behaviour of reinforcing steel exposed to an amino alcohol based corrosion inhibitor // *Cement and Concrete Composites*. – 2005. – Vol. 27. – P. 671–678.

15. Jamil H.E., Montemor M.F., Boulif R., Shiriri A., Ferreira M.G.S. An electrochemical and analytical approach to the inhibition mechanism of an amino-alcohol-based corrosion inhibitor for reinforced concrete // *Electrochimica Acta*. – 2003. – Vol. 48. – P. 3509–3518.

Леонович Сергей Николаевич, д-р техн. наук, профессор, декан строительного факультета Белорусского национального технического университета, иностранный академик Российской академии архитектуры и строительных наук, г. Минск, 220114, пр-т Независимости 150, e-mail: sleonovich@mail.ru

Карпушенкова Лариса Степановна, канд. хим. наук, доцент, доцент кафедры физической химии Белорусского государственного университета, г. Минск, 220030, пр-т Независимости 4, e-mail: karpushenkava@bsu.by

Карпушенков Сергей Александрович, канд. хим. наук, доцент, доцент кафедры неорганической химии Белорусского государственного университета, г. Минск, 220030, пр-т Независимости 4, e-mail: karpushenkov@bsu.by

Leonovich Sergey Nikolaevich, Dean of the Faculty of Civil Engineering of the Belarusian National Technical University, Doctor of Chemical Science, Professor, Foreign Academician of the Russian Academy of Architecture and Construction Sciences, Minsk, 220114, Nezavisimosty av. 150, e-mail: sleonovich@mail.ru

Karpushenkava Larisa Stepanovna, Associate Professor, Department of Physical Chemistry, Belarusian State University, Candidate of Chemical Science, Minsk, 220030, Nezavisimosty av. 4, e-mail: karpushenkava@bsu.by

Karpushenkov Sergey Aleksandrovich, Associate Professor, Department of Inorganic Chemistry, Belarusian State University, Candidate of Chemical Science, Minsk, 220030, Nezavisimosty av. 4, e-mail: karpushenkov@bsu.by

Для цитирования:

Леонович С.Н. Мигрирующий ингибитор коррозии для бетонной арматуры и его эффективность // С.Н. Леонович, Л.С. Карпушенкова, С.А. Карпушенков // Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020: материалы V Междунар. (XI Всерос.) конф. – Чебоксары, 2020. – С. 252–259.

Leonovich S.N. Migrating corrosion inhibitor for concrete rebar and its efficiency / S.N. Leonovich, L.S. Karpushenkava, S.A. Karpushenkov // Construction and development: life cycle – 2020: materials of the V International (XI All-Russian) conference. – Cheboksary, 2020. – P. 252–259.

УДК 625.855

ЭНЕРГОЭФФЕКТИВНОСТЬ И УСТОЙЧИВОСТЬ ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Малянова Л.И.

ФГБОУ ВО «Чувашский государственный
университет им. И.Н. Ульянова»
Чебоксарский институт (филиал)
Московского политехнического университета.
г. Чебоксары, Россия

Сергеева М.А.

Национальный исследовательский
Московский государственный
строительный университет (НИУ МГСУ)
г. Москва

Аннотация: в данной статье рассматривается влияние совместной работы горизонтальных (перекрытий) и вертикальных (стен и рам) конструкций на устойчивость и пространственную жесткость высотных зданий и сооружений (на примере трех уникальных высотных зданий: Жемчужная река, Гарре-Майор, Тайбэй 101). Рассматривается возможная энергоэффективность таких сооружений (на примере «Жемчужной реки»). Одним из важных факторов с точки зрения обеспечения устойчивости высотного здания является оказание им сопротивления ветровым нагрузкам, увеличивающимися с повышением высоты здания. С целью увеличения жёсткости в продольном и поперечном направлениях здания устраивается система горизонтальных связей.

Ключевые слова: жёсткость, энергоэффективность, ветровые турбины, демпфирующие устройства, высотные здания, устойчивость, деформации.

ENERGY EFFICIENCY AND SUSTAINABILITY OF HIGH-RISE BUILDINGS AND STRUCTURES

***Abstract:** this article examines the impact of the joint work of horizontal (floors) and vertical (walls and frames) structures on the stability and spatial rigidity of high-rise buildings and structures (using the example of three unique high-rise buildings: Pearl river, Tarre Major, Taipei 101). The possible energy efficiency of such structures is considered (on the example of the "Pearl river"). One of the important factors in terms of ensuring the stability of a high-rise building is their resistance to wind loads that increase with the height of the building. In order to increase the rigidity in the longitudinal and transverse directions of the building, a system of horizontal connections is arranged.*

Keywords: rigidity, energy efficiency, wind turbines, damping device, skyscraper, stability, deformations.

Актуальность данной темы научной статьи заключается в том, что строительство является одной из основных сфер производственной деятельности человека. В результате строительного производства создается законченная строительная продукция – здание или сооружение определенного функционального назначения, которые необходимы для жизнедеятельности общества.

Интерес к строительству высотных зданий вызван прежде всего экономическими соображениями. С точки зрения инвестора, увеличение на фундаменте количества квадратных метров выгодно, а поэтому и выгодно строительство высотных зданий. Но следует отметить, что чем здание выше, тем оно дороже в эксплуатации.

Одним из путей снижения эксплуатационных затрат является строительство энергоэффективных высотных зданий. Энергоэффективными называются такие здания, при проектировании которых был предусмотрен комплекс архитектурных и инженерных мероприятий, обеспечивающих существенное снижение затрат энергии на теплоснабжение этих зданий по сравнению с обычными (типовыми) зданиями при одновременном повышении комфортности микроклимата в помещениях [1].

Каждое высотное здание уникально и не может быть построено обычными темпами. Существующие здания прошли длительный период создания, в их проектировании участвовало большое число высококвалифицированных специалистов разного профиля. Высотные здания тем более требуют тщательной проработки еще на стадии проектирования. Например, проектирование и строительство самого высокого в Европе здания «Commerzbank» во Франкфурте-на-Майне, Германия, продолжалось восемь лет [2].

При проектировании высотных зданий также возникает проблема выбора материала конструкций здания. В США в качестве основного конструкционного материала обычно используется сталь, а в Европе – железобетон. По мнению академика В.И. Травуша, заместителя директора ЦНИИЭП им. Мезинцева, железобетонные конструкции по сравнению с остальными обладают тремя важными преимуществами: большей устойчивостью, обусловленной их большим весом; в железобетонных конструкциях быстрее затухают колебания; железобетонные конструкции более огнестойки [3].

Прочность, устойчивость и пространственная жесткость высотных зданий обеспечиваются совместной работой горизонтальных (перекрытий) и вертикальных (стен и рам) конструкций. Через перекрытия вертикальные и горизонтальные нагрузки, действующие на здание, передаются вертикальным несущим конструкциям, а от них на грунт. Интенсивность, направление и характер передачи нагрузок зависят от геометрии вертикальных элементов и их расположения в плане.

Так как решающее значение при проектировании высотных зданий имеют горизонтальные нагрузки, например, ветровые и сейсмические, вертикальные несущие конструкции должны состоять из достаточно жестких конструктивных элементов, чтобы исключить нежелательные деформации здания. С целью увеличения жесткости в продольном и поперечном направлениях здания устраивается система горизонтальных связей. Горизонтальные нагрузки через перекрытия передаются вертикальным связевым конструкциям. Передача горизонтальных нагрузок происходит с помощью соединений, воспринимаемых сдвигающие усилия и устраиваемых между вертикальными несущими конструкциями и перекрытиями.

Выбор вертикальных несущих конструкций, их комбинаций и связей является выбором конструктивной системы здания, жесткость которой определяется расчетом и зависит от многих факторов. Наиболее важным фактором с точки зрения обеспечения устойчивости высотного здания является оказание им сопротивления ветровым нагрузкам, увеличивающимся с повышением высоты здания.

Рассмотрим три уникальных высотных здания: Жемчужная река, Торре-Майор, Тайбэй 101.

Башня Жемчужная река далеко не выдающийся небоскреб в плане высоты. Исходная цель команды разработчиков состояла в том, чтобы создать здание с избыточной выработкой энергии, которое будет само себя обеспечивать энергией и даже продавать это избыточное питание локальной электрической сети. Здание собиралось при помощи сверхпрочных болтов и гаек. Они гораздо лучше выдерживают сейсмические нагрузки.

Волнообразный фасад – не просто оригинальный дизайн, но ещё и конструктивная необходимость [4].

На технических уровнях устроены гигантские ветряные турбины, которые установили вертикально в специальных каналах. Такое расположение ветряков более эффективно. Разработчики подсчитали, что автономные ветряные мельницы давали бы в 15 раз меньше энергии, чем те, которые установили в здании [4].

На высоте в сотню метров дуют сильнейшие ветры. Скорость ветра в 2,5 раза усилится за счет конструктивных особенностей здания. Фасад небоскреба в форме гигантской вертикальной волны плавно закругляется перед каждым каналом с ветряками. В образовавшуюся гигантскую щель потоки воздуха направляются с большей силой, способствуя наращиванию вращения огромных лопастей турбин и потенцируя генерацию мегаватт энергии. Ещё одно положительное свойство отверстий в небоскребе – уменьшение ветровой нагрузки на здание, которую неизбежно испытывают все небоскребы. Расположение сооружения тоже выбрано неслучайно, фасад дома ориентирован навстречу ветрам, дующим с юга Китая [4].

Башня Майор (исп. Torre Mayor – «большая башня») – самое высокое в 2003–2010 гг. здание Латинской Америки. Особое внимание к Torre Mayor вызвано тем, что в проекте использован новый подход к поглощению сейсмических колебаний, не применявшийся до этого в высотном строительстве. Основание башни – квадрат, имеющий на подземных уровнях площадь 80×80 м, а на высоте с 4-го по 10-й этажи переходящий в прямоугольник 80×65 м. Выше этого уровня сечение здания сокращается до размеров 48×36 м. Межэтажные перекрытия представляют собой сопряжение прямоугольника и сегмента, который и образует выпуклость южного фасада [5].

Главные несущие конструкции здания в основном стальные. Колонны башни (до 35-го этажа в ядре и до 30-го по периметру) взяты в железобетонную обойму, чтобы придать каркасу большую жесткость и несущую способность, а также в целях экономии стали.

Фундамент представляет собой комбинированную систему из отдельных кессонов и сплошной плиты. Проектировщиками заложен запас прочности, достаточный для того, чтобы выдержать воздействие самого мощного землетрясения.

Система сдвиговой устойчивости данного проекта разработана на основе ряда исследований альтернативных концепций несущих конструкций. Эффект в данном случае достигается за счет использования обыкновенной «двойной» (чувствительной к отклонениям) системы устойчивости при горизонтальном воздействии в сочетании с дополнительной системой демпфирования (чувствительной к скорости колебаний) [6]. В итоге получается «тройная» система, способная без ущерба для строения воспринимать сейсмическую энергию землетрясения. Такая система состоит из основных суперферм по периметру башни, соединенных с периметральной структурой, воспринимающей моменты, и связанных с «трубой» в ядре здания. Связи и скрепляемые ими композитные колонны ядра образуют главный «спинной хребет» здания. Фермы периметра и мощная супердиагональная система создают высокоэффективную трубчатую структуру, соединенную со «спинным хребтом» и вместе с ним противостоящую сейсмическим нагрузкам. Система усилена рядом вспомогательных вязкостных демпферов, которые ориентированы по линиям север-юг и восток-запад. Данная конструктивная система включает в себя вспомогательные демпфирующие устройства, которые с высокой эффективностью гасят сейсмические нагрузки, как на несущие, так и на ненесущие элементы (т.е. архитектурные и инженерно-технические). Дополнительное демпфирование колебаний снижает общие и локальные (межэтажные) показатели раскачивания башни.

Проверку на прочность Torre Mayor успешно прошла во время землетрясения в январе 2003 года магнитудой 7,6 балла – из здания даже не пришлось проводить эвакуацию.

Тайбэй 101 относится к числу самых известных в мире небоскребов, впечатляющих не только своей грандиозностью, но и оригинальным, не похожим ни на какие другие архитектурным решением [7]. Это великолепное высотное здание находится в столице непризнанной Китайской Республики городе Тайбэе и получило свое название благодаря месту расположения и количеству этажей. Небоскреб построен в самом сердце тайфунов и ураганов, которые зарождаются в Южно-Китайском море, а сам Тайваньский регион находится в местности, где проходит активный тектонический разлом.

Здесь часто случаются землетрясения. Даже сам факт масштабного строительства в этом месте стал настоящим вызовом природе.

Задачей инженеров было спроектировать небоскрёб, одновременно не очень жёсткий для того, чтобы противостоять сильным ветрам и, в то же время, прочный, чтобы предотвратить поперечные смещения (боковой сдвиг). Низкая жёсткость предотвращает повреждения конструкции при сильных изгибающих моментах, при этом должен сохраняться высокий уровень комфорта сотрудников и посетителей башни, кроме того, недопустимы деформации, приводящие к дополнительной избыточной нагрузке на панели остекления и не несущие перегородки. Для уравнивания этих противоположных свойств проектировщики использовали в конструкции небоскреба Тайбэй 101 массу различных технических новшеств – от внешнего каркаса для защиты от землетрясений до гигантского висящего шара, именуемого демпфером, который не позволяет зданию слишком сильно раскачиваться под ураганскими ветрами [6]. Сердцем здания называют огромный 700-тонный шар, что соответствует весу примерно двух «Боингов». Огромный маятник подвешен на 16-ти стальных тросах. При нормальных условиях амплитуда колебаний шара составляет около 10 см [8].

Устойчивость конструкции прошла испытания в 2002 году, когда 31 марта в Тайбэе произошло землетрясение силой 6,8 балла. Обследование показало, что никакого вреда землетрясением башне причинено не было, и строительство возобновилось. В заключение необходимо отметить, что население Земли неуклонно растёт, а значит, будет расти и потребность в высотных энергоэффективных и устойчивых зданиях. Качество проектирования высотных зданий постоянно увеличивается. Совершенствуются не только строительные материалы, но и конструктивные, технические, инженерные решения.

В будущем высотные здания будут ещё более поразительными и необыкновенными внешне и внутри. А всё благодаря новым идеям архитекторов и техническому прогрессу.

Список литературы:

1. Пилепенко В.М. Строительство энергоэффективных зданий/ В.М. Пилепенко, Л.Н. Данилевский // Наука и инновации. – 2010. – № 6. – С. 22–24.
2. Табунщиков Ю.А. Энергоэффективные здания/ Ю.А. Табунщиков, М.М. Бородач, Н.В. Шилкин. – М.: АВОК-ПРЕСС, 2003. – 100 с.
3. Энергоэффективное высотное здание [Электронный ресурс]. – Режим доступа: https://studopedia.ru/1_468_energoeffektivnoe-visotnoe-zdanie.html
4. Баранина А.А. Эко-проект Pearl River Tower / А.А. Баранина // ACADEMY. Изд-во Олимп (Иваново), 2020. – С. 83–86.
5. Frederic P. Miller. Torre Mayor/ Frederic P. Miller, Agnes F. Vandome, John McBrewster. – Alphascript Publishing, 2011. – 92 pg.
6. Рома Арагвал. Built. Известные истории известных зданий. – Изд-во Бомбора, 2019. – 240 с.
7. Самый безопасный небоскрёб в мире – Taipei 101 [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://masterok.livejournal.com/355190.html>
8. Гигантский шар внутри небоскреба [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://yandex.ru/turbo/masterok.livejournal.com/s/2578051.html>

Малянова Л.И., канд. техн. наук, доцент ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова» г.Чебоксары, Россия;

доцент Чебоксарского института (филиала) Московского политехнического университета. г.Чебоксары, Россия, e-mail: malyanova.00@mail.ru

Сергеева М.А., студентка 5 курса Национального исследовательского Московского государственного строительного университета (НИУ МГСУ) г. Москва, e-mail: ahsam23@mail.ru

Malyanova L.I., k.t.n., associate Professor of the Chuvash state University named after I. N. Ulyanov Cheboksary, Russia; associate Professor of Cheboksary Institute (branch) Moscow Polytechnic University. Cheboksary, Russia, e-mail: malyanova.00@mail.ru

Sergeeva M.A., 5th year student of the National Research Moscow State University of Civil engineering (NRU MGSU), Moscow, e-mail: ahsam23@mail.ru

Для цитирования:

Малянова Л.И. Энергоэффективность и устойчивость высотных зданий и сооружений / Л.И. Малянова, М.А. Сергеева // Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020: материалы V Междунар. (XI Всерос.) конф. – Чебоксары, 2020. – С. 259–264.

Malyanova L.I. Energy efficiency and sustainability of high-rise buildings and structures / L.I. Malyanova, M.A. Sergeeva // Construction and development: life cycle – 2020: materials of the V International (XI All-Russian) conference. – Cheboksary, 2020. – P. 259–264.

УДК 691.328.1

ВИДОВОЙ СОСТАВ МИКРООРГАНИЗМОВ ВЫДЕЛЕННЫХ С ПОВЕРХНОСТИ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ЭКСПЛУАТИРУЕМЫХ ПТИЦЕВОДЧЕСКИХ ЗДАНИЙ

Масенина Е.В.

ФГБОУ ВО «Мордовский государственный университет им. Н.П. Огарева»
г. Саранск, Россия

***Аннотация:** в статье рассматриваются процессы и биодеструкторы, влияющие на биоразрушение бетонных и железобетонных конструкций. Приведены результаты микробиологического исследования участков железобетонных конструкций птицеводческих корпусов различных годов постройки птицефабрики ООО «Авангард» Рузаевского района.*

***Ключевые слова:** железобетонные конструкции, птицефабрика, микроорганизмы, бактерии, грибок рода *Risopus*, дрожжеподобный грибок, грибок рода *Mucor*, микробиологические исследования, биологическая коррозия.*

SPECIES COMPOSITION OF MICROORGANISMS ISOLATED FROM THE SURFACE OF BUILDING STRUCTURES OF OPERATED POULTRY BUILDINGS

Abstract: *the article discusses the processes and biodestructors that affect the destruction of concrete and reinforced concrete structures. The results of a microbiological study of sections of reinforced concrete structures of poultry buildings of various years of construction of the «Avangard» poultry farm in the Ruzavsky district are presented.*

Keywords: *reinforced concrete structures, poultry farm, microorganisms, bacteria, fungi of the genus *Risopus*, yeast-like fungus, fungus of the genus *Mucor*, microbiological research, biological corrosion.*

Бетон и железобетон в современном строительстве являются одними из наиболее часто применяемых строительных материалов. Широкое их использование объясняется объективными факторами, главными из которых являются: уникальность физико-механических свойств, практически неисчерпаемые запасы природного сырья для их производства и потенциальная возможность замены его техногенными отходами различных отраслей промышленности, сравнительно низкая энергоёмкость исходных материалов и технологических процессов, высокие эколого-экономические показатели производства по сравнению с другими взаимозаменяемыми материалами [1–6]. Однако, наряду с вышеназванными преимуществами, у данных материалов имеются некоторые неблагоприятные особенности – гигроскопичность, кислотонеустойчивость и другие факторы, которые способствуют заселению их микроорганизмами и дальнейшему биоразрушению [7].

Биологическая коррозия строительных материалов интенсивно развивается в условиях техногенных сред, которыми, в первую очередь, являются промышленные предприятия, особенно пищевой, химической и медицинской промышленности, канализационные коллекторы и сооружения для отведения сточных вод, а также территории производственной и придорожной застройки в условиях современных городов [8; 9]. Наличие богатой питательной среды в цехах указанных производств, высокая влажность и затрудненный воздухообмен – все это создает благоприятные условия для интенсивного развития биодеструкторов [10–12].

В условиях воздействия агрессивных сред в зданиях сельскохозяйственного назначения строительные материалы подвергаются коррозионным разрушениям, что приводит к постепенному снижению эксплуатационной надежности изделий и конструкций. Процессы, протекающие в материалах при воздействии внешней среды, в зависимости от вида и начальных условий деградации могут быть разнообразными.

Особую группу агрессивных сред представляют биологически активные среды.

Бетоны обладают большой поверхностной активностью и способны адсорбировать самые различные вещества, в том числе микроорганизмы. Основными биодеструкторами строительных материалов являются бактерии, мицелиальные грибы, актиномицеты.

При воздействии биоорганизмов (макро- и микроорганизмов) разрушение строительных материалов носит более сложный характер, чем при

воздействии чисто химических сред. Так, например, в результате действия грибов может происходить механическое разрушение за счет разрастающегося мицелия, изменение упруго-прочностных свойств за счет выделения продуктов метаболизма агрессивных к строительному материалу, использование микроорганизмами компонентов материалов в качестве источника энергии (пищи).

На предприятиях сельскохозяйственного назначения в условиях техногенных сред наблюдается интенсивное развитие коррозии бетона и железобетона. Высокая влажность воздуха, наличие органических веществ (белков, жиров, углеводов и продуктов их гидролиза), мочевины, аммиака, углекислого газа, растворов солей создают благоприятные условия для интенсивного развития активных в коррозионном отношении микроорганизмов. При этом совмещаются процессы химической коррозии в результате воздействия агрессивных веществ, содержащихся в контактирующей со строительным материалом среде, с биологической коррозией вследствие выделения органических веществ, аминокислот, ферментов и других продуктов метаболизма микроорганизмов, развивающихся на поверхности материалов.

Основной задачей защиты от биоповреждений является обеспечение требуемой долговечности строительных конструкций и нормативных межремонтных сроков службы в агрессивной среде, а в перспективе – создание средств и методов защиты, позволяющих довести межремонтные сроки службы конструкций, подверженных воздействию агрессивной среды, до сроков службы, установленных для конструкций, эксплуатируемых в неагрессивной среде [7].

Опасность и интенсивность биологических загрязнений и разрушений зданий усугубляется хозяйственной деятельностью человека – пренебрежением экологическими нормами при строительстве зданий, безграмотной и беспечной эксплуатацией их, бесчисленными повреждениями крыш, протечками, затоплением подвалов, неисправной сантехникой, непредсказуемым тепло-влажностным режимом и другими факторами. В результате на поверхностях стен, потолков и других частей зданий появляются плесневые грибы, разрастающиеся колонии которых диффундируют вглубь материала с выделением токсинов, вызывающих биохимическое разрушение конструкций.

С целью выявления наличия и характера биоповреждений внутренней бетонной поверхности были исследованы птицеводческие корпуса птицефабрики ООО «Авангард» Рузавского района. Самые первые корпуса были построены около 50 лет назад. Были отобраны пробы с различных участков несущих конструкций птицеводческих корпусов различных годов постройки (рис. 1).

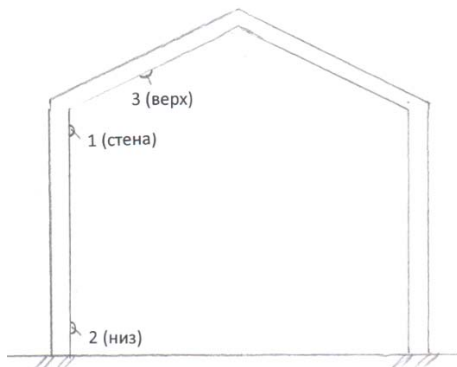
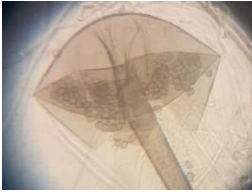
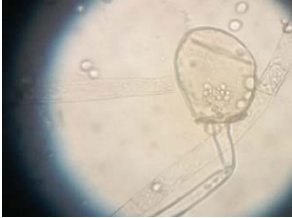



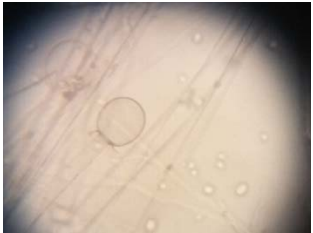

Рис. 1. Схема взятия проб с различных участков железобетонных конструкций птицеводческих корпусов

Результаты анализов приведены в табл. 1.

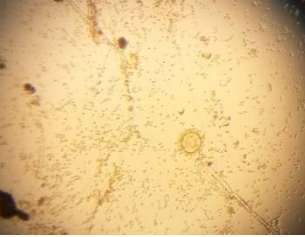

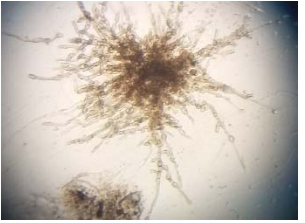
Таблица 1



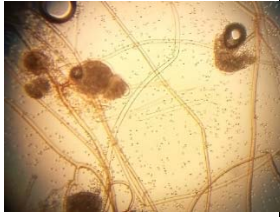
№	Номер пробы, год постройки корпуса	Наименование питательной среды	Описание роста бактерий на питательной среде и описание фиксированных мазков	Фото грибов с бетонной поверхности
1	Корпус №10 (низ) 1979 г.	Чапека	Преобладание на среде мицелия пушистого, серовато-белого цвета, местами встречается мицелий серо-голубоватого оттенка. <u>Микроскопия:</u> ветвящийся мицелий, без перегородок, на конце заканчивающийся спорангием в виде головки, встречаются овальные клетки дрожжеподобных грибов <u>Идентификация:</u> выделен дрожжеподобный гриб и гриб рода Мисог	

1	2	3	4	5
2	Корпус 10 (стена) 1979 г.	Чапека	<p>Преобладание на среде войлокообразного мицелия серо-коричневого цвета, местами встречается пушистый мицелий серо-белого цвета.</p> <p><u>Микроскопия:</u> ветвящийся мицелий, без перегородок, на конце заканчивающийся спорангием в виде головки, так же дугообразные побеги (столоны) с тонкими отростками гифов (ризоидами) с расположенными на них пучками спорангиеносцев.</p> <p><u>Идентификация:</u> выделен гриб <i>Risopus</i> и гриб рода <i>Mucor</i></p>	
3	Корпус 5 (стена) 1971 г.	Чапека	<p>На среде встречается войлокообразный мицелий серо-коричневого цвета, местами встречается пушистый мицелий серо-белого цвета и мицелий серо-голубоватого оттенка.</p> <p><u>Микроскопия:</u> ветвящийся мицелий, без перегородок, на конце заканчивающийся спорангием в виде головки, так же дугообразные побеги (столоны) с тонкими отростками гифов (ризоидами) с расположенными на них пучками спорангиеносцев. и овальные клетки дрожжеподобных грибов.</p> <p><u>Идентификация:</u> выделен гриб <i>Risopus</i>, дрожжеподобный гриб и гриб рода <i>Mucor</i></p>	

1	2	3	4	5
4	Корпус 5 (верх) 1971 г.	Чапека	Преобладание на среде войлокообразного мицелия серо-коричневого цвета, местами встречается пушистый мицелий серо-белого цвета. <u>Микроскопия:</u> ветвящийся мицелий, без перегородок, на конце заканчивающийся спорангием в виде головки, так же дугообразные побеги (столоны) с тонкими отростками гифов (ризоидами) с располагающихся на них пучками спорангиеносцев. <u>Идентификация:</u> выделен гриб <i>Risopus</i> и гриб рода <i>Mucor</i> .	
5	Корпус 5 (низ) 1971 г.	Чапека	Преобладание на среде мицелия серо-голубоватого оттенка, местами встречается пушистый мицелий, серовато-белого цвета. <u>Микроскопия:</u> ветвящийся мицелий, без перегородок, на конце заканчивающийся спорангием в виде головки, преобладание овальных клеток дрожжеподобных грибов. <u>Идентификация:</u> выделен дрожжеподобный гриб и гриб рода <i>Mucor</i>	
6	Корпус 6 (верх) 006 г.	Чапека	На среде мицелий серо-голубоватого оттенка. <u>Микроскопия:</u> овальные клетки дрожжеподобных грибов <u>Идентификация:</u> выделен дрожжеподобный гриб	

Продолжение таблицы 1

1	2	3	4	5
7	Корпус 6 (стена) 2006 г.	Чапека	<p>На среде встречается войлокообразный мицелий серо-коричневого цвета, местами встречается пушистый мицелий серо-белого цвета и мицелий серо голубоватого оттенка.</p> <p><u>Микроскопия:</u> ветвящийся мицелий, без перегородок, на конце заканчивающийся спорангием в виде головки, так же дугообразные побеги (столоны) с тонкими отростками гифов (ризоидами) с располагающихся на них пучками спорангиеносцев. и овальные клетки дрожжеподобных грибов.</p> <p><u>Идентификация:</u> выделен гриб <i>Risopus</i>, дрожжеподобный гриб и гриб рода <i>Mucor</i>.</p>	
8	Корпус 6 (низ) 2006 г.	Чапека	<p>На среде мицелий серо-голубоватого оттенка.</p> <p><u>Микроскопия:</u> овальные клетки дрожжеподобных грибов. <u>Идентификация:</u> выделен дрожжеподобный гриб</p>	
9	Корпус 11 (низ) 1981 г.	Чапека	<p>На среде мицелий серо-голубоватого оттенка.</p> <p><u>Микроскопия:</u> овальные клетки дрожжеподобных грибов. <u>Идентификация:</u> выделен дрожжеподобный гриб</p>	

1	2	3	4	5
10	Корпус 11 (стена) 1981 г.	Чапека	Преобладание на среде мицелия серо-голубоватого оттенка, местами встречается пушистый мицелий, серовато-белого цвета. <u>Микроскопия</u> : ветвящийся мицелий, без перегородок, на конце заканчивающийся спорангием в виде головки, преобладание овальных клеток дрожжеподобных грибов. <u>Идентификация</u> : выделен дрожжеподобный гриб и гриб рода Mucor	 A photograph of a petri dish containing a mold culture. The mold is a mix of white and light blue-green. There are some circular structures on the surface. The text '11 г. стена' is written on the dish.
11	Корпус 11 (верх) 1981 г.	Чапека	На среде преобладает войлокообразный мицелий серо-коричневого цвета, местами встречается мицелий серо-голубоватого оттенка. <u>Микроскопия</u> : дугообразные побеги (столоны) с тонкими отростками гифов (ризоидами) с располагающихся на них пучками спорангиосцев, и овальные клетки дрожжеподобных грибов. <u>Идентификация</u> : выделен гриб Risopus и дрожжеподобный гриб	 A micrograph showing a network of brown, branching hyphae (stolons) with smaller, thinner branches (rhizoids). There are some oval-shaped structures scattered throughout.
12	Корпус 1 (стена) 2009 г.	Чапека	На среде встречается войлокообразный мицелий серо-коричневого цвета, местами встречается пушистый мицелий серо-белого цвета и мицелий серо-голубоватого оттенка. <u>Микроскопия</u> : ветвящийся мицелий, без перегородок, на конце заканчивающийся спорангием в виде головки, так же дугообразные побеги (столоны) с тонкими отростками гифов (ризоидами) с располагающихся на них пучками спорангиосцев, и овальные клетки дрожжеподобных грибов. <u>Идентификация</u> : выделен гриб рода Risopus, дрожжеподобный гриб и гриб рода Mucor	 A micrograph showing a network of brown, branching hyphae (stolons) with smaller, thinner branches (rhizoids). There are several dark, oval-shaped structures, likely spores or spore heads.

Результаты микробиологического исследования участков железобетонных конструкций позволили выявить наличие на их поверхности представителей микроскопических грибов. Что касается последних, то мето-

дом отпечатков с пораженных локальных участков зданий были выделены и идентифицированы грибы следующих родов: гриб рода *Risopus*, дрожжеподобный гриб и гриб рода *Mucog*.

Список литературы:

1. Железобетонные изделия и конструкции / Научно-технический справочник / А.М. Асташов, М.А. Асташов, И.У. Аубакирова [и др.]; редколлегия: Ю.В. Пухаренко, Ю.М. Баженова, В.Т. Ерофеева. – СПб., 2013.
2. Строительные материалы на основе отходов стекла / В.Т. Ерофеев, Ю.М. Баженов, А.Д. Богатов [и др.]. – Саранск, 2005.
3. Суспензионно-наполненные бетонные смеси для порошково-активированных бетонов нового поколения / В.И. Калашников, В.Т. Ерофеев, О.В. Тараканов // Известия высших учебных заведений. Строительство. – 2016. – №4 (688). – С. 30–37.
4. Физико-механические свойства цементов, модифицированных отходами производства минеральной ваты / В.Т. Ерофеев, А.И. Родин, В.С. Бочкин [и др.] // Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В.Г. Шухова. – 2018. – №10. – С. 10–15.
5. Alkali-activated slag binders from rock-wool production wastes / V.T. Erofeev, A.I. Rodin, V.V. Yakunin [et al.] // Инженерно-строительный журнал. – 2018. – №6 (82). – С. 219–227.
6. Biostable silicic rock-based glass ceramic foams / V.T. Erofeev, A.I. Rodin, A.S. Kravchuk [et al.] // Инженерно-строительный журнал. – 2018. – №8 (84). – С. 48–56.
7. О современных методах обеспечения долговечности железобетонных конструкций / Н.И. Карпенко, С.Н. Карпенко, В.Н. Ярмаковский // *Academia*. Архитектура и строительство. – 2015. – №1. – С. 93–102.
8. Биологическое сопротивление материалов / В.И. Соломатов, В.Т. Ерофеев, В.Ф. Смирнов [и др.]. – Саранск, 2001.
9. Микробиологическое разрушение материалов: учебное пособие для студентов, обучающихся по направлению 270100 «Строительство» / В.Т. Ерофеев, В.Ф. Смирнов, Е.А. Морозов [и др.]. – М., 2008.
10. Erofeev V.T. Study of self-healing bio-concrete // *International Journal of Civil Engineering and Technology*. – 2019. – №4. – С. 1354.
11. Прогнозирование регионов биоповреждений строительных материалов / Е.Н. Каблов, В.Т. Ерофеев, А.А. Ямашкин [и др.] // Приволжский научный журнал. – 2019. – №4 (52). – С. 158–166.
12. Влажностный режим помещений зданий при налии в материале стен гигроскопических солей / В.Т. Ерофеев, Т.Ф. Ельчищева // Известия высших учебных заведений. Строительство. – 2018. – №12 (720). – С. 62–74.
13. Биодеструктивные процессы в эколого-социально-производственных системах жилой застройки / В.Т. Ерофеев, А.А. Ямашкин, В.Ф. Смирнов, Светлов Д.А. [и др.] // Приволжский научный журнал. – 2018. – №2 (46). – С. 116–123.
14. Гроздов В.Т. Техническое обследование строительных конструкций зданий и сооружений. – СПб., 2004.
15. Теличенко В.И. Основы комплексной безопасности строительства: Монография / В.И. Теличенко, В.М. Ройтман, М.Ю. Слесарев [и др.]; под ред. В.И. Теличенко, В.М. Ройтмана. – М.: АСВ, 2011. – 168 с.
16. СП13-102-203. Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений. – М., 2003.
17. Добромыслов А.Н. Оценка надежности зданий и сооружений по внешним признакам. Справочное пособие. – М.: АСВ, 2008. – 72 с.
18. Аварии и катастрофы. Предупреждение и ликвидация последствий. Учебное пособие / В.А. Котляревский, К.Е. Кочетков, А.А. Носач [и др.]; под ред. К.Е. Кочеткова, В.А. Котляревского, А.В. Забегаева. – Кн. 1. – М.: АСВ, 1995. – 320 с.
19. Райзер В.Д. Теория надежности сооружений. Научное издание. – М.: АСВ, 2010. – 384 с.

20. Тамразян А.Г. Конструктивная безопасность железобетонных конструкций зданий и сооружений при запроектных воздействиях / А.Г. Тамразян, А.Ю. Степанов, С.Г. Ларфенов // «Бетон и железобетон – пути развития». Научные труды II Всероссийской (Международной) конференции по бетону и железобетону (Москва, 5–9 сентября 2005 г.). – Т. 6. Дополнительный. Секционные доклады. – М.: Дипак, 2005.

21. Василенко М.И. Микробиологические особенности процесса повреждения бетонных поверхностей / М.И. Василенко, Е.Н. Гончарова // Фундаментальные исследования. – 2013. – №4–4. – С. 886–891.

22. Ерофеев В.Т. Биологическая и климатическая стойкость цементных композитов / В.Т. Ерофеев, А.И. Родин, А.В. Дергунова [и др.] // Строительные науки. – 2016. – №3 – С. 119–126.

23. Ерофеев В.Т. Биокоррозия цементных бетонов, особенности ее развития, оценки и прогнозирования / В.Т. Ерофеев, А.П. Федорцов, А.Д. Богатов [и др.] // Журнал Фундаментальные исследования. – 2014. – №12 (часть 4) – С. 708–716.

24. Биокоррозия строительных материалов и меры борьбы по мере ее развития / П.Г. Комохов, А.Ю. Чуркин

25. СНиП II-28-73 Защита строительных конструкций от коррозии / Госстрой СССР. – М., 1980.

26. Влияние эксплуатационной среды на биостойкость строительных композитов / В.Т. Ерофеев, А.Д. Богатов, С.Н. Богатова [и др.] // Magazine of Civil Engineering. – 2012. – №7.

Масенина Елена Васильевна, аспирант архитектурно-строительного факультета, ФГБОУ ВО «Мордовский государственный университет им. Н.П. Огарева» г. Саранск, Россия, e-mail: elena.masenina@mail.ru

Elena Masenina, postgraduate student of The faculty of architecture and construction, Ogarev Mordovia state University, Saransk, Russia, e-mail: elena.masenina@mail.ru

Для цитирования:

Масенина Е.В. Видовой состав микроорганизмов выделенных с поверхности строительных конструкций эксплуатируемых птицеводческих зданий / Е.В. Масенина // Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020: материалы V Междунар. (XI Всерос.) конф. – Чебоксары, 2020. – 264–273.

Masenina E.V. Species composition of microorganisms isolated from the surface of building structures of operated poultry buildings / E.V. Masenina // Construction and development: life cycle – 2020: materials of the V International (XI All-Russian) conference. – Cheboksary, 2020. – P. 264–273.

УДК (620.9)

ЭНЕРГЕТИЧЕСКОЕ ОБСЛЕДОВАНИЕ ТЕПЛОВОЙ ЭЛЕКТРОСТАНЦИИ (ТЭС)

*Мозгова А.С.
Щенникова Т.В.*

ФГБОУ ВО «Чувашский государственный
университет им. И.Н. Ульянова»
г. Чебоксары, Россия

***Аннотация:** в статье приведены результаты инструментального обследования тепловой электростанции (ТЭС) мощностью 14 кВт. Тепловая энергия вырабатывается восемью электроагрегатами за счет утилизации тепла высокотемпературного контура охлаждения газопоршневого двигателя (ГПА) и тепла выхлопных газов, для чего для каждого ГПА предусмотрены пластинчатые теплообменники и котел-утилизатор. В связи с отсутствием поагрегатного учета тепловой энергии было проведено инструментальное обследование систем утилизации тепловой энергии на ТЭС-14 с целью определения выработки тепловой энергии, определения потерь тепловой энергии в окружающую среду незаизолированными трубопроводами от котлов-утилизаторов и расчета удельных расходов топлива на производство электрической и тепловой энергии по энергоустановкам.*

***Ключевые слова:** тепловая электростанция, ТЭС, тепловая энергия, удельный расход, котел-утилизатор, теплоснабжение.*

ENERGY SURVEY OF A THERMAL POWER PLANT (TPP)

***Abstract:** the article presents the results of an instrumental survey of a thermal power plant (TPP) with a capacity of 14 kW. Heat energy is generated by eight electric units by utilizing the heat of the high-temperature cooling circuit of the gas-piston engine (HPA) and the heat of exhaust gases, for which plate heat exchangers and a heat recovery boiler are provided for each HPA. In the absence puarenga account of thermal energy was conducted instrumental examination of the systems of utilization of thermal energy on CHP-14 to determine the heat generation, determining heat energy losses to the environment from bare pipes heat recovery boilers and calculation of the specific consumption of fuel for production of electric and thermal energy power plants.*

***Keywords:** thermal power plant, thermal power plant, heat energy, specific consumption, heat recovery boiler, heat supply.*

В данной работе приведены результаты обследований газопоршневой ТЭС 14 МВт предназначенной для электро и теплоснабжения города. ТЭС представляет собой энергетический комплекс, состоящий из восьми силовых модулей, где размещаются газопоршневые электроагрегаты (ГПА), и вспомогательных модулей – резервная дизельная электростанция мощностью 288 кВт (на базе электроагрегата Cummins C400D5); тепловой пункт и т. д. Тепловая энергия вырабатывается восемью электроагрегатами за счет утилиза-

ции тепла высокотемпературного контура охлаждения газопоршневого двигателя и тепла выхлопных газов, для чего для каждого ГПА предусмотрены пластинчатые теплообменники и котел-утилизатор. Учет выработки электрической энергии осуществляется поагрегатно счетчиками СТГ-80-250. Поагрегатный учет выработки тепловой энергии отсутствует. Общий учет тепловой энергии осуществляется на выходе из ТЭС.

Система утилизации тепла энергоблока включает в себя два контура от каждого из восьми ГПА и трубопроводы сетевой воды.

Первым контуром системы утилизации тепла является высокотемпературный контур охлаждения газопоршневого двигателя электроагрегата. Теплоноситель первого контура – антифриз. В первом контуре осуществляется отбор теплоты от рубашки охлаждения двигателя. Передача теплоты от первого ко второму контуру осуществляется через пластинчатый теплообменник. Второй контур системы утилизации тепла ГПА образован котлом-утилизатором выхлопных газов двигателя, теплообменником (нагреваемая сторона), сетевыми пластинчатыми теплообменниками, системой трубопроводов, запорной арматурой, КИПиА. Теплоноситель второго контура – тосол-А65М «Барс». Во втором контуре осуществляется отбор теплоты первого контура и теплоты выхлопных газов в котле-утилизаторе. Циркуляция тосола второго контура осуществляется насосами с частотным регулированием оборотов электродвигателя, установленными на общем обратном коллекторе.

Тосол по общему коллектору подводится к каждому модулю ГПА. На подводящем трубопроводе установлен отключающий клапан с электроприводом. Далее тосол поступает в пластинчатый теплообменник (тепловая мощность 696 кВт), где подогревается теплоносителем от высокотемпературного контура ГПА и затем поступает в котел-утилизатор. После этого тосол от каждого модуля ГПА поступает в общий коллектор второго контура и подводится к сетевым теплообменникам (тепловая мощность 7000 кВт), где отдает теплоту сетевой воде и возвращается обратно в трубопровод второго контура. Сетевая вода идет на теплоснабжение потребителей.

Так как поагрегатный учет тепловой энергии отсутствует, руководство ТЭС поставила следующие задачи:

- 1) определение выработки тепловой энергии в каждом контуре при различных режимах работы энергоагрегатов;
- 2) определение удельного расход топлива на производство электрической и тепловой энергии;
- 3) определение эффективности теплосъема при различных режимах работы энергоагрегатов;
- 4) определение потерь тепловой энергии незаизолированными трубопроводами от котлов-утилизаторов.

Для определения фактической выработки тепловой энергии каждым ГПА выполнены инструментальные обследования с использованием портативных измерительных приборов: газоанализатор ДАГ-16, ультразвуковой расходомер Акрон-01, контактный термометр ТК-5.

С помощью портативных приборов при каждом нагрузочном режиме определены следующие показатели:

- 5) первый контур системы утилизации:

- расход теплоносителя (антифриз) на входе в теплообменник высоко-температурного контура ГПА;

- температуры теплоносителя (антифриз) на входе и выходе из теплообменника высокотемпературного контура ГПА; Второй контур системы утилизации:

- расход теплоносителя (тосол) через теплообменник утилизации ГПА второго контура;

- температуры теплоносителя (тосол) на входе и выходе из теплообменника ГПА второго контура;

б) котел-утилизатор:

- температура теплоносителя на входе и выходе из котла-утилизатора;

- температура и состав уходящих газов после ГПА;

- температура уходящих газов после котла-утилизатора;

7) тепловой пункт:

- общий расход теплоносителя (тосол) в общий коллектор второго контура на все ГПА;

- температуры теплоносителя (тосол) на входе и выходе в общий коллектор второго контура;

- общий расход теплоносителя (вода) в общий коллектор сетевого контура потребителей;

- температуры теплоносителя (вода) в общий коллектор сетевого контура потребителей;

- общий расход теплоносителя (тосола) на все ГПА при разных режимах работы сетевых насосов;

- токи по фазам работающего насоса;

8) температуры теплоносителя на собственные нужды на подающем и обратном трубопроводе.

Выработка тепловой энергии в каждом контуре определена по формуле, ккал/ч:

$$Q = G \cdot \rho \cdot c \cdot (t_1 - t_2) \quad (1)$$

где G – расход теплоносителя на участке, $\text{м}^3/\text{ч}$; ρ – плотность теплоносителя, $\text{кг}/\text{м}^3$, c – теплоемкость теплоносителя, $\text{ккал}/(\text{кг} \cdot ^\circ\text{C})$, t_1 – температура теплоносителя на входе в теплообменник или котел-утилизатор, $^\circ\text{C}$; t_2 – температура теплоносителя на выходе из теплообменника или котел-утилизатор, $^\circ\text{C}$.

Потери тепловой энергии на оголенном участке трубопровода после котла-утилизатора к теплообменникам теплового пункта определены по формуле (1), где t_1 – температура теплоносителя в начале участка трубопровода, t_2 – температура теплоносителя в конце участка трубопровода, $^\circ\text{C}$.

Выработка тепловой энергии одним ГПА определена по формуле, ккал/ч:

$$Q_{\text{ГПА}} = Q_{\text{II}} + Q_{\text{к-у}} - Q_{\text{кот.ути.}} \quad (2)$$

где $Q_{\text{ГПА}}$ – выработка тепловой энергии теплообменником ГПА для второго контура, ккал/ч, $Q_{\text{к-у}}$ – выработка тепловой энергии котлом-утилизатором,

ккал/ч; $Q_{\text{огол.уч.}}$ – потери тепловой энергии на оголенном участке трубопровода, ккал/ч.

Инструментальное обследование проводилось в четырех нагрузочных режимах ГПА – 30%, 50%, 70% и 85%. Работа на каждом из режимов производилась в течении двух часов. В рамках данной работы приведены результаты обследования ГПА №5. Схема системы утилизации с показателями, полученными при инструментальном обследовании ГПА №5 при 30% загрузке, представлена на рис. 1.

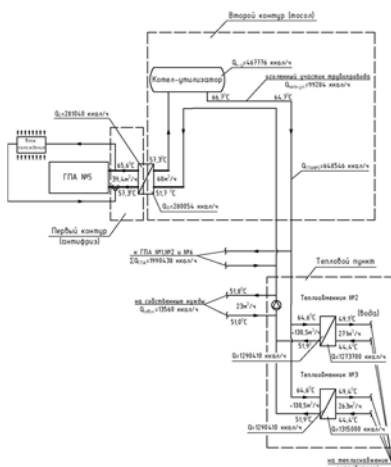


Рис. 1

Выработка тепловой энергии теплообменником ГПА№5 для второго контура:

$$Q_{II} = 68 \cdot 1066 \cdot 0,69 \cdot (57,3 - 51,7) = 280054 \text{ ккал/ч}$$

Выработка тепловой энергии котлом-утилизатором:

$$Q_{\text{к-у}} = 68 \cdot 1061 \cdot 0,69 \cdot (66,7 - 57,3) = 467776 \text{ ккал/ч}$$

Потери тепловой энергии на оголенном участке трубопровода:

$$Q_{\text{огол.уч.}} = 68 \cdot 1058 \cdot 0,69 \cdot (66,7 - 64,7) = 99284 \text{ ккал/ч}$$

Выработка тепловой энергии ГПА №5:

$$Q_{\text{ГПА №5}} = 280054 + 467776 - 99284 = 648546 \text{ ккал/ч, или } 754,1 \text{ кВт}\cdot\text{ч}$$

Общая выработка электрической и тепловой энергии ГПА №5 составила:
– при 30% загрузке: $518,2 + 754,1 = 1272,3 \text{ кВт}\cdot\text{ч}$. В процентном соотношении выработка электрической энергии составляет 40,7%, тепловой энергии – 59,3%;

– при 50% загрузке: $898,2 + 926,7 = 1824,9 \text{ кВт}\cdot\text{ч}$. В процентном соотношении выработка электрической энергии составляет 49,2%, тепловой энергии – 50,8%;

– при 70% загрузке: $1281,9 + 1186,6 = 2468,5 \text{ кВт}\cdot\text{ч}$. В процентном соотношении выработка электрической энергии составляет 51,9%, тепловой энергии – 48,1%;

– при 85% загрузке: $1462,5 + 1237,9 = 2700,4$ кВт·ч. В процентном соотношении выработка электрической энергии составляет 54,2%, тепловой энергии – 45,8%.

При работе энергоустановки в комбинированном режиме (производство электрической и тепловой энергии), удельный расход топлива на производство электрической и тепловой энергии ГПА №5 составляет:

$$b_y = \frac{B_2}{\sum Q_{ГПА\ №5}} = \frac{201,2}{518,2 + 754,1} = 0,158 \text{ н.у.м}^3/\text{кВт}$$

где B_2 – расход природного газа, н.у.м³/ч; $\sum Q_{ГПА\ №5}$ – выработка электрической и тепловой энергии, кВт/ч.

Динамика изменения выработки тепловой энергии ГПА №5 в зависимости от нагрузочного режима представлена на рис. 2.

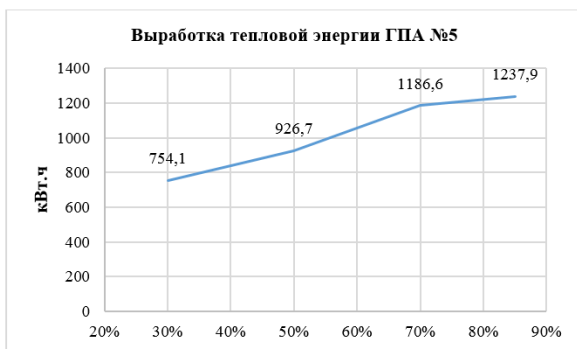


Рис. 2. Динамика изменения выработки тепловой энергии ГПА №5 в зависимости от нагрузочного режима

Список литературы:

1. Nemirovsky Y.V., A.S. Mozgova 2019 Two-dimensional steady-state heat conduction problem for heat networks J. Phys.: Conf. Ser. 1359 012138.
2. Nemirovsky Y.V., A.S. Mozgova 2019 Thermal conductivity of cylindrical tanks for backup fuel of boiler rooms J. Phys.: Conf. Ser. 1382 012139.
3. Nemirovsky Y.V., A.S. Mozgova 2018 Problems of thermal conductivity for storage tanks of liquefied gases and oil products Journal of Physics: Conf. Series 1128 012131.
4. Nemirovsky Y.V., A.S. Mozgova 2020. Thermal conductivity of gasholders during gas storage. Journal of Physics: Conference Series 1565 012057.
5. Mozgova A., Shennikova T. 2020. Determination of the real energy efficiency of the inlet ventilation air heater and air curtain. IOP Conference Series: Materials Science and Engineering 890 012147.
6. Немировский Ю.В. Определение тепловых потерь на участке слоистого трубопровода тепловых сетей / Ю.В. Немировский, А.С. Мозгова // Вестник Чувашского государственного педагогического университета им. И.Я. Яковлева. Серия: Механика предельного состояния. – 2017. – №2 (32). – С. 23–32.
7. Мозгова А.С. Энергетическое обследование котельных и тепловых сетей/ А.С. Мозгова, А.В. Суриков // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы III Международной (IX Всероссийской) конференции НАСР – 2016. – Чебоксары: Изд-во Чуваш. ун-та.

Мозгова Анна Станиславовна, доцент строительного факультета, ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет им. И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, Россия, e-mail: mozgova-energo@yandex.ru

Шенникова Татьяна Владимировна, доцент строительного факультета, ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет им. И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, Россия, e-mail: shchenn@mail.ru

Mozgova Anna Stanislavovna, associate Professor of the faculty of civil engineering, Chuvash state University. I.N. Ulyanova, Cheboksary, Russia, e-mail: mozgova-energo@yandex.ru

Shchennikova Tatiana Vladimirovna, associate Professor of the faculty of civil engineering, Chuvash state University. I.N. Ulyanov, Cheboksary, Russia, e-mail: shchenn@mail.ru

Для цитирования:

Мозгова А.С. Энергетическое обследование тепловой электростанции (ТЭС) / А.С. Мозгова, Т.В. Шенникова // Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020: материалы V Междунар. (XI Всерос.) конф. – Чебоксары, 2020. – С. 274–279.

Mozgova A.S. Energy survey of a thermal power plant (tpp) / A.S. Mozgova, T.V. Shchennikova // Construction and development: life cycle – 2020: materials of the V International (XI All-Russian) conference. – Cheboksary, 2020. – P. 274–279.

УДК 624.07:69.032.22:531.79

ЖЕСТКОСТЬ ОПОРНЫХ СЕЧЕНИЙ РИГЕЛЕЙ ВЫСОТНОГО ЗДАНИЯ И ВОЗМОЖНОСТЬ ЕГО МОНИТОРИНГА ПО ИНКЛИНОМЕТРАМ

*Плотников А.Н.
Иванов М.Ю.*

ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет им. И.Н. Ульянова»
г. Чебоксары, Россия

***Аннотация:** в статье рассматриваются вопросы, связанные со снижением в сечениях ригеля опорного момента до 30%. В процессе образования трещин и развития пластического шарнира происходит снижение изгибающего момента в опорном сечении ригеля, что дает снижение жесткости опорного момента до 2,5 раза. Рассматривается возможность прослеживания изменения опорных сечений ригеля с помощью инклинометров в узлах пересечения «ригель-колонна». Определены углы поворота при снижении опорной жесткости ригеля.*

***Ключевые слова:** мониторинг, жесткость, плечо пары сил, изгибаемый элемент, железобетон, стадии НДС, сжатая зона, инклинометр, деформации.*

RIGIDITY OF SUPPORTING SECTIONS OF HIGH BUILDING BARS AND THE POSSIBILITY OF ITS MONITORING BY INCLINOMETERS

Abstract: the article discusses issues related to the reduction in the cross-sections of the cross-section of the supporting moment to 30%. In the process of cracking and the development of a plastic hinge, the bending moment in the cross-section of the girder decreases, which reduces the rigidity of the supporting moment by up to 2,5 times. The possibility of tracking changes in the cross-sections of the girder with the help of inclinometers at the intersection nodes "beam - column" is considered. The angles of rotation were determined with a decrease in the supporting rigidity of the girder.

Keywords: monitoring, rigidity, shoulder of a pair of forces, bending element, reinforced concrete, stages of stress-strain, compressed zone, inclinometer, deformations.

Введение

С каждым годом происходит расширение производства строительства, усовершенствуются конструктивные решения высотных зданий, которые обеспечивают безопасную жизнедеятельность. Необходимо отметить, что общая устойчивость и пространственная жесткость здания зависят не только от взаимного сочетания и расположения конструктивных элементов, но и от прочности узлов соединений.

Современные высотные здания имеют большую массу, сосредоточенную на малой части поверхности основания, что существенно влияет на деформации, возникающие в ходе эксплуатации.

Различные конструктивные системы высотных зданий обладают общими математическими закономерностями, влияющие на различные деформации.

Современные высотные здания представляют собой сложные пространственные системы, состоящие из различных элементов и соединений, параметры (жесткость и т.п.) которых изменяются в процессе нагружения.

Соотношение жесткостных параметров вертикальных и горизонтальных несущих элементов также влияет на работу здания в целом [1]. В процессе эксплуатации изменяется состояние зданий: ограничивается работоспособность и снижается надежность. В связи с этим появляется необходимость мониторинга узлов соединения вертикальных и горизонтальных несущих элементов конструкций [2–11].

Одним из таких контролируемых параметров является жесткость опорного сечения ригеля. Для контроля данного параметра на практике необходимо использовать инклинометры, ориентированные на определение угла поворота конструкции.

Материал и методы исследований

Во многих экспериментальных исследованиях было выявлено, что при увеличении нагрузки и развитии нелинейных процессов зависимости «напряжение – деформация» происходит перераспределение усилий, что полностью соответствует общей теории железобетона [12; 13].

Для расчета железобетонных конструкций при действии любой нагрузке и разных стадиях напряженно-деформированного состояния (НДС) ригеля разных направлений необходимы непрерывные функции. В настоящее время для расчета железобетонных конструкций применяются разрывные функции, отдельно по каждой стадии НДС. Свод правил по расчету железобетонных конструкций СП 63.13330. предлагает для стадии II определять форму эпюры сжимающих напряжений как треугольную, для стадии III – как прямоугольную, и элемент можно рассчитывать при одной и той же нагрузке по двум этим вариантам.

Расчет железобетонных ригелей с образованием и развитием трещин (II стадия) растянутых зон сводится к определению геометрических параметров сечений: высоты сжатой зоны, плеча пары сил в сечении, а также доли пластических деформаций в бетоне.

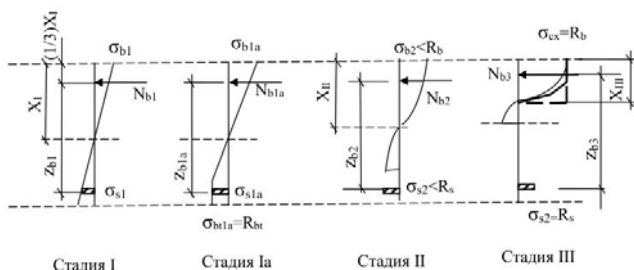


Рис. 1. Эпюры нормальных напряжений в сечении элемента по стадиям нагружения

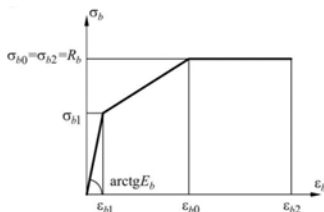


Рис. 2. Диаграмма деформирования бетона

Многие работы авторов, как А.А. Гвоздева, В.И. Мурашева, А.Ф. Лолейта, С.М. Крылова, В.М. Бондаренко, Н.И. Карпенко, А.Г. Тамразяна, Э.Н. Кодыша способствовало развитию теории расчета железобетона по предельным состояниям. Благодаря компьютерным методам расчета способствовало учету нелинейных нагружений конструкций по непрерывным функциям [14].

Традиционно плечо пары сил z находится как отношение статического момента приведенной площади сжатой зоны бетона относительно растянутой арматуры к указанной приведенной площади.

По данным анализа А.С. Залесова, Э.Н. Кодыша, Л.Л. Лемыша, И.К. Никитина [15] изменение относительной высоты сжатой зоны ξ в пределах 10–20% несущественно сказывается на кривизне $1/r$, т.к. при этом изменяется и плечо пары сил z в сечении, деформации бетона ε_{bm} и арматуры ε_{sm} , при этом сумма деформаций и кривизна $\frac{1}{r} = \frac{\varepsilon_{bm} + \varepsilon_{sm}}{r}$ изменяются мало.

Позднее, при возвращении к гипотезе плоских сечений при определении ширины раскрытия трещин и кривизны изгибаемого элемента, исходя из расчетов Э.Н. Кодыша, И.К. Никитина, Н.Н. Трекина [15] и нормативного документа СП 63.13330.2018, плечо пары сил стало выражаться как

$$z = h_0 - \frac{1}{3}x_m \quad (1)$$

В работах П.Ф. Дроздова, М.И. Додонова отмечается, что изменение жесткость перекрытия принято рассматривать [16; 17]:

$$s = \frac{hl^3}{12\gamma B_{ub}} \quad (2)$$

Рассматривается величина изменения жесткости B_u на первой стадии НДС конструкции ригеля при условии $M_i < M_{crc}$, а также на II стадии при образовании трещины $M_{crc} < M_i < M_u$.

После образования трещин и их росте и увеличения доли пластических деформаций в бетоне сжатой зоны (снижение модуля деформаций) изгибная жесткость элемента определяется выражением

$$D = E_{s,red} A_s z (h_0 - x_m) \quad (3)$$

$$\text{где } E_{s,red} = E_s / \psi_s \quad (4)$$

Для реализации стыковки решения задач по разным стадиям НДС принимаем единый центр поворота сжатой зоны бетона относительно центра тяжести растянутой арматуры. Решение задачи, в основном, заключается в нахождении величины смещения центра тяжести эпюры сжатой зоны при переходе между стадиями НДС.

Принимается, что после образования трещин, на стадии II, кроме усилий в сечении, изменяется параметр материала ψ_s – от 0,4 до 1,0 – коэффициент неравномерности напряжений по длине арматурного стержня между трещинами.

Неупругие деформации бетона сжатой зоны учитываются нормативными величинами относительных деформаций при кратковременном и длительном нагружении конструкции по СП 63.13330. После образования трещин в соответствии с трехлинейной диаграммой работы сжатого бетона.

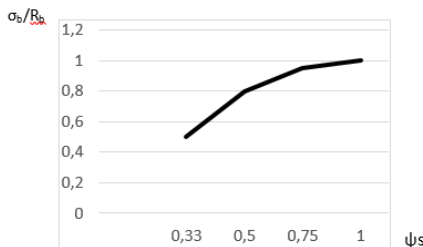


Рис. 3. Зависимость между уровнем напряжений в бетоне сжатой зоны и коэффициентом неравномерности напряжений в растянутой арматуре (по В.И. Мурашеву)

$$E_{b1,red} = 0.6R_{bn}/\varepsilon_{b1} \quad (5)$$

На стадии II в среднем:

$$E_{b0,red} = R_{bn}/\varepsilon_{b0} \quad (6)$$

На стадии III:

$$E_{b2,red} = R_{bn}/\varepsilon_{b2} \quad (7)$$

В ходе эксплуатации высотных зданий возникают различные деформации, в том числе и снижение изгибающего момента в опорных сечениях (снижение жесткости) железобетонных ригелей. С учетом образования трещин и развития пластического шарнира происходит снижение изгибающего момента в опорном сечении ригеля до 30%.

Результаты и проблематика

В работе [18] было проведено моделирование изгибаемого элемента с процентом армирования 1%, соответствующего конструкциям массового применения на 3-х стадиях работы.

На стадии I высота сжатой зоны и плечо пары сил были определены по методике СП 63.13330. при высоте сечения $h = 350$ мм и ширины $b = 150$ мм, плечо пары сил на стадии I составило $z = 25,35$ см.

На стадии II, после образования трещин, высота сжатой зоны бетона в зависимости от величины деформации по диаграмме бетона, и, соответственно, уровня нагрузки, величины неравномерности напряжений по длине арматурного стержня (рис. 1), также зависящего от уровня нагрузки определено плечо пары сил равное $z = 25,77$ см.

На стадии III – разрушения изгибаемого элемента, составит для рассматриваемого числового примера $z = 28,6$ см.

Предлагаемый нормами в последнее время метод расчета по предельным деформациям бетона и арматуры предполагает применение кусочно-линейной эпюры напряжений сжатой зоны, приближенно описывающий реальную нелинейную эпюру.

В этом случае с учетом коэффициента полноты эпюры напряжений

$$\chi = \frac{R_{sn}A_{sn}}{\omega R_{bn}b} \quad (8)$$

Определенное в стадии упругой работы бетона по приведенным геометрическим характеристикам значение плеча пары сил можно корректировать при увеличении нагрузки на коэффициент

$\beta = 1 - 1,13$ – при кратковременном действии нагрузки,

$\beta = 1 - 1,17$ – при длительном действии нагрузки.

Величина изменения жесткости B_u на стадии I составит:

$$B_u = 2,5E_s A_s z (h_0 - x_{mI}) = 763,67E_s A_s \quad (9)$$

Величина изменения жесткости B_u на стадии III составит:

$$B_u = 2,5E_s A_s z (h_0 - x_{mIII}) = 665,1E_s A_s \quad (10)$$

Жесткость конструкции ригеля на стадии I составит:

$$D = EJ = 16078125000 \text{ Н/см}^2 \quad (11)$$

Момент инерции сечения ригеля составит:

$$J = \frac{bh^3}{12} = 53593,8 \text{ см}^4 \quad (12)$$

Жесткость конструкции ригеля на стадии III составит:

$$D = 63649600000 \text{ Н/см}^2 \quad (13)$$

С учетом образования трещин и развития пластического шарнира происходит снижение изгибающего момента в опорном сечении ригеля, что дает снижение жесткости опорного момента до 2,5 раза.

Изменение жесткости соединения ригеля можно проследить с помощью компьютерных программ, как Лира-САПР, SCAD OFFICE.

Моделирование работы железобетона с трещинами в них пока не реализовано. Для прослеживания изменения жесткости необходимо в опорных сечениях ригеля внести промежуточные значения модуля упругости, что соответствует снижению опорного момента до 30%.

На практике жесткость опорных сечений ригелей высотного здания можно прослеживать с помощью инклинометров. Инклинометры устанавливаются на колоннах через $\frac{1}{4}$ высоты здания [19,20], измерения производят на пересечении «ригель-колонна». Отклонение колонны от вертикали дает увеличение угла отклонения с трещиной, что соответствует понижению жесткости опорного сечения ригеля. Общий угол поворота будет складываться из параметров:

$$\varphi = \varphi_1 + \varphi_2 + \Delta\varphi \quad (14)$$

где φ_1 – угол поворота крайней колонны, φ_2 – угол поворота средней колонны, $\Delta\varphi$ – дополнительный угол поворота, зависящий от ширины раскрытия трещины конструкций.

Для моделирования расчетной модели принято рамный и рамно-связевый каркасы высотного здания. Изменения опорного момента и угла поворота ригеля было принято в узлах пересечения «ригель-колонна», в 6-ти точках, расположенные через $\frac{1}{4}$ высоты здания.

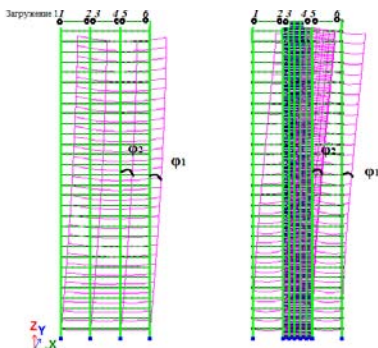


Рис. 4. Рамный и рамно-связевые каркасы здания

Таблица 1

Углы поворота в опорных сечениях ригеля рамы

x/H	Отм	Угол поворота α и γ в опорном сечении ригеля, рад*1000					
		1	2	3	4	5	6
Приопорная жесткость ригеля без изменений							
0	0	1.31183	0.310037	0.542432	0.340296	0.558201	0.066282
1/4	24.5	1.67247	0.752719	0.887259	0.11482	0.261187	-0.22968
1/2	52.5	1.81636	0.930448	1.00799	-0.11044	-0.014228	-0.59155
3/4	80.5	1.77686	0.947455	1.44988	-0.29346	-0.224767	-0.88502
1	105	2.52102	1.01407	1.10021	-0.61264	-0.510591	-1.92701
Приопорная жесткость ригеля уменьшенная в 1,25 раза							
0	0	1.32852	0.283823	0.570767	0.312175	0.581687	0.043111
1/4	24.5	1.70545	0.742742	0.909091	0.091791	0.272822	-0.26462
1/2	52.5	1.85953	0.930889	1.0266	-0.13131	-0.012456	-0.63534
3/4	80.5	1.82563	0.953153	1.01618	-0.31320	-0.228513	-0.93340
1	105	2.56013	1.01646	1.12179	-0.63638	-0.510591	-1.96498
Приопорная жесткость ригеля уменьшенная в 2,5 раза							
0	0	1.40864	0.161553	0.702691	0.179643	0.691752	-0.06809
1/4	24.5	1.86288	0.696669	1.0122	-0.01722	0.326696	0.114948
1/2	52.5	2.066	0.934783	1.11473	-0.23034	-0.005912	-0.84477
3/4	80.5	2.05937	0.982635	1.09878	-0.40698	-0.248613	-1.16521
1	105	2.74894	1.03211	1.22137	-0.74647	-0.517177	-2.1482

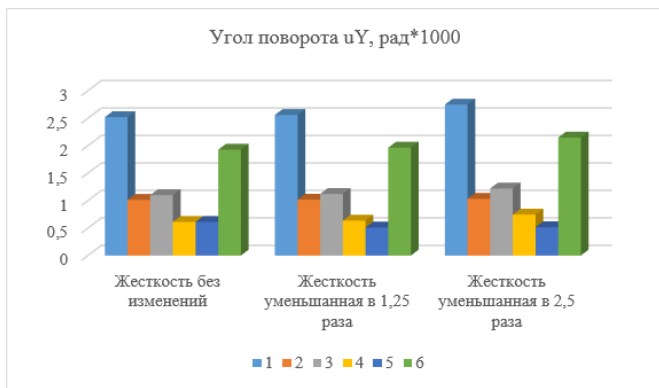


Рис. 5. Диаграмма углов поворота в опорном сечении ригеля для рамного каркаса на отм. 105 м.

Таблица 2

Сводная по углам поворота в опорном сечении ригеля для рамно-связевого каркаса

x/ H	Отм	Угол поворота uY в опорном сечении ригеля, рад*1000					
		1	2	3	4	5	6
Приопорная жесткость ригеля без изменений							
0	0	2.78553	- 3.18363	0.105694	0.180775	3.04603	- 2.92314
1/4	24.5	1.60516	- 4.364	0.85779	0.886496	3.49498	- 2.47418
1/2	52.5	0.715219	- 5.25395	1.29528	1.32435	3.94529	- 2.02388
3/4	80.5	0.241612	- 5.72755	1.44988	1.47932	4.26215	- 1.70701
1	105	0.113241	- 5.85592	1.45224	1.51256	4.37061	- 1.59855
Приопорная жесткость ригеля уменьшенная в 1,25 раза							
0	0	2.78554	- 3.18363	0.105722	0.180762	3.04602	- 2.92314
1/4	24.5	1.60517	- 4.36399	0.857837	0.886474	3.49496	- 2.4742
1/2	52.5	0.71524	- 5.25392	1.29534	1.32434	3.94525	- 2.02392
3/4	80.5	0.24164	5.76109	1.45664	1.48606	4.28869	- 1.68048
1	105	0.113271	- 5.85589	1.4523	1.51256	4.37056	- 1.59861
Приопорная жесткость ригеля уменьшенная в 2,5 раза							
0	0	2.78555	- 3.18361	0.105864	0.180689	3.046	- 2.92316
1/4	24.5	1.60523	- 4.36394	0.858064	0.886366	3.49485	- 2.47432
1/2	52.5	0.71534	- 5.25382	1.2956	1.32427	3.94505	- 2.02411
3/4	80.5	0.241765	- 5.7274	1.45021	1.47925	4.26186	- 1.7073
1	105	0.113403	- 5.85576	1.45257	1.51255	4.37031	- 1.59886

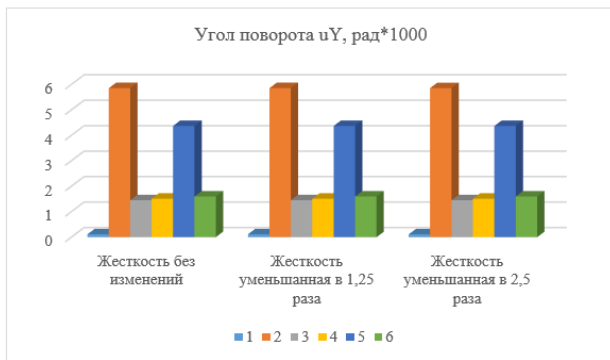


Рис. 6. Диаграмма углов поворота в опорном сечении ригеля для рамно-связевого каркаса на отм. 105 м.

Таблица 3

Сводная по углам поворота в опорном сечении ригеля для рамного и рамно-связевого каркаса на отм. 105 м.

Рамный каркас							
x/ H	Отм	Угол поворота uY в опорном сечении ригеля, уг. сек					
		1	2	3	4	5	6
Приопорная жесткость ригеля без изменений							
1	105	528	209	226	126	105	397
Приопорная жесткость ригеля уменьшенная в 1,25 раза							
1	105	529	210	231	131	106	405
Приопорная жесткость ригеля уменьшенная в 2,5 раза							
1	105	567	212	252	154	107	443
Рамно-связевый каркас							
x/ H	Отм	Угол поворота uY в опорном сечении ригеля, уг. сек					
		1	2	3	4	5	6
Приопорная жесткость ригеля без изменений							
1	105	23	1207	299	312	901	330
Приопорная жесткость ригеля уменьшенная в 1,25 раза							
1	105	23	1207	299	312	901	330
Приопорная жесткость ригеля уменьшенная в 2,5 раза							
1	105	23	1207	299	312	901	330

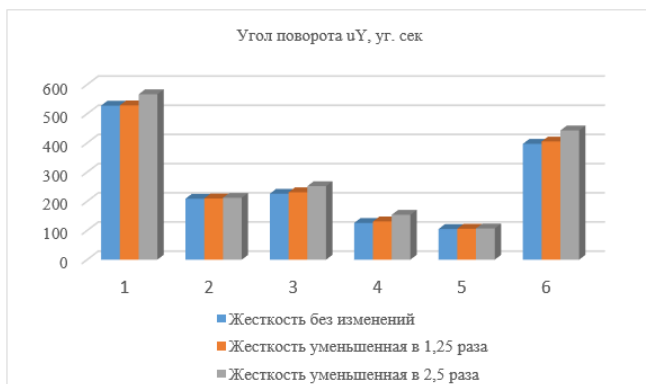


Рис. 7. Диаграмма углов поворота в опорном сечении ригеля для рамного каркаса на отм. 105 м.

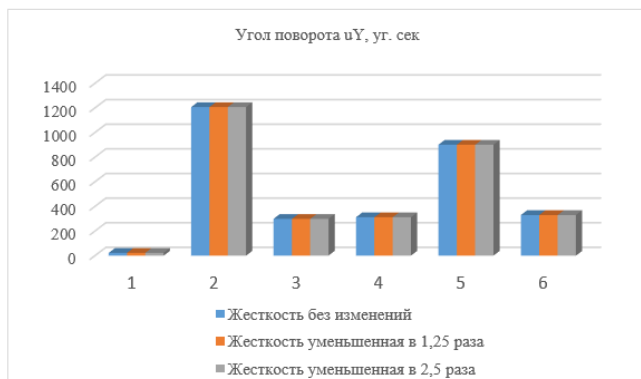


Рис. 8. Диаграмма углов поворота в опорном сечении ригеля для рамно-связевого каркаса на отм. 105 м.

В сечениях, где образуются трещины вводится приопорный конечный элемент снижения жесткости, равный длине опирания ригеля на колонну длиной 200 мм. Для данных конструктивных решений было принято значение в опорных сечениях ригеля модуль упругости, уменьшенное значение на 1,25 и 2,5 раза, что дает снижение приопорной жесткости, в процессе эксплуатации.

При изменении жесткости приопорного конечного элемента в 1,25 раза:

- в узлах примыкания ригеля к колонне в рамном каркасе угол поворота ригеля увеличится до 1,02 раза;

- в узлах примыкания ригеля к колонне в рамно-связевом каркасе угол поворота ригеля практически не изменится, остается постоянной величиной.

При изменении приопорного конечного элемента в 2,5 раза:

– в узлах примыкания ригеля к крайней колонне в рамном каркасе угол поворота ригеля увеличится до 1,12 раза, в узлах примыкания ригеля к средней колонне – увеличится до 1,22 раза;

– в узлах примыкания ригеля к колонне в рамно-связевом каркасе угол поворота ригеля практически не изменится, остается постоянной величиной.

По результатам анализа полученных результатов, определены углы поворота при снижении опорной жесткости ригеля.

При снижении приопорного конечного элемента в 2,5 раза разница угла поворота для крайних колонн составил 46 уг. сек, для средних колонн – 28 уг. сек.

Для крайних колонн при снижении приопорного конечного элемента в 1,25 раза разница угла поворота составила 8 уг. сек, для средних колонн – 5 уг. сек.

Для крайних колонн при снижении приопорного конечного элемента в 2,5 раза разница угла поворота составила 46 уг. сек, для средних колонн – 28 уг. сек.

Изменения жесткости соединения ригеля и колонны в приопорной части можно проследить с помощью инклинометров, определяя перемещения вертикальных элементов, а также с учетом ширины раскрытия трещин, дающие дополнительные углы поворота горизонтальных элементов конструкции. Необходимо учитывать конструктивное решение высотных зданий, определяющие максимальные углы поворота конструкции, в зависимости от перераспределения усилий в зависимости от деформаций, возникающие в ходе эксплуатации.

Заключение

Изменение жесткости опорных сечений ригеля можно проследить с помощью инклинометров, расположенные через $\frac{1}{4}$ высоты здания. Измерения производятся в узлах пересечения «ригель-колонна» в обоих концах ригеля, для контроля целостности соединения и их связи с между собой.

Определяя перемещения вертикальных элементов, а также измеряя ширины раскрытия трещин, можно проследить изменение приопорной жесткости горизонтальных элементов (ригеля).

В зависимости от конструктивного решения высотного здания определяются граничные углы поворота конструкции ригеля, дальнейшее увеличение углов поворота свидетельствует о снижении приопорной жесткости ригеля.

При помощи инклинометров появляется возможность проследить развитие пластического шарнира, снижающее жесткость конструкции в приопорном сечении ригеля.

По инклинометрам, расположенным через $\frac{1}{4}$ высоты здания, возможно проследить состояние не только вертикальных элементов, но и горизонтальных, что дает более «точную картину» состояния здания в целом.

Список литературы:

1. Плотников А.Н. Жесткостные параметры высотных зданий и их определение при мониторинге / А.Н. Плотников, М.Ю. Иванов, О.С. Яковлева // Вестник Чувашского государственного педагогического университета им. И.Я. Яковлева. Серия: Механика предельного состояния. – 2020. – №1 (43). – С. 55–65.

2. Mustafin M.G., Valkov V.A., Kazantsev A.I. Monitoring of deformation processes in buildings and structures in metropolises // Procedia Engineering. – 2017. – №189. – P. 729-736. – doi:10.1016/j.proeng.2017.05.115

3. Yuan K., Huib Y., Chen Z. Effects of facade appurtenances on the local pressure of high-rise building // *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*. – 2018. – №178. – P. 26–37. – DOI: 10.1016/j.jweia.2018.05.004
4. Li J., Hao H. A review of recent research advances on structural health monitoring in Western Australia // *Structural Monitoring and Maintenance*. – 2016. – №3 (1). – P. 33–49.
5. Xiong H.-B., Cao J.-X., Zhang F.-L. Inclinometer-based method to monitor displacement of high-rise buildings // *Structural Monitoring and Maintenance*. – 2018. – №5 (1). – P. 111–127.
6. Lee J.-J., Ho H.-N., Lee J.-H. A Vision-Based Dynamic Rotational Angle Measurement System for Large Civil Structures // *Sensors*. – 2012. – №12 (6). – P. 7326–7336.
7. Ozbey B., Erturk V.B., Demir H.V., Altintas A., Kurc O. A Wireless Passive Sensing System for Displacement/Strain Measurement in Reinforced Concrete Members // *Sensors*. – 2016. – №16. – P. 479–496.
8. Айзенкрайн Е. Непрерывный мониторинг движения меридиональных трещин, возникающих в оболочках градиен под воздействием внешних факторов // *Строительство уникальных зданий и сооружений*. – 2015. – №5 (32). – С. 84–94.
9. Белостоцкий А.М. Адаптивные конечноэлементные модели в системах мониторинга зданий и сооружений / А.М. Белостоцкий, П.А. Акимов, О.А. Негрозов // *Инженерно-строительный журнал*. – 2018. – №2 (78). – С. 169–178.
10. Hong K., Lee J., Choi SW, Kim Y., Park H.S. A strain-based load identification model for beams in building structures. // *Sensors*. – 2013. – №13. – P. 9909–9920.
11. Bulgakov A., Shaykhutdinov D., Gorbatenko N., Akhmedov S. Application of Full-scale Experiments for Structural Study of High-rise Buildings // *Procedia Engineering*. – 2015. – №123. – P. 94–100.
12. Плотников А.Н. Усилия пересекающихся изгибаемых железобетонных элементов при нелинейном изменении жесткости / «Лолейтовские чтения – 150». Современные методы расчета железобетонных и каменных конструкций по предельным состояниям: сборник докладов Международной научно-практической конференции, посвященной 150-летию со дня рождения профессора, автора методики расчета железобетонных конструкций по стадии разрушения, основоположника советской научной школы теории железобетона, основателя и первого заведующего кафедрой железобетонных конструкций Московского инженерно-строительного института (МИСИ) А.Ф. Лолейта. – М.: Изд-во МИСИ-МГСУ, 2018. – С. 346–350.
13. Головин Н.Г. Расчет перекрестно-ребристых перекрытий с учетом физической нелинейности / Н.Г. Головин, А.Н. Плотников // *Бетон и железобетон – взгляд в будущее: научные труды III Всероссийской (II Международной) конференции по бетону и железобетону (Москва, 12–16 мая 2014 г.): в 7 т. Т. 1. Теория железобетона. Железобетонные конструкции. Расчет и конструирование*. – М.: МГСУ, 2014. – С. 234–244.
14. Алмазов В.О. Сопоставление данных системы мониторинга высотных зданий с расчетом в программном комплексе / В.О. Алмазов, А.Н. Климов // *Современные проблемы расчета и проектирования железобетонных конструкций многоэтажных зданий: сб. докл. Междунар. научн. конф., посвящ. 100-летию со дня рождения П.Ф. Дроздова*. – М.: МГСУ, 2013. – С. 38–44.
15. Кодыш Э.Н. Расчет железобетонных конструкций из тяжелого бетона по прочности, трещиностойкости и деформациям: монография / Э.Н. Кодыш, И.К. Никитин, Н.Н. Трекин. – М.: Изд-во Ассоциации строительных вузов, 2010. – 352 с.
16. Дроздов П.Ф. Конструирование и расчет несущих систем многоэтажных зданий и их элементов. – М.: Стройиздат, 1977. – 223 с.
17. Дроздов П.Ф. Проектирование и расчет многоэтажных гражданских зданий и их элементов / П.Ф. Дроздов, М.И. Додонов [и др.]. – М.: Стройиздат, 1986. – 351 с.
18. Плотников А.Н. Плечо пары сил в сечении железобетонного изгибаемого элемента на всех стадиях напряженного состояния / А.Н. Плотников, Н.В. Иванова // *Современные вопросы механики сплошных сред – 2019. Сборник статей по материалам конференции с международным участием*. – 2019. – С. 52–60.

19. Плотников А.Н. Система мониторинга высотных зданий, определяемая из характера кривизны упругой линии вертикальных элементов / А.Н. Плотников, М.Ю. Иванов // Строительство: наука и образование. – 2019. – Т. 9. №4. – С. 1–37.

20. Иванов М.Ю. Система мониторинга высотных зданий из принципа минимизации количества датчиков / М.Ю. Иванов, А.Н. Плотников // Инженерные кадры – будущее инновационной экономики России. – 2019. – №5. – С. 25–28.

Плотников Алексей Николаевич, декан строительного факультета ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», 428015, г. Чебоксары, Московский пр., 15, e-mail: plotnikovAN2010@yandex.ru; +7 (8352) 62 45 96.

Иванов Михаил Юрьевич, ассистент кафедры строительных конструкций, аспирант ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, 428015, г. Чебоксары, Московский пр., 15, e-mail: mischa0315@mail.ru; +7 (8352) 62 45 96.

Plotnikov Alexey Nikolaevich — Dean of the Faculty of Civil Engineering, Chuvash State University named after I.N. Ulyanov (ChuvSU), 15 Moskovskiy Prospekt, Cheboksary, 428015, Russian Federation, e-mail: plotnikovAN2010@yandex.ru; +7 (8352) 62 45 96.

Ivanov Mikhail Yurievich, Assistant of the Department of Building Structures, Post-Graduate Student, Chuvash State University named after I.N. Ulyanov (ChuvSU), 15 Moskovskiy Prospekt, Cheboksary, 428015, Russian Federation, e-mail: mischa0315@mail.ru; +7 (8352) 62 45 96.

Для цитирования:

Плотников А.Н. Жесткость опорных сечений ригелей высотного здания и возможность его мониторинга по инклинометрам / А.Н. Плотников, М.Ю. Иванов // Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020: материалы V Междунар. (XI Всерос.) конф. – Чебоксары. 2020. – С. 279–291.

Citation:

Plotnikov A.N. Rigidity of supporting sections of high building bars and the possibility of its monitoring by inclinometers / Plotnikov, M. Yu. Ivanov // Construction and development: life cycle – 2020: materials of the V International (XI All-Russian) conference. – Cheboksary, 2020. – P. 279–291.

УДК 624.07:69.032.22:531.79

АНАЛИЗ КОРРЕЛЯЦИИ ПАРАМЕТРОВ МОНИТОРИНГА МНОГОЭТАЖНОГО ЗДАНИЯ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ЕГО ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ

Плотников А.Н.

ФГБОУ ВО «Чувашский государственный
университет им. И.Н. Ульянова»
г. Чебоксары, Россия

Левин С.А.

ООО «СМИС-Эксперт»
г. Москва

Горбунова И.С.

ФГБОУ ВО «Чувашский государственный
университет им. И.Н. Ульянова»
г. Чебоксары, Россия

Николаева А.Г.

ФГБОУ ВО «Чувашский государственный
университет им. И.Н. Ульянова»
г. Чебоксары, Россия

Арина Н.Н.

ФГБОУ ВО «Чувашский государственный
университет им. И.Н. Ульянова»
г. Чебоксары, Россия

Аннотация: в статье развивается вопрос об анализе результатов автоматического мониторинга многоэтажных зданий. Необходимо минимизировать расходы на организацию мониторинга, уменьшить количество датчиков, повышая при этом информативность процесса. Показано, что этой цели соответствует методика корреляционного анализа данных, полученных инклинометрами, расположенными в характерных точках многоэтажных зданий – в центре и угловых зонах этажей, в середине, в четвертях или третях высоты зданий. Рассмотрены сценарии, соответствующие аварийным ситуациям: резкому повышению ветровой нагрузки и снижению жесткости в результате повреждений нижних ярусов несущих конструкций. Возможны положительная, отрицательная корреляция. По знаку и величине можно определить ситуации: снижение жесткости перекрытий, крен здания, вызванный деформациями основания, потерю устойчивости колонн.

Ключевые слова: мониторинг, коэффициент корреляции, жесткость, инклинометр, деформации.

ANALYSIS OF CORRELATION OF MONITORING PARAMETERS OF A MULTI-STORY BUILDING FOR DETERMINING ITS DEFORMED STATE

Abstract: the article develops the question of analyzing the results of automatic monitoring of multi-storey buildings. It is necessary to minimize the costs

of organizing monitoring, reduce the number of sensors, while increasing the information content of the process. It is shown that this goal is consistent with the method of correlation analysis of data obtained by inclinometers located at characteristic points of multi-storey buildings - in the center and corner zones of the floors, in the middle, in quarters or thirds of the building height. Scenarios corresponding to emergency situations are considered: a sharp increase in wind load and a decrease in stiffness as a result of damage to the lower tiers of load-bearing structures. Positive, negative correlation is possible. According to the sign and magnitude, it is possible to determine situations: a decrease in the stiffness of floors, a tilt of the building caused by deformations of the base, loss of stability of columns.

Keywords: *monitoring, correlation coefficient, stiffness, inclinometer, deformations.*

Введение

Техническое состояние многоэтажных, особенно высотных, зданий во многом определяется его деформациями, вызванными действующей нагрузкой вертикальной и горизонтальной, неравномерными осадками основания и другими факторами. Для обеспечения безопасности и надежности необходимо выполнять постоянную оценку состояния конструкций в течение всего срока эксплуатации [1–3].

Параметры конструктивных систем железобетонных высотных зданий, такие как соотношение жесткостей междуэтажных перекрытий и вертикальных элементов, ядер жесткости и колонн, жесткость сопряжений между этими элементами, отличаются от проектных вследствие технологических несовершенств, уровня напряжений в элементах, развития усадочных и силовых трещин [4].

Автоматическая система мониторинга даёт возможность в любой момент времени получить информацию о техническом состоянии конструкций и здания в целом. В результате научного сопровождения объекта разрабатывается паспорт мониторинга состояния несущих конструкций, включающий в себя компьютерную модель объекта, адекватную текущему состоянию несущих конструкций, матриц граничных значений интегральных характеристик, соответствующих нарушению нормальной эксплуатации и предаварийному изменению состояния несущих конструкций [5]. Данные паспорта мониторинга используются для формирования матрицы настроек программного комплекса СММК.

Основная информация при мониторинге может быть получена по показаниям углов поворота критических точек, фиксируемых с помощью инклинометров. Отсюда возникает задача определения расположения критических точек в здании, их количества.

В результате соотношения измеренных углов поворота необходимо сделать вывод о причинах сверхнормативных отклонений, которые могут быть вызваны как повреждением узлов сопряжения вертикальных конструкций с перекрытиями, так и потерей устойчивости (выгибом при внецентренном сжатии железобетонных элементов), а также поворотом фундамента.

Материал и методы исследований

Одна из задач при проектировании системы мониторинга – сокращение количества датчиков. Снабжать каждый элемент силового каркаса

здания всем перечнем датчиков нецелесообразно не только из-за увеличения стоимости системы, но и по причине информационной избыточности получаемого потока данных. Показания большей части датчиков будут либо дублировать друг друга, либо иметь сильную взаимную корреляцию, обусловленную пространственной связанностью элементов несущего каркаса здания, при которой изменение геометрии или пространственного положения одного элемента неизбежно отразится на состоянии других.

Сильная корреляционная связанность элементов железобетонного здания при работоспособном состоянии в пределах каждого этажа и, соответственно, – взаимная зависимость деформации элементов, позволяет минимизировать число контролируемых элементов. Для обнаружения накапливающихся деформаций несущего каркаса в качестве информационных параметров могут быть использованы только углы наклона нескольких ключевых конструкций каркаса, измеряемых высокочувствительными инклинометрами.

В качестве дополнительного ориентира для оценки предаварийного состояния здания можно рассматривать тенденцию в развитии деформации элементов каркаса: скорость (и ускорение) деформационных изменений и, соответственно, прогнозное время достижения деформацией граничных значений.

Несущие системы, особенно многоэтажные, обладают свойством генетической нелинейности, в том числе в стадии эксплуатации. Как отмечает О.В. Кабанцев необходим учет истории замыкания конструкций в систему [6]. Реальное здание всегда отличается от его идеализированной расчетной модели. Важен этап начальной эксплуатации здания для установки параметров мониторинга при нормативном состоянии.

М.А. Коргиной предлагается использовать выборочное обследование, пространственно-координатные измерения, конечный-элементный анализ НДС состояния конструкций по результатам измерений [7].

Примером статической системы мониторинга является система, описанная в работе Г.Е. Лазебник [8]. При мониторинге несущих конструкций зданий повышенной этажности выполняются измерения давления грунта, деформации бетона и усилия в стержнях арматуры. Необходимость применения указанной системы была вызвана расхождениями расчетных и фактических величин осадок и кренов.

Понятие корреляции используется для контроля состояния зданий и территорий как по параметрам деформаций, так и по частотам колебаний, что описывается, в частности в работах А. Mordret, H. Sun, G.A. Prieto, M.N. Toksöz, O. Büyükoztürk [9], N. Nakata, R. Snieder, S. Kuroda, S. Ito, T. Aizawa, T. Kunimi [10], Xiong H.-B., Cao J.-X., Zhang F.-L. [2244].

По данным Д.Ю. Снежкова и С.Н. Леоновича [11] структурно в системе автоматизированного мониторинга можно выделить два уровня: технический, в который входит собственно система сбора информации с сенсорными элементами (датчиками) и уровень принятия решений, ядром которого является алгоритм распознавания приближения аварийной ситуации по совокупности фактических значений полученных от сенсоров параметров деформации контролируемых элементов. Система установки инклинометров должна обеспечивать максимальную информативность, позволяя регистрировать наиболее вероятные изменения геометрии несущего каркаса здания. С таких позиций наиболее эффективными местами

установки инклинометров являются несущие колонны в осях по периметру дисков перекрытий монолитного каркаса. Для прямоугольных в плане зданий целесообразно устанавливать инклинометры на угловых колоннах. В работе вводится необходимость установления корреляционных связей между деформациями по характерным точкам здания. Факт деформации каркаса может быть зарегистрирован по изменению углов наклона контролируемых колонн, а конкретный вид деформации – по показателям корреляционных связей углов наклона.

По анализу корреляционных связей может быть оценена жесткость как вертикальных, там и горизонтальных элементов системы, а также и их соединений.

В представляемой работе выполнено моделирование двух типов зданий: каркасного и крупнопанельного. Расчет производился в 2-х режимах работы конструкции: режим основного эксплуатационного периода, режима особых условий эксплуатационного периода (по 2-м вариантам).

Режим основного эксплуатационного периода - полностью замкнутая система несущих конструкций, геометрические и жесткостные параметры которой соответствуют проектному решению, т.е. последнему этапу режима возведения. Модель воздействия определяется действующими нормами.

Режимы особых условий эксплуатационного периода, в рамках которых анализируется напряженно-деформированное состояние (НДС) системы несущих конструкций при действии особых (аварийных) нагрузок, соответствуют ситуации отклонения от «нормальных» условий эксплуатации здания. В первом случае существенным образом были увеличены значения ветровых воздействий в расчетной модели, во 2-ом случае изменены жесткостные характеристики отдельных конструкций в теле здания на первом этаже. Конструкции для изменения жесткостных характеристик были выбраны с учетом их максимального нагружения (максимальных возникающих усилий после расчета в режиме основного эксплуатационного периода). Как правило, особый случай эксплуатационного периода наступает после некоторого периода нормальной эксплуатации здания, в рамках которого формируется НДС конструкций, соответствующее основному эксплуатационному периоду.

Для выяснения вопроса о наличии связи между двумя величинами X и Y необходимо определить, существует ли соответствие между большими и малыми значениями X соответствующими значениями Y или такой связи не обнаруживается. Значение каждого элемента X_i и Y_i определяется величиной и знаком отклонения от среднего арифметического. Если две величины связаны между собой, то между ними есть корреляция. Полученная мера связи между X и Y оценивалась коэффициентом корреляции Пирсона.

$$r_{xy} = \frac{\sum(d_x \cdot d_y)}{\sqrt{(\sum d_x^2 \cdot \sum d_y^2)}}$$

Строгая положительная корреляция определяется значением $r = 1$. Термин «строгая» означает, что значения одной переменной однозначно определяются значениями другой переменной, а термин «положительная» – что с возрастанием значений одной переменной значения другой переменной также возрастают. Примером строгой корреляции в процессе мониторинга является соответствие между деформациями и напряжени-

ями при неизменной жесткости элемента или деформация одного элемента и деформация другого элемента (например, две колонны) при неизменной жесткости всей несущей системы.

Положительная корреляция соответствует значениям $0 < r < 1$. Положительную корреляцию следует интерпретировать следующим образом: если значения одной переменной возрастают, то значения другой имеют тенденцию к возрастанию. Чем коэффициент корреляции ближе к 1, тем сильнее эта тенденция, и, наоборот, с приближением коэффициента корреляции к нулю тенденция ослабевает.

Отсутствие корреляции определяется значением $r = 0$. Нулевой коэффициент корреляции говорит о том, что значения переменных никак не связаны друг с другом.

Отрицательная корреляция соответствует значениям $-1 < r < 0$. Если значения одной переменной возрастают, то значения другой имеют тенденцию к убыванию. Чем коэффициент корреляции ближе к -1 , тем сильнее эта тенденция, и, наоборот, с приближением коэффициента корреляции к нулю тенденция ослабевает. Строгая отрицательная, корреляция определяется значением $r = -1$.

Для типа здания 1 – 16-этажного каркасного (рис. 1а) рассматривалась корреляция между углами поворота угловых колонн в пределах яруса. Для здания 2-го типа – 12-этажного крупнопанельного (рис. 1б) сопоставлялись деформации его угловых зон.

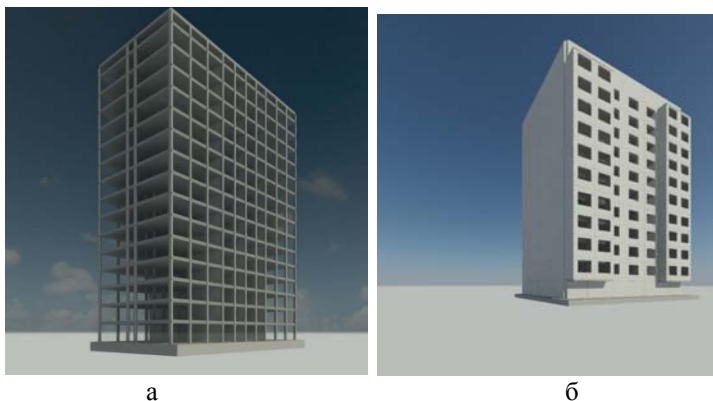


Рис. 1

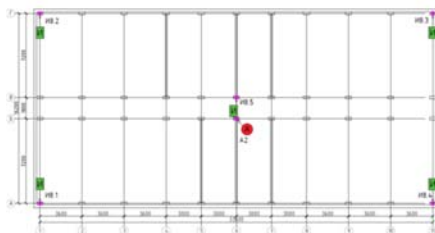


Рис. 2. Схема размещения датчиков мониторинга на отм. +16.240 каркасного здания

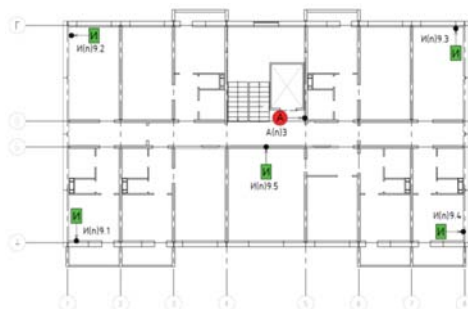


Рис. 3. Схема размещения датчиков мониторинга на отм. +21.440 панельного здания

В представленной работе корреляция определяется по смежным колоннам каркасного здания и углам секции панельного здания. Приращение имитируемых расчетом параметров мониторинга задано разницей между стадией нормальной эксплуатации зданий и сценариями ненормативной эксплуатации: резкое повышение ветровой нагрузки и снижение жесткости в результате повреждений нижних ярусов несущих конструкций. Расчетные модели реализованы в нелинейной постановке по бетону.

Результаты и проблематика

Для получения информации по наиболее значимым величинам – углам поворота критических точек мониторинга при применении инклинометров получены линии деформаций вертикальных осей зданий. Для каркасного здания данные представлены на рис. 4–6. Для панельного – на рис. 7–9.

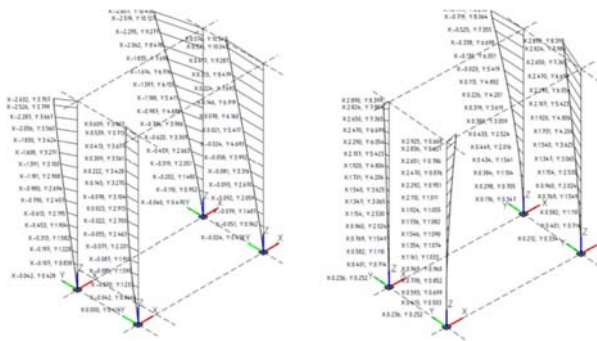


Рис. 4. Горизонтальные перемещения угловых колонн здания от ветровой нагрузки по Y и X (условие нормальной эксплуатации)

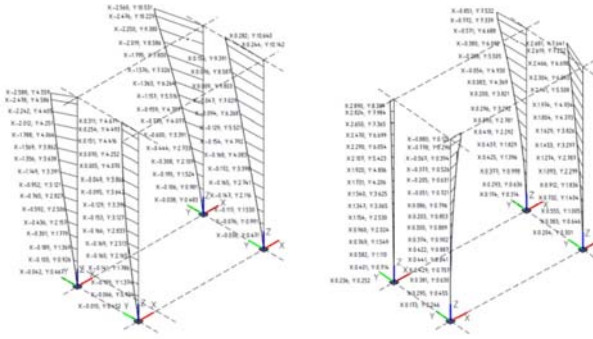


Рис. 5. Горизонтальные перемещения угловых колонн здания от ветровой нагрузки по Y и X (условие повышенной ветровой нагрузки)

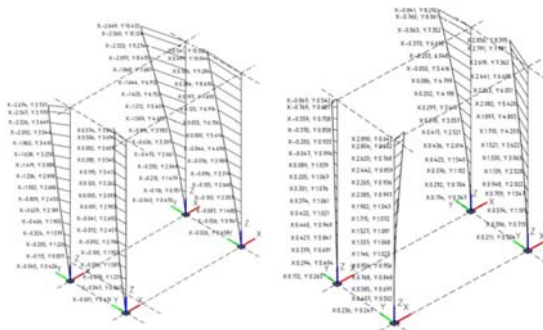


Рис. 6. Горизонтальные перемещения угловых колонн здания от ветровой нагрузки по Y и X (условие изменения жесткости конструкций 1-го этажа)

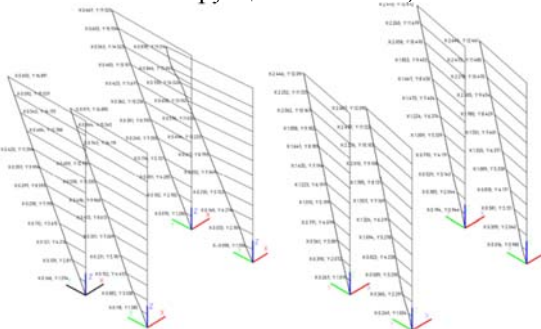


Рис. 7. Горизонтальные перемещения угловых зон панельного здания от ветровой нагрузки по Y и X (условие нормальной эксплуатации)

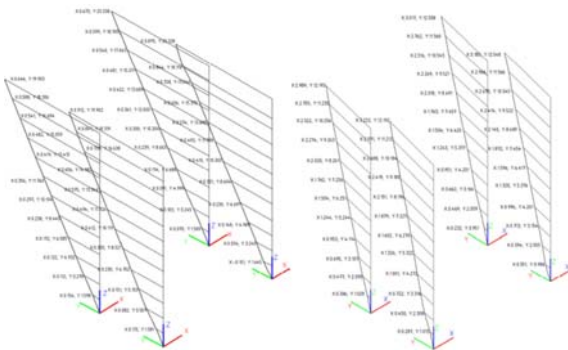


Рис. 8. Горизонтальные перемещения угловых зон панельного здания от ветровой нагрузки по Y и X (условие повышенной ветровой нагрузки)

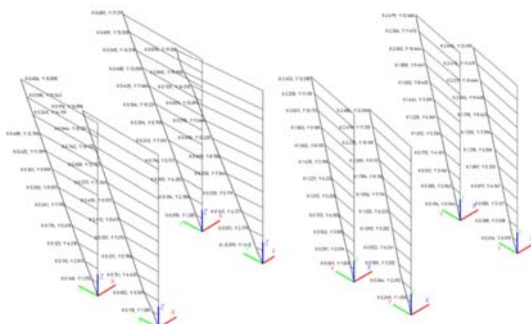


Рис. 9. Горизонтальные перемещения угловых зон панельного здания от ветровой нагрузки по Y и X (условие изменения жесткости конструкций 1-го этажа)

По всем расчетным ситуациям анализируется приращение усилий и деформаций по стадиям: 1 – нормальная эксплуатация, 2 – повышенная ветровая нагрузка, в 1,7 раза, 3 – снижение жесткости нижних ярусов (по прогибам в 1,4 раза). Между этими величинами определяется среднее, от среднего определяются отклонения по каждой сценарной ситуации. В результате определяется коэффициент корреляции Пирсона.

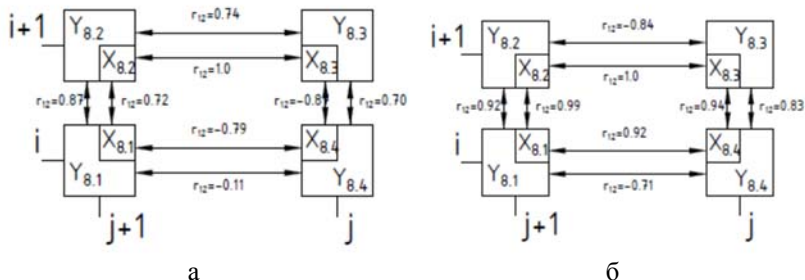


Рис. 10. Схема соотношения коэффициентов корреляции углов наклона колонн вдоль координатных осей X и Y на 8-ом этаже каркасного здания при действии ветровой нагрузки вдоль оси Y (а), вдоль оси X (б)

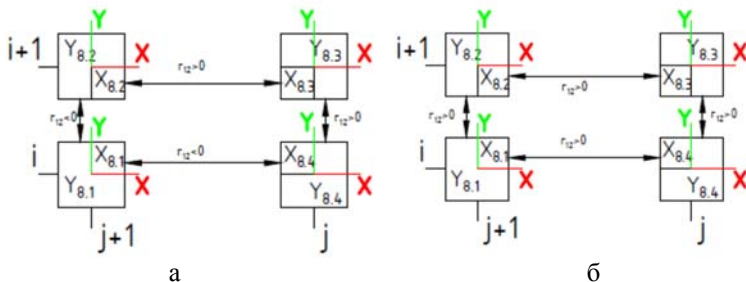


Рис. 11. Схема анализа соотношения коэффициентов корреляции углов наклона колонн вдоль координатных осей X и Y на 8-ом этаже каркасного здания при действии ветровой нагрузки вдоль оси Y (а), вдоль оси X (б) на примере координатного направления X

Наблюдаются разные ситуации при одних воздействиях. Есть положительная корреляция, когда значения обеих сопоставляемых переменных возрастают (деформации соседних колонн направлены в одну сторону). Есть отрицательная корреляция, когда значения одной переменной возрастают, а значения другой имеют тенденцию к убыванию. Комплекс этих локальных ситуаций в целом дает картину деформаций здания в целом. В случае направления деформаций колонн в одну сторону имеет место общий крен части здания, в случае направления деформаций колонн навстречу друг другу (отрицательная корреляция) есть ожидание низкой жесткости перекрытий в данной зоне. Важно получить такие соотношения и по высоте здания, что будет характеризовать кривизну вертикальной оси колонн, ее напряженное состояние.

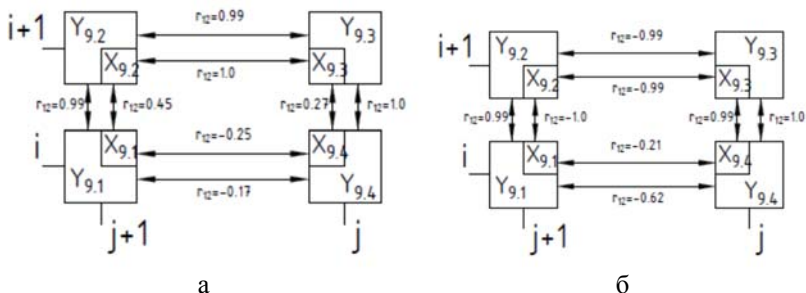


Рис. 12. Схема соотношения коэффициентов корреляции углов наклона зон пересечения панелей вдоль координатных осей X и Y на 9-ом этаже панельного здания при действии ветровой нагрузки вдоль оси Y (а), вдоль оси X (б)

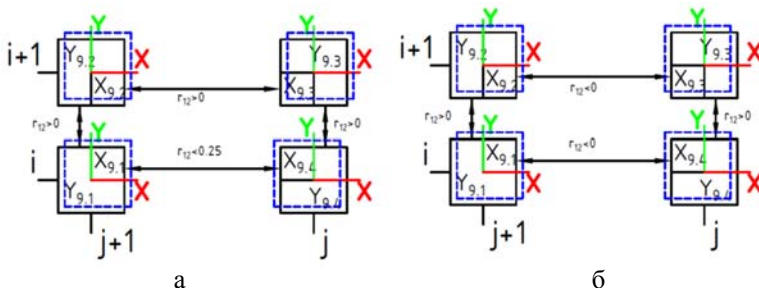


Рис. 13. Схема анализа соотношения коэффициентов корреляции по наклону угловых зон вдоль координатных осей X и Y на 9-ом этаже панельного здания при действии ветровой нагрузки вдоль оси Y (а), вдоль оси X (б) на примере координатного направления X

Подобный метод, основанный на идее корреляции параметров деформаций или амплитуд смещений, измеренных акселерометрами, рассматривается в работе [12]. В ней были графически проанализированы поступательные амплитудно-частотные моды «север – юг», «восток – запад» и крутильные. Данные были получены как во временной области, так и в частотной области для каждого этажа с источником на уровне земли. Четко наблюдается волновой импульс, перемещающийся вверх и вниз по зданию с различной скоростью, в зависимости от типа вибрации. Для анализа используются относительные скорости прохождения импульса в различных зонах здания. Производится отслеживание блуждания частоты основной моды для оценивания изменений жесткости здания.

Величина коэффициентов корреляции, их знак зависят от соотношения жесткости по участкам здания. Диски перекрытия имеют определенную податливость швов, это существенно снижает их жесткость по сравнению со сплошным монолитным перекрытием. Это снижение может произойти по отдельным участкам [13; 14]. Изменение величины податливости дисков перекрытий, что может быть также вследствие трещин в монолитных перекрытиях, приводит к изменению их влияния на перераспределение усилий между вертикальными элементами. Чем жестче диск и его сопряжения с вертикальными элементами, тем меньшую разность

горизонтальных смещений он допускает, тем меньше отрицательная корреляция между точками опор перекрытия, при абсолютно жестких дисках все точки вертикальных конструкций в уровне перекрытий имели бы одинаковые горизонтальные смещения и корреляция была бы тесной и положительной.

Заключение

Для различных типов зданий необходима разработка схем поведения здания при нарушениях режимов нормальной эксплуатации, ненормативных воздействия и состояния здания. Схемы поведения здания должны быть увязаны с формализованными схемами корреляционных связей по деформациям, прежде всего, вертикальных конструкций. Они наиболее информативны по поведению здания в целом. Для зданий с рамным каркасом и панельных многоэтажных зданий при экстремальных воздействиях характерно снижение жесткости перекрытий, что выражается отрицательной корреляцией по углам поворота точек колонн в соединениях с перекрытиями. Эти данные необходимы для анализа ситуации при автоматическом мониторинге зданий.

Список литературы:

1. Плотников А.Н. Система мониторинга высотных зданий, определяемая из характера кривизны упругой линии вертикальных элементов / А.Н. Плотников, М.Ю. Иванов // Строительство: наука и образование. – 2019. – Т. 9. Вып. 4. Ст. 3 [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://nso-journal.ru>. – DOI: 10.22227/2305-5502.2019.4.3
2. Li J., Hao H. A review of recent research advances on structural health monitoring in Western Australia // Structural Monitoring and Maintenance. – 2016. – Vol. 3. Issue 1. – P. 33–49. – DOI: 10.12989/smm.2016.3.1.033
3. Quesada-Olmo N., Jimenez-Martinez M.J., Farjas-Abadia M. Real-time high-rise building monitoring system using global navigation satellite system technology // Measurement. – 2018. – Vol. 123. – P. 115–124. – DOI: 10.1016/j.measurement.2018.03.054
4. Плотников А.Н. Информативность систем мониторинга высотных зданий из принципа минимизации количества датчиков / А.Н. Плотников, М.Ю. Иванов, Е.Н. Порфирьева // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: мат. IV Междунар. (X Всеросс.) конф. НАСКР-2018. – Чебоксары: Чувашский государственный университет, 2018. – С. 267–277.
5. Николаева А.Г. Моделирование расчетных схем панельных зданий при расчете на прогрессирующее обрушение / А.Г. Николаева, Н.В. Иванова, И.С. Горбунова // Современные вопросы механики сплошных сред – 2019: сб. ст. по материалам конф. с междунар. участием. – Чебоксары: ИД «Среда», 2019. – С. 128–134.
6. Кабанцев О.В. Метод расчета многоэтажных зданий с учетом процесса изменения расчетной схемы при различных режимах работы // Вестник МГСУ. – 2013. – №10. – С. 43–51.
7. Коргина М.А. Оценка напряженно-деформированного состояния несущих конструкций зданий и сооружений в ходе мониторинга их технического состояния: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / М.А. Коргина. – М., 2008. – 225 с.
8. Лазебник Г.Е. Мониторинг несущих конструкций зданий повышенной этажности / Г.Е. Лазебник, Кошелева Н.Н. // Світ геотехніки. – Январь 2009. – С. 14–18.
9. A. Mordret, H. Sun, G.A. Prieto, M.N. Toksöz, O. Büyükoztürk. Continuous Monitoring of High-Rise Buildings Using Seismic Interferometry // Bulletin of the Seismological Society of America. – 2017.
10. N. Nakata, R. Snieder, S. Kuroda, S. Ito, T. Aizawa, T. Kunimi. Monitoring a Building Using Deconvolution Interferometry. I: Earthquake-Data Analysis // Bulletin of the Seismological Society of America. – June 2013. – Vol. 103. №3. – P. 1662–1678.
11. Снежков Д.Ю. Мониторинг возводимых и эксплуатируемых железобетонных конструкций неразрушающими методами / Д.Ю. Снежков, С.Н. Леонович. – Минск: БНТУ, 2016. – 331 с.

12. Xiong H.-B., Cao J.-X., Zhang F.-L. Inclinometer-based method to monitor displacement of high-rise buildings // *Structural Monitoring and Maintenance*. – 2018. – №5 (1). – P. 111–127.

13. Николаева А.Г. Анализ влияния последовательности нагружения на напряженно-деформированное состояние элементов каркасов многоэтажных зданий / А.Г. Николаева, О.С. Яковлева // *Управление ассортиментом, качеством и конкурентоспособностью в глобальной экономике: сборник статей VIII Международной заочной научно-практической конференции (30 марта 2017 г.)*. – Чебоксары: ЧКИ РУК, 2016. – С. 131–134.

14. Иванова Н.В. Влияние процента армирования на НДС элементов рамных каркасов многоэтажных зданий при расчете с учетом возведения / Н.В. Иванова, А.Г. Николаева // *Современные вопросы механики сплошных сред 2017: Сборник статей по материалам конференции (круглого стола) с международным участием*. – Чебоксары: Изд-во Чуваш. ун-та, 2017. – С. 38–42.

Плотников Алексей Николаевич, доцент кафедры строительных конструкций, декан строительного факультета ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет им. И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, 428015, г. Чебоксары, Московский пр., 15, e-mail: plotnikovAN2010@yandex.ru; +7 (8352) 62 45 96.

Левин Сергей Андреевич, директор ООО «СМИС-Эксперт», 115230, г. Москва, Каширское шоссе, 12, e-mail: smisexpert@bk.ru

Горбунова Ирина Сергеевна, магистр ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет им. И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, 428015, г. Чебоксары, Московский пр., 15, e-mail: gis411@mail.ru, +7 (8352) 62 45 96.

Николаева Анастасия Георгиевна, старший преподаватель кафедры строительных конструкций ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет им. И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, 428015, г. Чебоксары, Московский пр., 15, e-mail: nag_sf@mail.ru, +7 (8352) 62 45 96.

Аринина Надежда Николаевна, старший преподаватель кафедры строительных конструкций mirontik@mail.ru

Plotnikov Alexey Nikolaevich, Associate Professor of the Department of Building Structures, Dean of the Faculty of Civil Engineering, Chuvash State University named after I.N. Ulyanov (ChuvSU), 15 Moskovskiy Prospekt, Cheboksary, 428015, Russian Federation, e-mail: plotnikovAN2010@yandex.ru, +7 (8352) 62 45 96.

Levin Sergei Andreevich, Director of SMIS-Expert LLC, 115230, Moscow, Kashirskoe highway, 12, e-mail: smisexpert@bk.ru.

Gorbunova Irina Sergeevna, master of the Chuvash State University named after I.N. Ulyanov (ChuvSU), 15 Moskovskiy Prospekt, Cheboksary, 428015, Russian Federation, e-mail: gis411@mail.ru, +7 (8352) 62 45 96.

Nikolaeva Anastasia Georgievna, Senior Lecturer of the Department of Building Structures, Chuvash State University named after I.N. Ulyanov (ChuvSU), 15 Moskovskiy Prospekt, Cheboksary, 428015, Russian Federation, e-mail: nag_sf@mail.ru, +7 (8352) 62 45 96.

Arinina Nadezhda Nikolaevna, Senior Lecturer, Department of Building Constructions mirontik@mail.ru

Для цитирования:

Плотников А.Н. Анализ корреляции параметров мониторинга многоэтажного здания для определения его деформированного состояния / А.Н. Плотников, С.А. Левин, И.С. Горбунова [и др.] // *Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020: материалы V Междунар. (XI Всерос.) конф.* – Чебоксары, 2020. – С. 292–304.

Citation:

Plotnikov A.N. Analysis of correlation of monitoring parameters of a multi-storey building for determining its deformed state / A.N. Plotnikov, S.A. Levin, I.S. Gorbunova [et al.] // Construction and development: life cycle – 2020: materials of the V International (XI All-Russian) conference. – Cheboksary, 2020. – P. 292–304.

УДК 62-784.2(075.8)

ВОПРОСЫ НАДЕЖНОСТИ СИСТЕМ СОЗДАНИЯ МИКРОКЛИМАТА

*Русинова Н.Г.
Федоров Н.А.*

ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет им. И.Н. Ульянова»
г. Чебоксары, Россия

***Аннотация:** в статье рассматриваются вопросы надежности работы систем вентиляции и кондиционирования. Рассматриваются два варианта эксплуатации систем создания микроклимата в помещении трансформаторной подстанции с точки зрения надежности. В первом варианте параметры микроклимата обеспечиваются системой вентиляции и кондиционирования воздуха. Во втором варианте параметры микроклимата обеспечиваются системами вентиляции. В результате расчетов было установлено, что системы вентиляции без охлаждения воздуха являются более надежными с точки зрения эксплуатации и обеспечивают необходимые параметры микроклимата.*

***Ключевые слова:** вентиляция, кондиционирование, микроклимат, трансформаторная подстанция, надежность, вероятность безотказной работы, интенсивность отказов.*

ISSUES OF RELIABILITY OF MICROCLIMATE CREATION SYSTEMS

***Abstract:** the article discusses the reliability of ventilation and air conditioning systems. 2 variants of operation of systems for creating a microclimate in a transformer substation are considered from the point of view of reliability. In the first variant, the microclimate parameters are provided by the ventilation and air conditioning system. In the second variant, the microclimate parameters are provided by ventilation systems. As a result of calculations, it was found that ventilation systems without air cooling are more reliable from the point of view of operation and provide the necessary parameters of the microclimate.*

***Keywords:** ventilation, air conditioning, microclimate, transformer substation, reliability, probability of failure-free operation, failure rate.*

Одной из основных систем для создания параметров микроклимата является система вентиляции. Вентиляционная установка подает воздух определенного качества и количества [1]. Качество работы систем венти-

ляции может быть оценено различными группами критериев [2]. Применительно к инженерной практике, используется перечень показателей качества, который образует три основные группы параметров. К первой группе относятся технические параметры, включающие производительность системы, эффективность работы и сопротивление системы. Ко второй группе можно отнести экономические показатели и уровень энергоэффективности. В третью группу входят функциональные параметры, а именно надежность работы и характеристики электро-, взрыво-, пожаробезопасности. основным Функциональным параметром оценки качества сложных технических систем является их надежность. Критерии надежности позволяют оценить работу системы в любой момент времени после начала её эксплуатации. Надежность вентиляционных систем – это сложное свойство, которое в свою очередь характеризуется таким важным показателями, как вероятность безотказной работы, долговечность, ремонтпригодность и сохраняемость.

Для расчета надежности систем в работе определяются основные параметры надежности: вероятность безотказной работы, интенсивность отказов, вероятность отказов.

В работе сравниваются 2 варианта. В первом варианте рассматривается система с кондиционированием воздуха, во втором варианте – система вентиляции без охлаждения приточного воздуха.

Для определения надежности систем вентиляции принято, что система состоит из последовательно соединенных элементов (подсистем). Вероятность безотказной работы вычисляется как произведение вероятностей отдельных элементов (подсистем) по формуле (1):

$$P_{1-n} = P_1 \times P_2 \times P_2 \times P_3 \dots P_n \quad (1)$$

где P_{1-n} – вероятность безотказной системы из n элементов;

$P_1, P_2 \dots P_n$ – вероятность безотказной работы i -го элемента.

Вероятность безотказной работы одного элемента рассчитывается по формуле (2)

$$P = \exp(-\lambda t) \quad (2)$$

где λ – интенсивность отказов i -го элемента;

t – период эксплуатации, для предварительных расчетов принят 10000 ч.

Интенсивность отказов λ принята по справочной литературе.[7] В системах учитывались элементы согласно опросным листам, представленных заказчиком.

Вероятность отказа (Q) отдельных элементов и системы в целом определяется по формуле (3):

$$Q_{(i)} = 1 - P_{(i)} \quad (3)$$

В рабочем проекте (Вариант 1) для отвода выделяемого тепла оборудованием трансформаторной подстанции при их нагрузке, с учетом перегрузочной способности и максимальной расчетной температуре окружающей среды предусмотрены:

– система приточно-вытяжной вентиляции (П1) для помещения №2 КРУ с РУНН (блок охладителя в описании по проектной документации не предусмотрен), с суммарным расходом воздуха на приток 15270 м³/ч, на вытяжку 6100 м³/ч (со 100 % резервированием нагрузки);

– система приточно-вытяжной вентиляции (П2) для помещения №3 зоны ПЧ, с суммарным расходом воздуха на приток 11880 м³/ч, на вытяжку 5940 м³/ч (со 100 % резервированием нагрузки).

– автономный прецизионный кондиционер с выносным конденсатором для помещения №3, в количестве 3 единиц, с производительностью по воздуху 21000 м³/ч, явная холодильная мощность 83,2 кВт каждого кондиционера.

Приточно-вытяжные системы (помещения №2, №3) предусматривают превышение притока над вытяжкой, для создания в помещениях небольшого избыточного давления с учетом ассимиляции избыточных теплопоступлений от работающего оборудования и солнечной радиации, для обеспечения температуры в зоне обслуживания электрооборудования (до 2 м от уровня пола), не превышающую температуру плюс 35 °С. Автономный прецизионный кондиционер с выносным конденсатором в помещении №3 предназначен для поддержания температуры воздуха не выше максимально допустимой температуры по ТУ на электрооборудование при эксплуатации в теплонапряженных электропомещениях.

Вариант 1. Расчет надежности функционирования системы вентиляции и кондиционирования

Таблица 1

Вероятность безотказной работы элементов систем для помещения КРУ с РУНН

№	Наименование элемента	Интенсивность отказов λ , 1/ч	Вероятность отказа Q	Вероятность безотказной работы, P
Помещение КРУ с РУНН				
1	Клапан впускной	0,0000034	0,03343	0,96657
2	Фильтр механический	0,0000003	0,003	0,997
3	Нагреватель	0,0000007	0,00698	0,99302
4	Вентилятор	0,0000024	0,02371	0,97629
5	Электродвигатель	0,00000524	0,05105	0,94895
6	Компрессор	0,00001	0,09516	0,90484
7	Конденсатор	0,0000001	0,001	0,999
8	Испаритель	0,000015	0,13929	0,86071
9	Регулятор расхода	0,00000355	0,03488	0,96512
10	Вентилятор	0,0000024	0,02371	0,97629

Таблица 2

Вероятность безотказной работы элементов систем для помещения с ПЧ

№	Наименование элемента	Интенсивность отказов λ , 1/ч	Вероятность отказа Q	Вероятность безотказной работы P
Зона ПЧ				
1	Клапан воздушный	0,0000034	0,033428	0,966572
2	Клапан воздушный	0,0000034	0,033428	0,966572
3	Клапан воздушный	0,0000034	0,033428	0,966572
4	Фильтр механический	0,0000003	0,002996	0,997004
5	Нагреватель	0,0000007	0,006976	0,993024
6	Вентилятор	0,0000024	0,023714	0,976286
7	Электродвигатель	0,00000524	0,051051	0,948949
8	Вентилятор	0,0000024	0,023714	0,976286
9	Электродвигатель	0,00000524	0,051051	0,948949
10	Клапан воздушный	0,0000034	0,033428	0,966572
11	Фильтр механический	0,0000003	0,002996	0,997004
12	Конденсатор	0,0000001	0,001	0,999
13	Компрессор	0,00001	0,095163	0,904837
14	Испаритель	0,000015	0,139292	0,860708
15	Регулятор расхода	0,00000355	0,034877	0,965123
16	Вентилятор	0,0000024	0,023714	0,976286

Вариант 2. Расчет надежности функционирования системы вентиляции.

Таблица 3

Вероятность безотказной работы элементов систем для помещения КРУ с РУНН

Помещение КРУ с РУНН				
	Наименование элемента	Интенсивность отказов λ , 1/ч	Вероятность отказа Q	Вероятность безотказной работы, P
495-U-201A				
1	Клапан впускной	0,0000034	0,03343	0,96657
2	Фильтр механический	0,0000003	0,003	0,997
3	Нагреватель	0,0000007	0,00698	0,99302
4	Вентилятор	0,0000024	0,02371	0,97629
5	Электродвигатель	0,00000524	0,05105	0,94895
495-KX-211A				
6	Клапан впускной	0,0000034	0,03343	0,96657
7	Вентилятор	0,0000024	0,02371	0,97629
8	Электродвигатель	0,00000524	0,05105	0,94895

Таблица 4

Вероятность безотказной работы элементов систем для помещения с ПЧ

Зона ПЧ				
	Наименование элемента	Интенсивность отказов λ , 1/ч	Вероятность отказа Q	Вероятность безотказной работы, P
495-U-203A, 495-U-204				
1	Клапан воздушный	0,0000034	0,03343	0,96657
2	Фильтр механический	0,0000003	0,003	0,997
3	Нагреватель	0,0000007	0,00698	0,99302
4	Вентилятор	0,0000024	0,02371	0,97629
5	Электродвигатель	0,00000524	0,05105	0,94895
6	Клапан воздушный	0,0000034	0,03343	0,96657
7	Фильтр механический	0,0000003	0,003	0,997
8	Нагреватель	0,0000007	0,00698	0,99302
9	Вентилятор	0,0000024	0,02371	0,97629
10	Электродвигатель	0,00000524	0,05105	0,94895
495-KX-212A				
11	Клапан воздушный	0,0000034	0,03343	0,96657
12	Вентилятор	0,0000024	0,02371	0,97629
13	Электродвигатель	0,00000524	0,05105	0,94895

Результаты расчета вероятности безотказной работы и вероятности отказа для двух вариантов с последовательным соединением элементов систем сведены в табл. 5.

Таблица 5

Показатели надежности систем вариантов №1 и №2

Наименование обслуживаемого помещения	Вариант 1		Вариант 2	
	Вероятность безотказной работы P ₁	Вероятность отказа Q ₁	Вероятность безотказной работы P ₂	Вероятность отказа Q ₂
Помещение КРУ с РУНН	0,65	0,35	0,79	0,21
Зона ПЧ	0,54	0,46	0,70	0,3

Заключение

1. Вентиляция помещений трансформаторов обеспечивает отвод выделяемого ими тепла в таких количествах, чтобы при их нагрузке, с учетом перегрузочной способности и максимальной расчетной температуре окружающей среды, нагрев трансформаторов не превышал максимально допустимого для них значения. Вентиляция помещений трансформаторов

выполнена таким образом, что разность температур воздуха, выходящего из помещения и входящего в него, не превышает 15°C .

Правила ПЭУ регламентируют устройство системы вентиляции, что соответствует проектному решению [2, п. 4.2.104].

2. Распределение воздушного потока для ассимиляции избыточной явной теплоты осуществляется общеобменной системой вентиляции. При этом удаление воздуха выполняется из верхней зоны, а приток осуществляется в нижнюю зону, что соответствует требованиям [3].

3. Воздухообмен рассчитан на максимально допустимую температуру для оборудования согласно ТУ [4] плюс 40°C . По заданию температура в зоне оборудования не больше плюс 35°C , в проекте расчетом предусмотрена температура 40°C , что соответствует ТУ на эксплуатацию оборудования [5].

4. Расчет воздухообмена на ассимиляцию избытков тепла в помещении КРУ с РУНН на 50 кВт, в помещении ПЧ на 120 кВт [4], выполнен из условия не превышения допустимой температуры внутри помещений при максимальной температуре наружного воздуха плюс 30°C . Расчетный воздухообмен, представленный на листе 2 графической части Проекта, соответствует методике расчета.

5. Запроектированная система вентиляции (далее вариант №2) имеет более низкую вероятность отказов по сравнению с другими возможными комбинированными системами, обеспечивающими отвод тепла от оборудования подстанции. Надежность функционирования систем по показателю «Вероятность безотказной работы» (Р) выше у систем варианта №2. Надежность функционирования систем по показателю «Вероятность отказа» (Q) ниже у систем варианта №2.

При этом проектирование комбинированных систем вентиляции (совместно с системой кондиционирования) со 100 % резервированием требует наличия больших площадей вспомогательных помещений. Предварительная оценка габаритов охладительных установок для отвода тепла от оборудования при заданных тепловыделениях для помещений № 2 и №3 (далее вариант №1, комбинированной системы вентиляции), показала недостаточность площадей вспомогательных помещений №1 и №4.

Список литературы:

1. Афанасьева Д. Оптимизация работы вентиляционной установки на базе кинотеатра Синема 5 / Д. Афанасьева, Е. Маркова, Н.Г. Русинова [и др.] // Научные тенденции: вопросы точных и технических наук: сборник научных трудов по материалам XIV международной научной конференции (Санкт-Петербург, 12 февраля 2018 г.). – С. 27–32.

2. Ушаков И.А. Курс теории надежности систем. – М.: Дрофа, 2008. – 239 с.

3. Шилиев М.И. Типовые примеры расчета систем отопления, вентиляции и кондиционирования воздуха: учебное пособие / М.И. Шилиев, Е.М. Хромова, Ю.Н. Дорошенко. – Томск: Изд-во Том. гос. архит.-строит. ун-та, 2012. – 288 с. – ISBN 978-5-93057-478-4.

4. Страхова Н.А. Надежность как критерий выбора систем защиты воздушного бассейна / Н.А. Страхова, В.П. Журавлев // Изв. акад. пром. экологии. – М.: Изд-во АПЭ, 1998. – №1. – С. 64–67.

5. Правила устройства электроустановок. – 7-е изд. Утверждены приказом МинЭнерго России от 08.07.2002 №204.

6. СП 60.13330.2012 Отопление, вентиляция и кондиционирование воздуха. Актуализированная редакция СНиП 41-01-2003.

7. Колпачков В.И. Производственная эксплуатация, техническое обслуживание и ремонт энергетического оборудования / В.И. Колпачков, А.И. Яшура. – М.: Энергосервис, 1999. – 440 с.

Русинова Надежда Германовна, старший преподаватель кафедры теплотехники и гидравлики ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, 428015, г. Чебоксары, Московский пр., 15.

Федоров Николай Анфимович, старший преподаватель кафедры теплотехники и гидравлики ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, 428015, г. Чебоксары, Московский пр., 15.

Rusinova Nadezhda Germanovna, Senior Lecturer, Department of Heat Engineering and Hydraulics, Chuvash State University named after I.N. Ulyanov (ChuvSU), 15 Moskovskiy Prospekt, Cheboksary, 428015, Russian Federation.

Fedorov Nikolay Anfimovich, Senior Lecturer, Department of Heat Engineering and Hydraulics, Chuvash State University named after I.N. Ulyanov (ChuvSU), 15 Moskovskiy Prospekt, Cheboksary, 428015, Russian Federation.

Для цитирования

Русинова Н.Г. Вопросы надежности систем создания микроклимата / Н.Г. Русинова, Н.А. Фёдоров // Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020: материалы V Междунар. (XI Всерос.) конф. – Чебоксары, 2020. – С. 304–310.

Rusinova N.G. Issues of reliability of microclimate creation systems / N.G. Rusinova, N.A. Fedorov // Construction and development: life cycle – 2020: materials of the V International (XI All-Russian) conference. – Cheboksary, 2020. – P. 304–310.

ПРИМЕНЕНИЕ ЭМУЛЬСИОННО-МИНЕРАЛЬНЫХ СМЕСЕЙ В КАЧЕСТВЕ ЗАЩИТНЫХ СЛОЕВ ПОКРЫТИЯ ПО ТЕХНОЛОГИИ SLARRYSILL

Тыщук Г.Ф.

ФГБОУ ВО «МГУ им. Н.П. Огарева»
г. Саранск, Россия

Аннотация: в статье рассмотрен вопрос устройства защитных слоев покрытия придомовых территорий в условиях населенного пункта.

Ключевые слова: покрытие, защитный слой, катионно-битумная эмульсия, модификатор.

USE OF EMULSION-MINERAL MIXTURE AS PROTECTIVE COAT ACCORDING TO SLARRYSILL TECHNOLOGY

Abstract: the article examines the concept of protective coat of houses' adjacent territories in the context of human settlements.

Keywords: cover, protective coat, cation-exchange emulsion, modifier.

В городском хозяйстве немаловажное значение имеет вопрос содержания придомовых территорий. Сюда относятся и дороги, и подъезды к домам, и площадки перед подъездами и специальные площадки (детские, спортивные и др.).

В этой связи обратимся к документам. К примеру, в санитарно-эпидемиологических требованиях к условиям проживания в жилых зданиях и помещениях читаем: «На земельных участках должны быть предусмотрены подъезды и проходы к каждому зданию.

Площадки перед подъездами домов, проездные и проходные дорожки должны иметь твердые покрытия. При устройстве твердых покрытий должна быть предусмотрена возможность свободного стока талых и ливневых вод».

За последние годы стали все шире применяться новые, высокоэффективные технологии при содержании автодорог, а также придомовых территорий.

В этой связи можно отметить, это одним из лучших способов сохранения нового, а также защиты изношенного покрытия является применение эмульсионно-минеральных смесей в качестве защитных слоев. Благодаря долговечности, а также относительно низкой себестоимости они завоевали большую популярность.

Технология SlarrySill широко опробована и наиболее известна за рубежом и только начинает завоевывать российские просторы. В России впервые была применена в г. Воронеже в 1996 г. Она заключается в строительстве тонких защитных слоев из смеси на основе катионно-битумных эмульсий.

Главное назначение SlarrySill – восстановление транспортно-эксплуатационных характеристик участков с твердым покрытием, где движение и погодные факторы привели к разрушению асфальтобетонных покрытий.

Благодаря этой технологии нижние слои твердого покрытия защищаются от окисления и проникновения влаги.

Нанесение защитного слоя по методу SlarrySill предотвращает образование многих дефектов. Среди них: небольшие поверхностные деформации, нарушение водо- и воздухопроницаемости и др.

Возможности применения метода SlarrySill очень обширны. Для нас наиболее важен тот факт, что его можно применять в стесненных городских условиях.

Основное *достоинство* метода является одновременно и главным его *отличием* от родственных технологий. Это – работа холодной смесью, в состав которой входит битумная эмульсия, щебень, вода, минеральные наполнители и химические добавки.

В качестве вяжущего, которое обеспечивает прилипание частиц щебня друг к другу и к поверхности покрытия используется медленно распадающаяся катионно-битумная эмульсия. Она придает смеси *пластичность*, а слою – *долговечность*.

Щебень и минеральный наполнитель обеспечивают *стойкость* к нагрузке, химические добавки – регулируют *скорость формирования* уложенного слоя.

Состав смеси для каждого конкретного случая разрабатывается в дорожной лаборатории.

В качестве минерального наполнителя может быть использован и портландцемент. Его добавка улучшает *консистенцию* смеси и повышает *прочность* покрытия. Применение такой смеси рекомендуется при обработке перекрестков дорог. Хотя, естественно, добавка портландцемента делает саму смесь дороже.

Все указанные материалы смешиваются непосредственно на месте производства работ в специальной машине, которая затем сама укладывает смесь тонким слоем, равным высоте самой крупной щебенки используемой фракции.

Наиболее известные специальные машины: MACROPAVER, SPARTAN 10S, MINIMAC, MINIMACSR– 1000. Полное формирование нанесенного слоя происходит в течение 2–4 часов в зависимости от погодных условий.

Холодный способ нанесения защитного слоя делает его более *экологически чистым* и не оказывает вредного воздействия на обслуживающий персонал. Ведь благодаря работе с холодными эмульсиями практически отсутствуют вредные выбросы в атмосферу.

Помимо этого, за счет отсутствия нагрева каменных и вяжущих материалов, экономится более 40% энергозатрат по сравнению с горячими технологиями.

Еще одним отличительным моментом является тот факт, что при нанесении защитного слоя по методу SlarrySill ему *не требуется уплотнение* катками. Он формируется под действием движения, а это еще один *экономический* довод в пользу данной технологии.

Использоваться данная технология может во всех регионах России. Оптимальная температура воздуха + 15–20°C. Препятствием для начала работ могут быть затяжные дожди или ожидаемые ливни. А вот влажная после дождя поверхность не будет являться препятствием для укладки защитного слоя, ведь рабочая смесь сама содержит воду. Поэтому влагу она впитает сама. Это может только несколько увеличить время высыхания слоя, но на его качестве это не скажется.

После формирования слоя создается покрытие с высоким коэффициентом сцепления. Срок службы такого покрытия составляет 5 и более лет. Оптимальный же срок с точки зрения экономической эффективности составляет 3–4 года. На графике (рис. 1) показано состояние покрытия подъездной дороги с покрытием SlarrySill.

Как видно из графика, до 3-х лет состояние покрытия хорошее. От 3-х до 5-ти – нормальное допустимое, а к 8-ми годам покрытие приходит в полную непригодность.

Многолетние наблюдения показывают, что самым эффективным способом сбережения покрытия дороги (площадки и др.) является замена защитного слоя не позже, чем через каждые 3 ÷ 4 года. Верхняя линия на графике показывает, что в этом случае покрытие будет постоянно находиться в зоне хорошего состояния. Но самое главное, что затраты на это будут как минимум в пять раз меньше, чем при проведении работы по полной замене верхнего слоя покрытия.

На сегодня, применительно к российским условиям, стоимость 1м² покрытия колеблется от 0,5 до 1 доллара США.

Вовремя нанесенный защитный слой предотвратит разрушение дорожной одежды и надолго отодвинет время дорогостоящего ремонта.

Необходимо отметить, что в настоящее время уже многие российские регионы не только изучают, но и пытаются внедрить систему SlarrySill. Это С.-Петербург, Челябинск, Курск, Липецк, Кемерово, Уфа. Но наиболее продвинутыми являются дорожники Воронежа и Сургута.

Используя мировые технологии и мировой опыт в Воронеже и затем в других регионах успешно проводились эксперименты по введению в эмульсию модифицированного битума, а он, в свою очередь, готовится с

добавкой модификатора, производимого из местного каучука взамен дорогостоящего латекса, ввозимого из-за рубежа. Модификатор из местного каучука намного дешевле латекса, а по своим качествам не уступает ему.

Следует отметить, что в стесненных городских условиях применяются специальные машины MINIMAC и MINIMACCR – 1000 производительностью до 1 тонны в минуту. И уже после 0,5 часа после нанесения защитного слоя могут двигаться пешеходы, а через 2-4 часа – автомобили.

И в заключение хочется сказать, что технология SlarrySill– это технология высокоэффективная, энерго- и ресурсосберегающая и может найти широкое применение в условиях городов и других населенных пунктов.

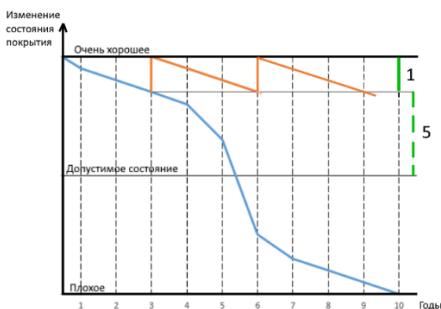


Рис. 1. Состояние покрытия с применением технологии SlarrySill

Список литературы:

1. Градостроительство. Планировка и застройка сельских поселений. СП 42.13330.2011 / Актуализированная редакция СНиП 2.07.01-89. Минрегион России. Введ. 2011-05-20.
2. Санитарно-эпидемиологические требования к условиям проживания в жилых зданиях и помещениях. Сан ПиН 2.1.2.2645-10. Минюст России. Введ. 2010-08-15.

Тышук Г.Ф., старший преподаватель, ФГБОУ ВО «МГУ им. Н.П. Огарева», г. Саранск, Россия.

Tyshchuk G.F., Senior Lecturer, National Research Mordovian State University named after N.P. Ogareva ", Saransk, Russia. E-mail: antovd@mail.ru

Для цитирования:

Тышук Г.Ф. Применение эмульсионно-минеральных смесей в качестве защитных слоев покрытия по технологии Slarrysill // Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020: материалы V Междунар. (XI Всерос.) конф. – Чебоксары, 2020. – С. 310–313.

Tyshchuk G.F. Use of emulsion-mineral mixture as protective coat according to slarrysill technology / G.F. Tyshchuk // Construction and development: life cycle – 2020: materials of the V International (XI All-Russian) conference. – Cheboksary, 2020. – P. 310–313.

УДК 624.012.82

К ВОПРОСУ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ ВНУТРЕННЕГО АНКЕРА ДЛЯ ОБЕСПЕЧЕНИЯ УСТОЙЧИВОСТИ СТЕН ПРИ РЕКОНСТРУКЦИИ

Фабричная К.А.

Казанский государственный
архитектурно-строительный университет
г. Казань, Россия

Шаяхметова Р.М.

ООО «ДоминантПроект»
г. Казань, Россия

***Аннотация:** одна из часто возникающих проблем при проведении противоаварийных работ – обеспечение устойчивости стен в зданиях лишенных перекрытий и крыши, кирпичные стены которых ослаблены многолетним воздействием атмосферных осадков, пожарами. Как следствие происходит развитие трещин, в том числе и в местах пересечения стен, что дополнительно снижает устойчивость оставшихся фрагментов. В статье приводятся результаты численного моделирования узла усиления угла стен скрытым анкером, предлагаемого для здания - объекта культурного наследия. Анализ результатов показал эффективность данного решения для стабилизации деформаций стен на этапе работ до усиления фундаментов и восстановления перекрытий.*

***Ключевые слова:** кладка, усиление, компьютерное моделирование, историческое наследие, противоаварийные работы.*

TO THE QUESTION OF USING AN INTERNAL ANCHOR TO ENSURE THE STABILITY OF WALLS DURING RECONSTRUCTION

***Abstract:** one of the most common problems during emergency response work is ensuring the stability of walls in buildings devoid of floors and roofs, the brick walls of which are weakened by long-term exposure to precipitation, fires. As a result, cracks develop, including at the intersections of the walls, which further reduces the stability of the remaining fragments. The article presents the results of numerical modeling of the wall angle reinforcement unit with a hidden anchor, proposed for a building - an object of cultural heritage. The analysis of the results showed the effectiveness of this solution for the stabilization of wall deformations at the stage of work before strengthening the foundations and restoring the floors.*

***Keywords:** masonry, reinforcement, computer modeling, historical heritage, emergency work.*

Введение

В Казани много исторических зданий работы на которых не ведутся многие годы, что часто приводит к аварийному состоянию конструкций. Одна из возникающих проблем при проведении противоаварийных работ – обеспечение устойчивости стен в зданиях лишенных перекрытий и

крыш, кирпичные стены которых ослаблены многолетним воздействием атмосферных осадков, пожарами. Как следствие происходит развитие трещин, в том числе и в местах пересечения стен, что дополнительно снижает устойчивость оставшихся фрагментов. Отсутствие своевременных противоаварийных работ может привести к разрушению участка стен, что произошло, например, с заброшенным зданием предприятия «Сантехприбор», к счастью только затруднившего движение автотранспорта при обрушении на проезжую часть. Как ранее указывалось в статьях авторов [1] необходимы комплексные решения в том числе при консервации подобных объектов, позволяющие обеспечить безопасность при проведении работ по реконструкции и дальнейшей эксплуатации зданий.

Согласно СП 427.1325800.2018 «Каменные и армокаменные конструкции. Методы усиления» обеспечение пространственной жесткости зданий рекомендуется выполнять напряженными поясами, ненапрягаемыми связями и обвязками. Так же в качестве противоаварийных элементов можно применить подкосы и тяжи, однако их устройство не всегда возможно в условиях стесненной застройки центра города. Традиционно более популярны решения с металлическими элементами, однако для зданий – объектов культурного наследия необходимо обеспечить максимальное сохранение фасадов, что возможно при использовании бандажей из неметаллических материалов, что широко используется в зарубежной практике, в частности при восстановлении зданий после землетрясений или скрытых элементов усиления. Одним из вариантов устройства скрытого анкера является узел, приведенный А.И. Бедовым, который может быть использован для усиления углов здания [2]. Принципиальное решение состоит из арматурного стержня, заводимого за трещину на глубину не менее 500 мм и фиксируемого к кладке с помощью контргайки с затяжкой. Показан один анкер по ширине стены с рекомендованным шагом не более метра по высоте трещины и рекомендацией по установке в полимерный раствор при ширине раскрытия трещины более 2 мм. Более детальных указаний по расчету не приведено.

Современные производители предлагают альтернативные арматурному стержню варианты среди которых несомненный интерес вызывает использование спиральных анкеров RSA-bar и химических анкеров типа Hilti HIT-RE 500. ЦНИИСК провел комплексные исследования прочности и деформативности кладки стен из штучных материалов в зоне заделки механических и химических анкеров, в том числе Hilti, при действии на них продольных и поперечных сил относительно оси анкера [3], однако кладка с характеристиками, близкими к историческому зданию не рассматривалась.

Материал и методы исследования

Авторами исследуется возможность применения скрытого анкера для усиления стен четырехэтажного флигеля постройки конца XIX в., рис. 1, с применением вместо обычного арматурного стержня современных анкеров типа Hilti HIT-RE 500-SD + арматура в виде шпильки АМ8.8 16-3000. Из-за значительной толщины соединяемых стен использование основных шпилек Hilti невозможно, длина не более 450 мм, при требуемой не менее 690 мм.

В рассматриваемом здании отсутствуют перекрытия и крыша, наблюдается осадка фундамента, развитие множественных трещин в том числе и на углах с развитием более семи метров по высоте и раскрытием до

20 мм. Кирпич кладки по результатам исследования неразрушающими методами близок к марке М50, известково-песчаный раствор в диапазоне М10-М35. Высота нераскрепленных участков стен достигает 14,5 метров при толщине от 820 до 540 мм. Максимальная длина трещин по углам здания составляет 11,5 м, при ширине раскрытия до 30 мм. Эффективность решения по усилению стен внутренним анкером по предлагаемой схеме определяется с помощью компьютерного моделирования.

На первом этапе исследований пространственная модель стен здания исследовалась в программном комплексе Лира, рис. 2. С учетом заданных характеристик материала, геометрии стен и осадки части фундамента, получен характер напряженно-деформированного состояния. Установлены перемещения верха стен превышающие допустимые значения и напряжения так же превысили допустимые по СП 15.13330.2012 «Каменные и армокаменные конструкции» значения даже без учета коэффициента надежности по материалу, что подтверждается реальной картиной развития трещин на фасадах здания и обрушением части стен.

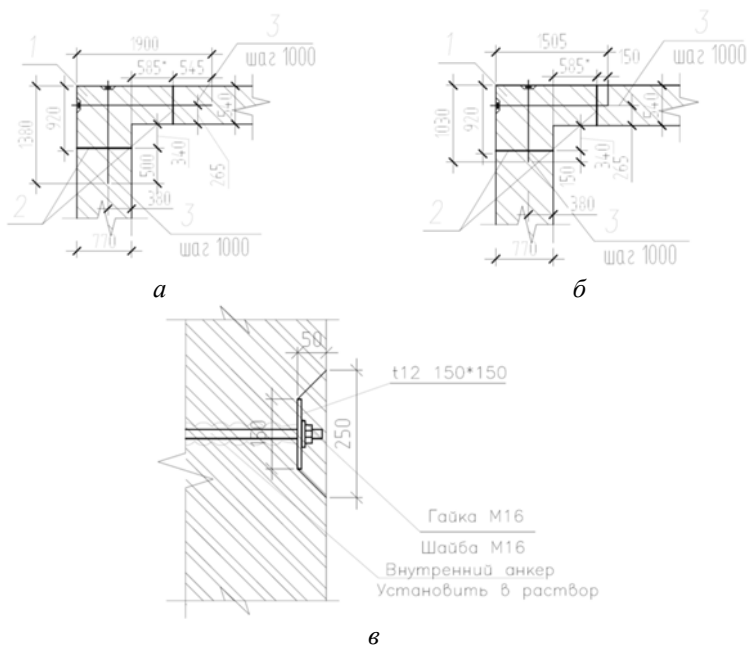


Рис. 1. Усиление стены с трещинами в углах здания или в примыкании поперечных стен к продольным: *а* – схема, согласно [2], *б* – схема для Hilti, *в* – деталь анкеровки: 1 – усиливаемая стена; 2 – трещины в кладке стены; 3 – внутренний анкер [2]

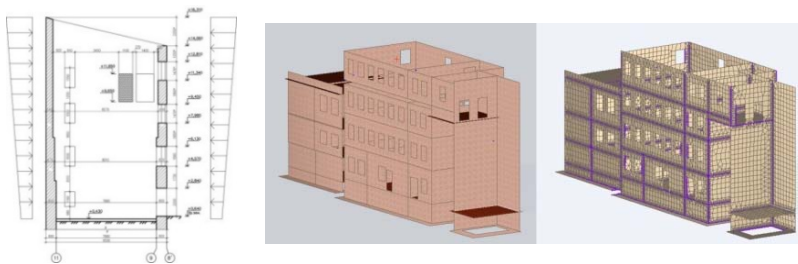


Рис. 2. Расчетная схема и модель стен здания

Имитация трещин в зонах превышения напряжений выполнялась с помощью расшивки узлов, что привело к увеличению перемещений. Введение дополнительных стержней – анкеров позволило стабилизировать конструкции и установить характер распределения и интенсивность напряжений, что далее использовано при моделировании фрагмента кладки. Установлено две возможных схемы разрушения – «плоская» с потерей устойчивости (перемещением) стены в одном направлении, при которой в анкере преобладает растягивающее усилие и «пространственная» с закручиванием стены (при неравномерной осадке фундамента) при котором происходит срез анкера.

Согласно указаниям СП 427.1325800.2018 «Каменные и армокаменные конструкции. Методы усиления» надежность элемента усиления должна быть обеспечена

- по прочности элементов усиления, перекрывающих трещину, растяжению;
- по прочности анкеровки элемента усиления к основанию из кирпичной кладки.

Однако в Руководстве по анкерному крепежу НІЛТІ (2019 г.) учитывается больше вариантов разрушения по четыре для растяжения и среза соответственно, определенных с помощью Европейской технической оценки (ETA) и испытаниях СТО 44416204-010-2010 Крепления анкерные, для которых представлены методики расчета с учетом различных материалов оснований.

Для уточнения варианта разрушения выполнено моделирование фрагмента наиболее напряженной части кладки с анкером с помощью ПК ANSYS. Модель была верифицирована согласно экспериментальным исследованиям М.О. Павловой [4], в работе которой рассмотрены прочность и деформативность кладки стен из различных материалов в зоне заделки химических и распорных анкеров при действии на них продольных и поперечных сил. В ПК ANSYS, качестве опытного образца был смоделирован столб сечением 510 x 510 мм высотой 810 мм, в теле которого размещен анкер диаметром d12мм и глубиной анкеровки 56 и 100 мм, рис 3. Кладка моделировалась как однородный элемент. Аналогичная методика моделирования использовалась в других работах по усилению кладки [5; 6].

Сопоставление значений напряжений и деформаций в кладке с опытными значениями не превысило 10%, что позволило по выбранной методике смоделировать фрагмент сопряжения кладки двух стен с исследуемого объекта.

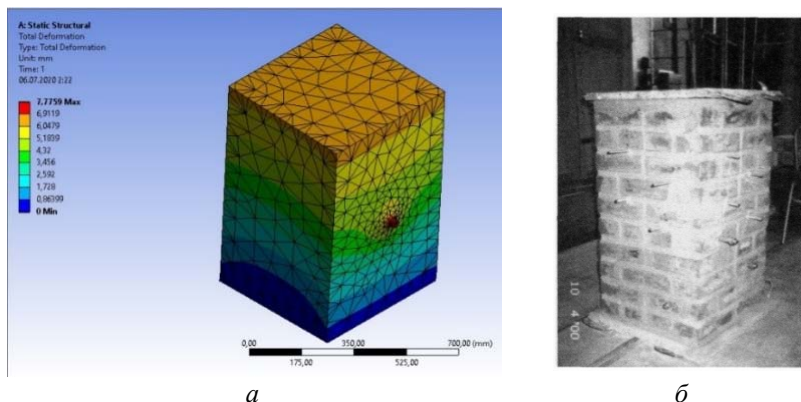
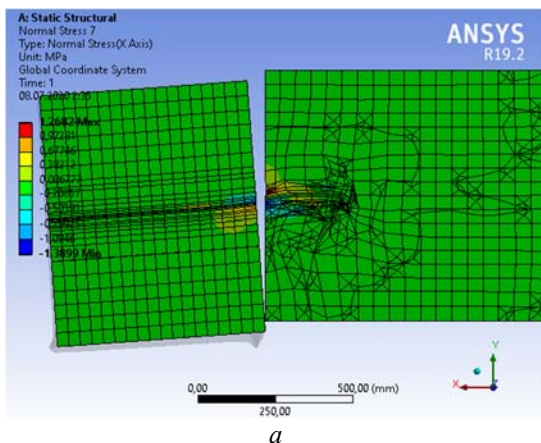
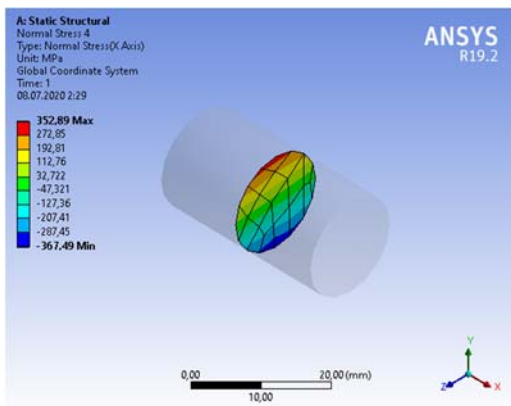


Рис. 3. Контрольная модель фрагмента кладки в ПК ANSYS (а) и опытный образец [3] (б)

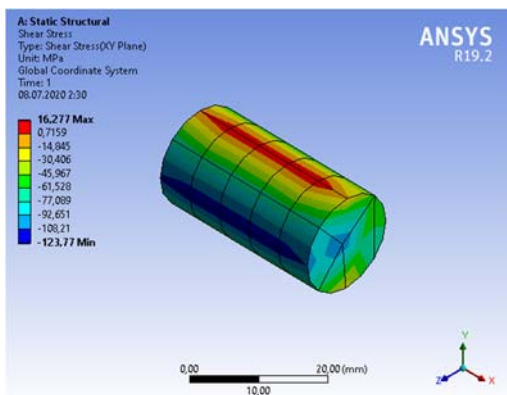
Результаты и проблематика

За расчетный уровень принята отметка + 11,850 м от уровня земли в месте наибольшего раскрытия трещины. Фрагменты стен имеют следующие размеры: сечение 540 x 1000 мм (стена 1) и 670 x 1000 мм (стена 2), высота 810 мм. Диаметр анкера задан 16 мм – максимально возможный, согласно рекомендациям HILTI, значение глубины анкеровки было принято, с учетом [4], 150 мм. Учитывался собственный вес кладки стены и осадка фундамента под одной из стен 100 мм, полученная в результате расчета в ПК Лира. Момент затяжки анкера принят согласно руководству HILTI – 10 Н*м. В результате получен характер распределения напряжений в теле каждого участка стены и по длине анкера (рис. 4).





б



в

Рис. 4. Распределение напряжений в элементах узла: нормальных по сечению кладки (а), нормальных (б) и касательных (в) в сечении стержня в зоне трещины

Установлено, что при заданном диаметре анкера, а также глубине его заделки согласно руководству НИЛТИ, касательные и нормальные напряжения в теле анкера составляют 124 МПа и 367,5 МПа соответственно, т.е. для шпильки. и не превышают значение предела текучести (372 и 640 МПа соответственно), т.е. запас прочности для материала шпильки составил 3 и 1,74 раза соответственно.

Зона повышенных напряжений в кладке имеет протяженность около 100 мм для обеих стен, с максимальными значениями сжимающих напряжений – 1,39 МПа, растягивающих – 1,26 МПа. По длине анкеровки преобладает напряжение около 0,4 МПа. Без учета снижения прочности кладки напряжения не превышают предельных значений прочности без

учета коэффициента надежности по материалу. Однако с учетом имеющихся в стенах дефектов прочность необходимо снизить, табл. 1, применив понижающие коэффициенты k_{mc} – *a* воздействия пожара (0,9), *б* увлажненной кладки (многолетнее атмосферное воздействие 0,85), *в* наличии большого количества трещин (0,5), согласно указаниям СП 427.1325800.2018 «Каменные и армокаменные конструкции. Методы усиления».

Таблица 1

Прочностные характеристики кладки

Вид напряжения	Прочность кладки, МПа				Максимальные напряжения в сечении, МПа
	с учетом <i>k</i>	с учетом k_{mc}			
		<i>a</i>	<i>б</i>	<i>в</i>	
Сжатие	1,8	1,62	1,53	0,9	1,39
Растяжение по перевязанному сечению	0,22	0,198	0,187	0,11	1,26

Во всех случаях прочность на растяжение не обеспечена, как и прочность на сжатие при большом количестве трещин, что может привести к следующим вариантам разрушения:

- вытягиванию анкера из-за уменьшения фактической длины анкеровки при разрушении кирпича в кладке;
- сколу кирпича или его кромок, что спровоцирует разрушение анкера на срез;
- вытягиванию анкера с кирпичом при разрушении материала вокруг контактной зоны химического анкера.

Данные выводы необходимо подтвердить экспериментальными исследованиями, желательно на реальном объекте, так как кладка исторических зданий отличается значительной неоднородностью характеристик и наличием дополнительных (кроме трещин) повреждений, снижающих ее прочность.

Предварительно можно обозначить необходимость тщательного определения фактической прочности материала усиливаемых стен при обследовании и подборе параметров анкеровки, начиная с расчетов прочности кирпичных компонентов.

Заключение

1. Моделирование узла усиления стен внутренним анкером типа Хилти в ПК ANSYS позволило установить преобладающий характер разрушения узла от выдергивания анкера.
2. Анкеровка 150 мм для исторической кладки может оказаться недостаточной из-за потенциального разрушения контактного слоя, однако предлагаемая для обычной арматуры длина 500 мм может быть экономически неэффективной для анкеров с учетом толщины стен.
3. Необходимо дальнейшее исследование данного усиления с целью снижения напряжений в кладке, используя изменение схемы установки анкеров – варьирование шага по толщине и высоте стены для снижения интенсивности напряжений, приходящейся на каждую точку анкеровки.
4. Использование шпильки А 8.8 d16 приводит практически к двукратному запасу прочности анкера, запас до 10% сохраняется даже при использовании А 8.8 d10. Окончательную эффективность данного усиления

необходимо подтвердить экспериментальным исследованием, что является перспективой дальнейших работ.

Список литературы:

1. Вилкова М.В. К вопросу необходимости ремонта и усиления кирпичных стен при устройстве временных крыш при консервации зданий. / М.В. Вилкова, К.А. Фабричная // Материалы международной конференции «Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции». – Чебоксары, 2018. – С. 237–241.
2. Бедов А.И. Проектирование, восстановление и усиление каменных и армокаменных конструкций / А.И. Бедов, А.И. Габитов. – М.: АСВ, 2008. – 568 с.
3. Грановский А.В. Исследование прочности и деформативности стен из керамического кирпича в зоне заделки металлических анкеров / А.В. Грановский, М.О. Павлова // Промышленное и гражданское строительство (ПГС). – 2001. – №10. – С. 17–18.
4. Павлова М.О. Прочность и деформативность кладки стен из различных материалов в зоне заделки анкеров при действии на них продольных и поперечных сил: дис. ... канд. техн. наук. – М., 2000. – 210 с.
5. Фабричная К.А. К вопросу усиления сводов (типа «Монье») композитными материалами при реконструкции / К.А. Фабричная, К.И.Шарафутдинова // Известия КГАСУ. – 2019. – № 4 (50). – С. 210–219.
6. Numeral Study on Masonry Vaults Reinforced by Composite IOP Conference Series: Materials Science and Engineering, V 890, International Scientific Conference on Socio-Technical Construction and Civil Engineering (STCCE-2020) Kazan, RF.

Фабричная Ксения Александровна, канд. техн. наук, доцент кафедры железобетонных и каменных конструкций, Казанский государственный архитектурно-строительный университет, e-mail: fabrichnayaka@gmail.com

Шаяхметова Регина Маратовна, архитектор ООО «ДоминантПроект», г. Казань, Россия, e-mail: r.shaiakhmetova96@gmail.com

Fabrichnaya Ksenia Alexandrovna candidate of technical sciences, associate professor, department of reinforced concrete and masonry structures, Kazan State University of Architecture and Engineering, e-mail: fabrichnayaka@gmail.com

Shayakhmetova Regina Maratovna, architect of ООО "DominantProekt", Kazan, Russia, e-mail: r.shaiakhmetova96@gmail.com

Для цитирования:

Фабричная К.А. К вопросу использования внутреннего анкера для обеспечения устойчивости стен при реконструкции / К.А. Фабричная, Р.М. Шаяхметова // Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020: материалы V Междунар. (XI Всерос.) конф. – Чебоксары, 2020. – С. 314–321.

Fabrichnaya K.A. To the question of using an internal anchor to ensure the stability of walls during reconstruction / К.А. Фабричная, Р.М. Шаяхметова // Construction and development: life cycle – 2020: materials of the V International (XI All-Russian) conference. – Cheboksary, 2020. – P. 314–321.

ГЕОТЕХНИКА, ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ И РЕКОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

УДК 624.15

ВЫТРАМБОВАННЫЙ ШПАЛЬНЫЙ ФУНДАМЕНТ

Глушков А.В.

Поволжский государственный
технологический университет
Йошкар-Ола, Россия

Глушков В.Е.

Поволжский государственный
технологический университет
Йошкар-Ола, Россия

Глушков И.В.

Пермский национальный исследовательский
политехнический университет
г. Пермь, Россия

Аннотация: представлены результаты исследований взаимодействия вытрамбованных шпальных фундаментов с основанием. Описана технология устройства вытрамбованных шпальных фундаментов. Выявлены особенности развития зоны деформации основания с ростом нагрузки. Статья предназначена для специалистов в области механики грунтов, фундаментостроения и геотехники.

Ключевые слова: вытрамбованный целевой фундамент, напряженно-деформированное состояние основания, геотехника, метод конечных элементов.

TAMPED SLEEPER FOUNDATIONS

Abstract: the research results on the interaction of tamped sleeper foundations with the basis are presented. The arrangement technology of tamped sleeper foundations is described. Features of the development of the base deformation zone with increasing load are revealed. This article is intended for specialists in the field of soil mechanics, foundation engineering, and geotechnics.

Keywords: tamped slotted foundation, stress-strain state of the foundation, geotechnics, finite element method.

В современных условиях наблюдается тенденция увеличения нагрузок на грунтовые основания фундаментов зданий и сооружений. В этом случае одним из способов увеличения несущей способности и уменьшения деформаций основания является использование вытрамбованных шпальных фундаментов. Совместное деформирование системы «вытрамбован-

ный шпальный фундамент – грунтовое основание» с учетом перераспределения усилий в процессе приложения нагрузки не изучено. Отмечается отсутствие нормативных документов по расчету вытрамбованных шпальных фундаментов с учетом образования «арочного эффекта» в грунтовом основании [1].

Экспериментальные исследования совместной прерывисто-шпальных фундаментов с основанием выполнены В.Н. Голубковым и Ю.Ф. Тугаенко. В результате проведенных исследований установлено, что под подошвой шпальных фундаментов образуются зоны деформаций. Объем V_a и глубина H_a активной зоны деформирования основания под подошвой шпальных фундаментов меньше, чем под эквивалентными фундаментами со сплошной подошвой (рис. 1).

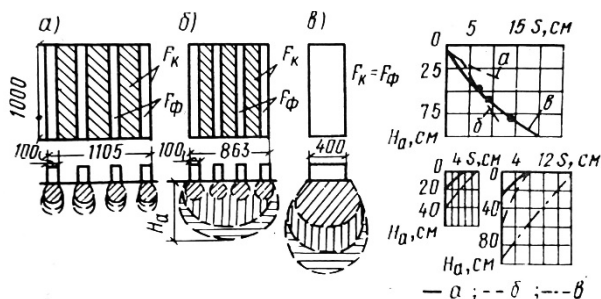


Рис.1. Опытные данные развития зон деформации основания со шпальными и сплошными фундаментами: *a* – отсутствие взаимного влияния; *b* – при наличии взаимного влияния; *v* – сплошной фундамент

Для исключения взаимного соседних шпальных фундаментов, установлены оптимальные расстояния между отдельными шпалами, под каждым фундаментом формируется отдельная зона деформации (рис. 1а). С ростом нагрузки самостоятельные зоны деформации объединяются в общую зону деформации (рис. 1б).

Совершенствование конструкции шпального фундамента – придание ей формы вытрамбованного клина, позволило существенно улучшить условия совместной работы вытрамбованного шпального фундамента с основанием. Вытрамбованный котлован выполняется в грунте природного сложения с использованием металлического инвентарного пробойника, погружаемого ударным способом при помощи дизель-молота. Вытрамбованные котлованы расположены поперек оси здания с шагом *a* между осями смежных шпальных фундаментов (рис. 2).

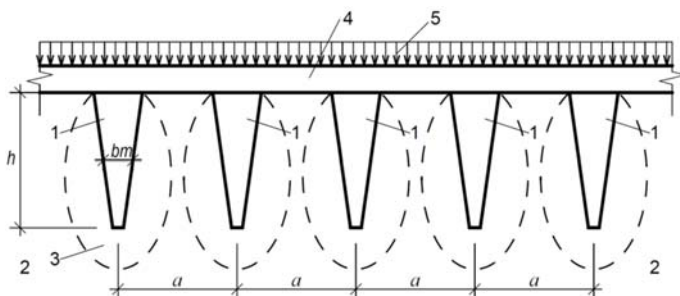


Рис. 2. Ленточный вытрамбованный шпальный фундамент

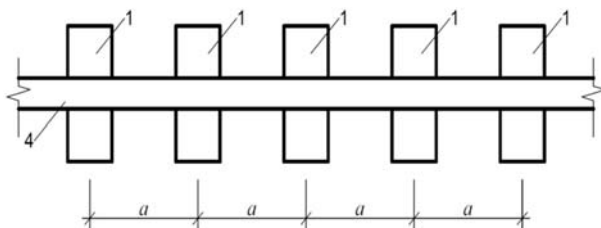


Рис. 3. Ленточный вытрамбованный шпальный фундамент (вид сверху)

В проектом положении вытрамбованные шпальные фундаменты работают в распор по принципу клина.

При вытрамбовывании котлована вокруг боковых граней и острия вытрамбованного фундамента создается уплотненная зона с повышенными прочностными и деформационными характеристиками (рис. 2).

Процесс вытрамбовывания сопровождается уплотнением грунта с формированием уплотненной зоны вокруг боковых стенок и ниже плоскости острия металлического пробойника, связанной с созданием новой структуры грунта и уменьшением значения коэффициента пористости e .

При вытрамбовывании котлована образуется уплотненная зона, имеющая форму эллипса, в пределах которой повышается плотность грунта, улучшаются прочностные и деформационные свойства. Контроль плотности грунта в основании при устройстве фундамента неглубокого заложения определяется по расчетному сопротивлению грунта прониканию в него наконечника микропенетromетра.

Толщина уплотненного слоя под отдельным фундаментом в вытрамбованном котловане составляет (1,6–2,2) b_m ниже плоскости острия, ширина уплотненной зоны составляет соответственно (2,2–2,6) b_m , где b_m – диаметр вытрамбованного котлована в среднем по глубине сечения. Плотность уплотненного грунта на глубине 20–30 см от дна вытрамбованного котлована составляет $\rho_d = 1,70–1,75$ г/см³ при степени влажности уплотненного грунта $S_r = 0,6–0,7$, и $\rho_d > 1,75$ г/см³ при $S_r < 0,6$.

В уплотненном массиве после вытрамбовывания котлованов в основании удельное сцепление грунта c увеличивается в 5–7 раз, модуль деформации E_0 возрастает в 2–5 раз. За нижнюю границу уплотненной зоны

принимается глубина, на которой плотность сухого грунта достигает значения, обычно равного $\rho_d = 1,60 \text{ г/см}^3$.

После бетонирования вытрамбованных котлованов вдоль оси здания выполняется монолитный железобетонный ростверк (ранд-балка), на которую передается нагрузка от вышележащих конструкций здания. При действии нагрузки на фундамент, нагрузка передается через монолитный железобетонный ростверк на вытрамбованный шпальный фундамент сначала на уплотненную зону, а затем на грунты природного сложения (рис. 2, 3).

Вытрамбованный шпальный фундамент работает следующим образом. При шаге $a \geq 3b_m$ развиваются самостоятельные зоны деформаций в основании вытрамбованного шпального фундамента. Осадки обусловлены работой отдельного вытрамбованного фундамента (рис. 8). Для оптимизации величины a (расстояния между осями вытрамбованных шпальных фундаментов) проведены расчеты методом конечных элементов с использованием геотехнического комплекса Plaxis (пространственная упругопластическая задача) с одновременным учетом прочностных и деформационных свойств основания. В качестве условия текучести при решении задачи было принято условие предельного равновесия Мора-Кулона. Расчетная схема основания учитывала образование зоны уплотнения при вытрамбовывании котлована (рис. 4).

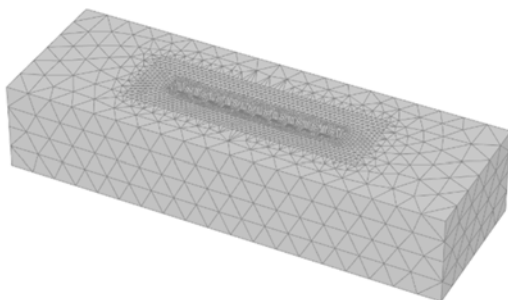


Рис. 4. Расчетная схема метода конечных элементов (пространственная упругопластическая задача)



Рис. 5. Взаимодействие ленточного вытрамбованного шпального фундамента с основанием

Учет собственного веса грунта проводился в виде начальных напряжений, деформированное состояние основания определялось только от внешней нагрузки на фундамент. Расчетная область основания принималась размерами $60,0 \times 20,0 \times 12,0 \text{ м}$ (рис. 4, 5).

Результаты теоретических исследований несущей способности вытрамбованных шпальных фундаментов приведены на рис. 6–8.

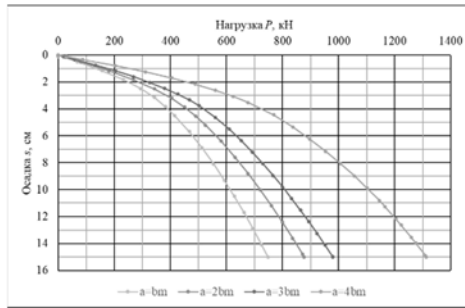


Рис. 6. Зависимость осадки от нагрузки $s = f(P)$ вытрамбованного шпального фундамента при шаге $a = b_m, a = 2b_m, a = 3b_m, a = 4b_m$

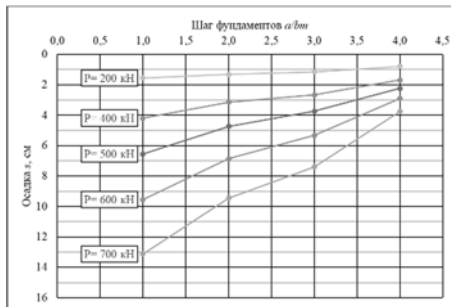


Рис. 7. Зависимость осадки от шага $s = f(a/b_m)$ вытрамбованного шпального фундамента

В проектном положении вытрамбованные шпальные фундаменты работают в распор по принципу клина, расположенного в основании. Для того, чтобы зоны деформации не влияли на осадку и несущую способность фундамента, предлагается оптимальный шаг между осями отдельных фундаментов. При малом шаге a развиваются взаимно влияющие зоны деформации, приводящие к увеличению осадки и снижению несущей способности вытрамбованного шпального фундамента. При увеличении шага $a \geq 3b_m$, объем зоны деформации формируется в основании каждого вытрамбованного фундамента, уменьшается взаимное влияние фундаментов и снижаются осадки (рис. 7, 8).

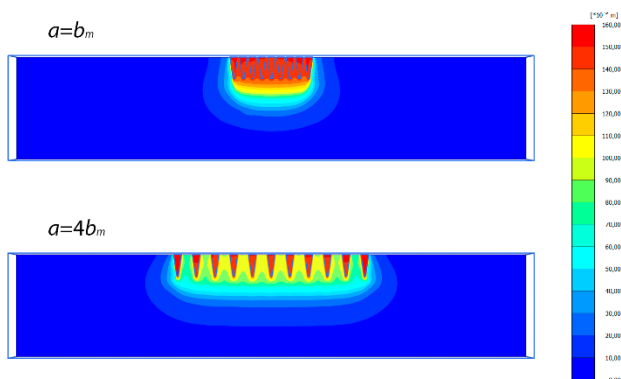


Рис. 8. Изолинии вертикальных перемещений u_z в основании вытрамбованного шпального фундамента при $a = b_m$ и $a = 4b_m$

Использование вытрамбованных шпальных фундаментов позволяет снизить материалоемкость нулевого цикла в 1,5–2,0 раза, уменьшить объем земляных и опалубочных работ. Удельная несущая способность фундаментов в вытрамбованных котлованах составляет 820–1100 кН/м³ – существенно выше традиционных конструкций фундаментов.

Использование решений нелинейной механики грунтов позволяет оценить напряженно-деформированное состояние оснований вытрамбованных фундаментов в большом диапазоне изменения нагрузок вплоть до предельных. Для практического применения предложен инженерный метод, позволяющий определить оптимальный шаг вытрамбованного шпального фундамента с учетом прочностных и деформационных свойств грунта.

Список литературы:

1. СП 24.13330.2011. Свайные фундаменты. – М.: Минрегион России, 2011.
2. Фидаров М.И. Проектирование и возведение прерывистых фундаментов. – М.: Стройиздат, 1986. – 229 с.
3. Прогноз осадок свайных фундаментов / А.А. Бартоломей, И.М. Омельчак, Б.С. Юшков. – М.: Стройиздат, 1994. – 384 с.
4. Сваи и свайные фундаменты: конструкции, проектирование и технологии / Р.А. Мангушев, А.Л. Готман, В.В. Знаменский [и др.]. – М.: АСВ, 2015. – 311 с.
5. Голубков В.Н. Шпальные и клиновидно-шпальные забивные фундаменты / В.Н. Голубков, Ю.Ф. Тугаенко, Л.И. Колесников [и др.]. – Киев: Будівельник, 1976.
6. Голубков В.Н. Новые фундаменты на стройках Одессы. – Одесса, 1976.

Глушков Алексей Вячеславович, канд. техн. наук, доцент каф. строительных конструкций и водоснабжения Поволжского ГТУ; e-mail: 256289@list.ru

Глушков Вячеслав Евгеньевич, канд. техн. наук, доцент каф. строительных конструкций и водоснабжения Поволжского ГТУ; e-mail: 256289@mail.ru

Глушков Илья Вячеславович, канд. техн. наук, доцент каф. автомобильных дорог и мостов ПНИПУ; e-mail: givperm@mail.ru

Glushkov Alexey Vyacheslavovich, Candidate of Engineering Sciences, Associate Professor of the Department of Building Structures and Water, Volga State University of Technology; e-mail: glushkovav@volgatech.net

Glushkov Vyacheslav Evgenyevich, Candidate of Engineering Sciences, Associate Professor of the Department of Building Structures and Water Supply, Volga State University of Technology; e-mail: 256289@mail.ru

Glushkov Ilya Vyacheslavovich, Candidate of Engineering Sciences, Associate Professor of the Department of Highways and Bridges, Perm National Research Polytechnic University; e-mail: givperm@mail.ru

Для цитирования:

Глушков А.В. Вытрамбованный шпальный фундамент / А.В. Глушков, В.Е. Глушков, И.В. Глушков // Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020: материалы V Международ. (XI Всерос.) конф. – Чебоксары, 2020. – С. 322–328.

Glushkov A.V. Tamped sleeper foundations / A.V. Glushkov, V.E. Glushkov, I.V. Glushkov // Construction and development: life cycle – 2020: materials of the V International (XI All-Russian) conference. – Cheboксary, 2020. – P. 322–328.

УДК 691.7

ЕЩЕ О ВОЗМОЖНОСТЯХ БУРОИНЪЕКЦИОННОЙ СВАИ ЭРТ

Соколов Н.С.

ФГБОУ ВО «Чувашский государственный
университет им. И.Н. Ульянова»

г. Чебоксары, Россия

ООО «Научно-производственная

фирма «ФОРСТ»

г. Чебоксары, Россия

***Аннотация:** проблема повышения несущей способности основания находится всегда является актуальной проблемой в современном геотехническом строительстве. При существенных нагрузках, передаваемых на основание использование традиционных технологий не всегда оправданно. Часто возникает настоятельная необходимость применения нестандартных способов усиления оснований. Во многих случаях геотехническая ситуация усугубляется наличием в инженерно-геологических разрезах слабых подстилающих слоев с неустойчивыми физико-механическими характеристиками. При усилении таких оснований с помощью традиционных свай последние могут получить негативное трение, существенно уменьшающее их несущую способность по грунту, достигающие иногда до нулевых значений. Это может привести к дополнительным осадкам возводимого и возведенных в зоне геотехнического влияния объектов. Использование свай ЭРТ в большинстве случаев успешно решает многие сложные геотехнические проблемы.*

***Ключевые слова:** геотехническое строительство, грунтобетонная свая, электроразрядная технология, буроинъекционная свая ЭРТ, промежуточные уширения (подпятники), «уходы».*

MORE ABOUT THE POSSIBILITIES OF THE ERT INJECTION PILES

Abstract: *the problem of increasing the bearing capacity of the foundation is always an urgent problem in modern geotechnical construction. With significant loads transferred to the base, the use of traditional technologies is not always justified. There is often an urgent need to use non-standard methods of strengthening the bases. In many cases, the geotechnical situation is aggravated by the presence of weak underlying layers with unstable physical and mechanical characteristics in the engineering and geological sections. When reinforcing such foundations with traditional piles, the latter can receive negative friction, which significantly reduces their bearing capacity on the ground, sometimes reaching zero values. This can lead to additional precipitation of objects being erected and erected in the zone of geotechnical influence. The use of ERT piles in most cases successfully solves many complex geotechnical problems.*

Keywords: *geotechnical construction, soil-concrete pile, electric discharge technology, ERT bore-injection pile, intermediate broadenings (thrust bearings), «exit».*

Электроразрядная технология, обладая рядом технических и технологических преимуществ [1–29] широко используется в геотехнической практике устройства буринъекционных свай ЭРТ в свайных полях, свай усиления оснований и фундаментов, закрепления оснований фундаментов, склонов, при устройстве нагелей и т.д. Технологическим преимуществом ее является взрывообразное преобразование электрической энергии в механическую. При этом плотность энергии электрогидравлического удара достигает до 150 Дж/м^3 в течение очень короткого времени (долей микросекунд). Электрогидравлический удар на грунт стенок скважины, заполненной мелкозернистым бетоном, соответствует статической нагрузке на него до 200,0 кПа. В результате воздействия таких высоких давлений и температуры в грунте образуется полость за счет сил гравитации, которая заполняется мелкозернистым бетоном. Тем самым возникает уширение на конкретном участке по высоте сваи ЭРТ. Это уширение далее назовем «подпятником» [17–29]. Таким образом возникает дополнительная опора, статически работающая совместно со свай ЭРТ по нижней поверхности уширения и увеличивающая несущую способность сваи ЭРТ по грунту. Геометрические параметры формы уширения в первом приближении можно принять за сферу. Параметры сферы такие, как диаметр и ее высота h зависят от энергии электрогидравлического удара, пористости, влажности и вида обрабатываемого грунта. Диаметр уширения D возможно определить по величине максимального понижения уровня мелкозернистого бетона в скважине, как говорят геотехники по «уходам». Следует, конечно, отметить, что величины «уходов» во время электрогидравлической обработки (именно поэтому при устройстве свай ЭРТ уровень мелкозернистого бетона всегда следует держать на отметке поверхности земли) и с течением времени существенно разнятся. «Уходы» во времени до начала твердения бетона могут составить от нескольких см до нескольких метров. Прежде всего такие большие понижения связаны со спецификой грунта как пористого материала. Эти вертикальные перемены мелкозернистого бетона дополнительно увеличиваются за счет электроосмотического всасывания цементного молока в его структуру грунта.

Следует сказать, что при максимальных объемах всасывания цементного молока в поры грунта, несущая способность свай ЭРТ повысилась бы многократно благодаря задействованию прочностных характеристик массива грунта, таких как удельное сцепление и угол внутреннего трения, в совместную работу со свайей. Но этому процессу препятствует то обстоятельство, что при замешивании мелкозернистого бетона и электрогидравлической обработке происходит его намагничивание, что способствует образованию цементных коллоидов. В то же время их размеры многократно превосходят размеры пор грунта. К сожалению, пока нет технологии, воспрепятствующей комкованию цементного молока. Это возможно только при размагничивании биполей воды в бетоне.

Необходимо обратить внимание еще на один аспект, связанный с возможным увеличением несущей способности оснований, усиленных буровыми сваями. В среде проектировщиков устоялась мнение том, что чем больше диаметр буровой сваи, тем больше ее несущая способность по грунту. Да это так. Но критерием оценки несущей способности F_d по грунту на наш взгляд должны служить не диаметр и длина сваи, а «удельная несущая способность по грунту», т.е. несущая способность одного кубического метра буровой сваи, а также «удельная расчетная нагрузка», т.е. расчетная нагрузка одного кубического метра буровой сваи. При таком подходе анализируя результаты расчетов несущей способности для свай ЭРТ и бурунабивных свай разных диаметров можно сделать вывод о том, что с увеличением диаметра буровых свай удельная несущая способность снижается, приближаясь к некоторой асимптоте. В то же время наиболее оптимальным по удельным характеристикам являются «микросваи», т.е. сваи ЭРТ, изготавливаемые по электроразрядным технологиям. Это наглядно демонстрируют ниже приведенные расчеты, приведенные в табл. 1 и рис. 1.

Таблица 1

№ п.п.	Тип сваи	Позиция	Несущая способность, кН	Расчетная нагрузка	Примечания	Объем сваи, м ³	Удельная несущая способность, кН/м ³	Удельная расчетная нагрузка, кН/м ³
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	Бурунабивная свая Ø600 Λ = 0,28 м ²	1	2330,0	1665,0	Бурунабивная свая в обсадных трубах	5,6	416,0	297,3
		2	2300,0	1640,0		5,6	410,7	293,0
		3	2465,0	1760,0		5,6	440,2	314,3
2	Бурунабивная свая Ø800 Λ = 0,50 м ²	1	3760,0	2685,0		10,0	376,0	268,5
		2	3725,0	2660,0		10,0	372,5	266,0
		3	3935,0	2810,0		10,0	393,5	281,0

Окончание таблицы 1

1	2	3	4	5	6	7	8	9
3	Буронабивная свая Ø1000 $\Lambda = 0,79 \text{ м}^2$	1	5540,0	3960,0		15,7	352,9	252,2
		2	5500,0	3930,0		15,7	350,3	250,3
		3	5770,0	4120,0		15,7	367,5	263,4
4	Буронабивная свая Ø2000 $\Lambda = 6,28 \text{ м}^2$	1	19400,0	13860,0		125,6	154,4	110,3
		2	19850,0	14180,0		125,6	158,0	112,9
		3	19860,0	14200,0		125,6	158,2	113,0
5	Буринъекционные сваи ЭРТ Ø350 $\Lambda = 0,10 \text{ м}^2$	4	1515,0	1080,0	Буринъекционная свая ЭРТ без уширений	2,0	757,5	540,0
		5	1680,0	1200,0	Буринъекционная свая ЭРТ с уширениями под пятой	2,0	840,0	600,0
		6	1880,0	1340,0	Буринъекционная свая ЭРТ с уширениями под пятой и вдоль ствола	2,0	940,0	670,0
		7	1930,0	1380,0	Буринъекционная свая ЭРТ с уширениями под пятой и двумя уширениями вдоль ствола сваи	2,0	965,0	690,0

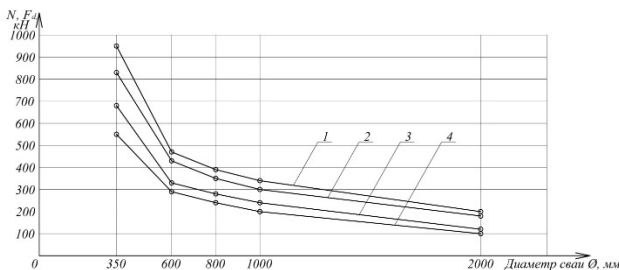


Рис. 1. Графики зависимости $f(\varnothing, \overline{N})$ и $f(\varnothing, \overline{F_d})$, где $\overline{F_d}$ – удельная несущая способность [кН], \overline{N} – удельная расчетная нагрузка [кН];
1 и 2 – графики $f(\varnothing, \overline{F_d})$; 3 и 4 – графики $f(\varnothing, \overline{N})$

Примечания: 350 – диаметр сваи ЭРТ; 600, 800, 1000, 2000 – диаметры буронабивных свай [мм].

Список литературы:

1. Cai, F., Ugal, K. 2000. Numerical analysis of the stability of a slope reinforced with piles. Soils and Foundations 40 (1): 7384.
2. Hassiotis, S, Chamcau, J.L., Gunaratne, M. 1997. Design method for stabilisation of slopes with piles. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 123 (4). 314–323.

3. Lee, J.H., Salgado, R. 1999. Detervation of pile base resistance in sands. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 125 (8). 673–683.
4. Mandolini, A., Russo, G., Veggiani, C. 2005. Pile foundations: experimntnal investigations, analisis and design. *Ground Engineering* 38 (9): 34–38.
5. Ilichev V.A., Mangushev R.A., Nikiforova N.S. Opyt osvoeniya podzemnogo prostranstva rossijskikh megapolisov [Experience Of Development Of Russian Megacities Underground Space]. *Osnovaniya, fundamenti i mekhanika gruntov* [Soil Mechanics and Foundation Engineering]. – 2012. – №2. – P. 17–20.
6. Ulickij V.M., Shashkin A.G., Shashkin K.G. Geotekhnicheskoe soprovozhdenie razvitiya gorodov [Geotechnical Support of Urban Development]. – St. Petersburg, Georeconstruction Publ., 2010. – 551 p.
7. Ilichev V.A. Deformations of the Retaining Structures Upon Deep Excavations in Moscow / V.A. Ilyichev, P.A. Konovalov, N.S. Nikiforova [et al.] // *Proc. Of Fifth Int. Conf on Case Histories in Geotechnical Engineering*, April 3–17. – New York, 2004. – P. 5–24.
8. Ilyichev V.A. Computing the evaluation of deformations of the buildings located near deep foundation tranches / V.A. Ilyichev, N.S. Nikiforova, E.B. Koreneva // *Proc. of the XVth European conf. on soil mechanics and geotechnical engineering*. Madrid, Spain, 24–27th September 2007 «Geo-technical Engineering in urban Environments»... Vol. 2. – P. 581–585.
9. Nikiforova N.S. Geotechnical cut-off diaphragms for built-up area protection in urban underground development / N.S. Nikiforova, D.A. Vnukov // *The pros, of the 7th Int. Symp. «Geotechnical aspects of underground construction in soft ground»*, 16–18 May, 2011, tc28 IS Roma, AGI, 2011, №157NIK.
10. Nikiforova N.S. The use of cut off of different types as a protection measure for existing buildings at the nearby underground pipelines installation / N.S. Nikiforova, D.A. Vnukov // *Proc. of Int. Geotech. Conf. dedicated to the Year of Russia in Kazakhstan*. Almaty, Kazakhstan, 23–25 September 2004. – P. 338–342.
11. Petrukhin V.P. Effect of geotechnical work on settlement of surrounding buildings at underground construction / V.P. Petrukhin, O.A. Shuljatjev, O.A. Mozgacheva // *Proceedings of the 13th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. – Prague, 2003.
12. Triantafyllidis, Th. Impact of diaphragm wall construction on the stress state in soft ground and serviceability of adjacent foundations. / Th. Triantafyllidis, R. Schafer // *Proceedings of the 14th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Madrid, Spain, 22–27 September 2007. Vol. – P. 683-688.
13. Sokolov N.S. Ground Ancher Produced by Elektric Discharge Technology, as Reinforced Concrete Structure// *Key Enginiring Materials*. 2018. – P. 76–81.
14. Sokolov N.S. Use of the Piles of Effective Type in Geotechnical Construction // *Key Enginiring Materials*. – 2018. – P. 70–74.
15. Sokolov N.S. One of Geotechnological Technologies for Ensuring the Stability of the Boiler of the Pit // *Key Enginiring Materials*. – 2018. – P. 56–69.
16. Sokolov N.S. Regulated injection pile-electric discharge technology with multiple pile enlargements posed as an underground reinforced concrete structure with a controlled load capacity // 18 international multidisciplinary scientific GeoConference SGEM 2018 Albena Resort SPA Bulgaria. 2018. – P. 601–608. База данных Web of Science.
17. Sokolov N.S. One of the geotechnical technologies to strengthen the foundation base in constraint environment in the addition of 4 floors//18 international multidisciplinary scientific GeoConference SGEM 2018 Albena Resort SPA Bulgaria. 2018. P. 513–522. База данных Web of Science.
18. Sokolov N.S., Viktorova S.S. Method of aligning the turches of objects large-sized foundations and increased loads on them // *Key Enginiring Materials*. – 2018. – P. 1–11.
19. Sokolov N.S., Sokolov A.N., Sokolov S.N., Glushkov V.E., Glushkov A.E. Raschyot buroinyekcyonnikh svai povishennoy nesushey sposobnosti [Calculation of Increased Bearing Capacity Bored Piles]. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. – 2017. – №11. – P. 20–26.

20. Sokolov N.S. Fundament povyshennoy nesushey sposobnosti s ispolzovaniyem buroinyekcionnikh svai ERT s mnogomestnymi ushirenyami [The Foundation of Increased Bearing Capacity Employing Bored Electric Discharge (ЭРТ) Piles with Multi-seat Broadening]. Zhilishchnoe Stroitel'stvo [Housing Construction]. – 2017. – №09. – P. 25–29.

21. Nikolay Sokolov, Sergey Ezhov, Svetlana Ezhova. Preserving the natural landscape on the construction site for sustainable ecosystem // Journal of applied.

22. Sokolov N.S. Ground Ancher Produced by Electric Discharge Technology, as Reinforced Concrete Structure // Key Engineering Materials. – 2018. – P. 76–81.

23. Sokolov N.S. Use of the Piles of Effective Type in Geotechnical Construction // Key Engineering Materials. – 2018. – P. 70–74.

24. Sokolov N.S. One of Geotechnological Technologies for Ensuring the Stability of the Boiler of the Pit // Key Engineering Materials. – 2018. – P. 56–69.

25. Sokolov N.S. Regulated injection pile-electric discharge technology with multiple pile enlargements posed as an underground reinforced concrete structure with a controlled load capacity// 18 international multidisciplinary scientific GeoConference SGEM 2018 Albena Resort SPA Bulgaria. 2018. – P. 601–608. Database Web of Science.

26. Sokolov N.S. One of the geotechnical technologies to strengthen the foundation base in constraint environment in the addition of 4 floors//18 international multidisciplinary scientific GeoConference SGEM 2018 Albena Resort SPA Bulgaria. 2018. – P. 513–522. База данных Web of Science.

27. Sokolov N.S., Viktorova S.S. Method of aligning the turches of objects targe-sized foundations and increased loads on them // Key Engineering Materials. – 2018. – P. 1–11.

28. Nikolay Sokolov. Electroimpulse Device for Manufacture of Continuous Flight Augering Piles // Current Trends in Civil and Structural Engineering. August 2020.

29. Nikolay Sokolov. Approach to Increasing the Carrying Capacity of the Pile Base //Current Trends in Civil and Structural Engineering. August 2020.

Соколов Николай Сергеевич, канд. техн. наук, заведующий кафедрой, доцент кафедры «Строительных технологий, геотехники и экономики строительства», строительного факультета ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет им. И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, Россия. Директор ООО НПФ «ФОРСТ», г. Чебоксары, Россия, e-mail: ns_sokolov@mail.ru

Sokolov Nikolay Sergeevich, Ph.D. Sci., Head of the Department, Associate Professor of the Department of "Building Technologies, Geotechnics and Construction Economics", Faculty of Civil Engineering "Chuvash State University named after I.N. Ulyanova", Cheboksary, Russia. Director of NPF FORST, Cheboksary, Russia, e-mail: ns_sokolov@mail.ru

Для цитирования:

Соколов Н.С. Еще о возможностях буруинъекционной свай ЭРТ / Н.С. Соколов // Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020: материалы V Междунар. (XI Всерос.) конф. – Чебоксары, 2020. – С. 328–333.

Citation:

Sokolov N.S. More about the possibilities of the ERT injection piles / N.S. Sokolov // Construction and development: life cycle – 2020: materials of the V International (XI All-Russian) conference. – Cheboksary, 2020. – P. 328–333.

УДК 691.7

ОПТИМАЛЬНЫЙ ТИП ЗАГЛУБЛЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ В ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТАХ

Соколов Н.С.

ФГБОУ ВО «Чувашский государственный
университет им. И.Н. Ульянова»
г. Чебоксары, Россия
ООО «Научно-производственная
фирма «ФОРСТ»
г. Чебоксары, Россия

Аннотация: надежность эксплуатации построенных зданий и сооружений зависит от рационально принятых типов фундаментов. Для случаев наличия в основании структурно-неустойчивых инженерно-геологических элементов (ИГЭ) к проектированию и строительству фундаментов предъявляются повышенные требования. Для оснований, сложенных из просадочных грунтов естественного залегания, основными ухудшающими показателями является коэффициент относительной просадочности ε_{se} и начальное просадочное давление P_{se} . Пренебрежение влиянием этих показателей в большинстве случаев приводит к ухудшению надежной эксплуатации возведенных объектов. В рассматриваемой статье приводится случай из геотехнической практики, когда благодаря своевременно обнаруженной ошибке неучёта просадочных характеристик смогли избежать аварийной ситуации возводимого объекта.

Ключевые слова: коэффициент относительной просадочности ε_{se} , начальное просадочное давление P_{se} , электроразрядная технология ЭРТ, буроинъекционные сваи ЭРТ.

OPTIMUM TYPE OF DEPTH CONSTRUCTIONS IN INSULATED SOILS

Abstract: the operational reliability of the constructed buildings and structures depends on rationally accepted types of foundations. For cases of the presence of structurally unstable engineering-geological elements (IGE) in the foundation, increased requirements are imposed on the design and construction of foundations. For foundations composed of subsidence soils of natural occurrence, the main deteriorating indicators are the coefficient of relative subsidence ε_{se} and the initial subsidence pressure P_{se} . The neglect of the influence of these indicators in most cases leads to a deterioration in the reliable operation of the erected objects. In the article under consideration, a case from geotechnical practice is given, when, thanks to a timely detected error of not taking into account subsidence characteristics, they were able to avoid an emergency situation of the facility being built.

Keywords: coefficient of relative subsidence ε_{se} , initial subsidence pressure P_{se} , electric discharge technology ERT, drill injection piles ERT.

Строительство объектов на структурно неустойчивых основаниях требует от проектировщиков, геотехников и строителей особого подхода при назначении типа заглубленных конструкций. Наиболее востребованными в

современном геотехническом строительстве являются сваи, погружаемые в грунт в готовом виде или буровые сваи [1–6]. Исследованиями [7–15] доказано, что наиболее оптимальными являются для них такая характеристика, как удельная несущая способность q которая характеризует несущую способность сваи на единицу ее объема:

$$\bar{q} = \frac{F_d}{V} \quad (1)$$

или удельная расчетная нагрузка \bar{q}' характеризующая расчетную нагрузку на единицу ее объема:

$$\bar{q}' = \frac{N}{V} \quad (2)$$

По этому показателю буроинъекционные сваи ЭРТ возглавляют всю линейку буровых свай.

В рассматриваемой работе рассмотрен случай из практики строительства многоэтажного жилого дома на основании с просадочными грунтами первого типа.

Инженерно-геологическое строение участка строительства характеризуется распространением четвертичного покрова различного генезиса (*tIV*, *dIII-IV*, *prIII*, *pdII-III*) мощностью до 15,2 м на верхнепермских песчано-глинистых породах татарского яруса (P₃t). Сводный краткий инженерно-геологический разрез до глубины изучения 25,0 м (абс. отм. 116,9 м) приведен ниже в табл. 1.

Таблица 1

Стратигр. индекс	№ ИГЭ	Описание	Характер залегания	Мощность, м
tIV	1	Техногенный грунт: суглинок коричневый, буровато-коричневый, перемеятый с почвенным слоем и редким включением строительного материала (песок, щебень), полутвердый и тугопластичный.	Локальное	0,5–1,2 м
dIII-IV	2	Суглинок тяжелый, коричневый, с налетом алевритистой пыли по трещинам, с редкими гумусовыми разводами, преимущественно полутвердый, участками до тугопластичной консистенции	Площадное	0,6–2,0 м
prIII	3	Суглинок легкий, переходящий в супесь, коричневый, желтоватокоричневый, макропористый, просадочный, неяснослоистый, твердой консистенции	Площадное	2,6–10,4
prIII	4	Суглинок легкий, коричневый, желтовато-коричневый, неяснослоистый, локально просадочный, слабожелезненный, преимущественно тугопластичной консистенции, участками до мягкопластичной	Локальное, на участках поз. 1,3	0,8–7,5 м

1	2	3	4	5
pdII –III	5	Суглинок легкий, серовато-коричневый, серый, зеленовато-серый, с гнездами гумуса и ожелезнения, в подошве – часто песчанистый, с включением щебня коренных пород до 5%, тугопластичной консистенции	Площадное, в подошве лессовидных суглинков	1,1–5,3 м
P _{3t}	6	Песок полимиктовый, разноразмерный: от пылеватого до средней крупности, зеленовато-серый, коричневый, табачно-коричневый, глинистый, с тонкими прослойками глины, алеврита, песчаника мощностью 5–20 см, по степени влажности – маловлажный, ниже УПВ – насыщенный водой	Площадное	5,1–14,4 м
P _{3t}	7	Глина легкая, красновато-коричневая, красная, алевритистая, участками песчанистая, реже мергелистая, по трещинам омарганцованная, преимущественно твердой консистенции	Линзовидное и пластообразное	вскрытая мощность 0,2–3,0 м

Подробное литологическое описание пород представлено в геологолитологических колонках, а условия залегания – на инженерно-геологических разрезах. На рис. 1 приведен характерный инженерно-геологический разрез.

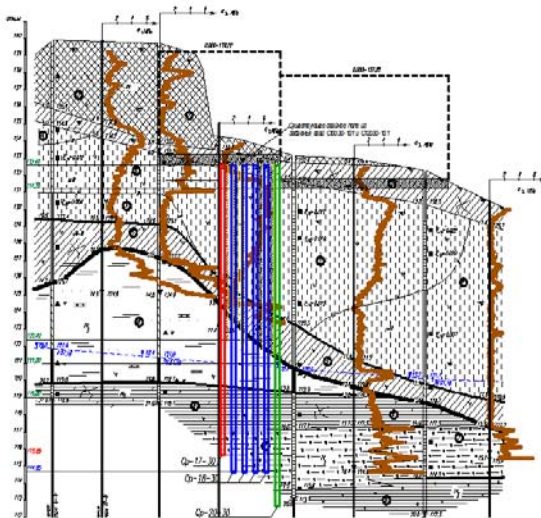


Рис. 1. Инженерно-геологический разрез с привязкой буронъекционных свай

Гидрогеологические условия рассматриваемого массива характеризуются сложившимися естественными благоприятными условиями дренирования, чему способствуют достаточные уклоны поверхности для поверхностного стока и прилегающая овражно-балочная сеть. Данный уровень подземных вод (УПВ) на условия строительства и эксплуатации не влияет. На период изысканий (октябрь 2017 г.) подземные воды установлены на глубине от 16,8 м до 22,6 м, в интервале отметок 121,1–122,7 м. Водоносный горизонт безнапорный. УПВ приурочен к верхнепермским песчаным образованиям P_{21} . Установившийся уровень соответствует появившемуся. Питание горизонта происходит за счет инфильтрации атмосферных осадков, а в будущем, за счет утечек из водонесущих коммуникаций. Разгрузка происходит в целом к северу – в сторону долины р. Волга и Шупашкарка, а также в ближайшие овраги и балки, примыкающие к площадке с северо-запада и юга, и являющиеся правыми притоками р. Шупашкарка. В будущем, после застройки микрорайона, территория потенциально подтопляемая в результате планируемого гражданского строительства, а также из-за повсеместного применения свайных фундаментов (барражный эффект). Техногенное подтопление будет развиваться в виде отдельных линз и куполов вокруг аварийных утечек из водонесущих коммуникаций. Соответственно инженерно-геологическому строению участка и литологическим особенностям грунтов, а также по данным лабораторных испытаний выделено 7 инженерно-геологических элементов (ИГЭ): 1) ИГЭ №1 – техногенный грунт: суглинок полутвердой и тугопластичной консистенции (tIV); 2) ИГЭ №2 – суглинок тяжелый полутвердый и тугопластичный (dIII-IV); 3) ИГЭ №3 – суглинок легкий, переходящий в супесь, лессовидный, твердой консистенции (pr III); 4) ИГЭ №4 – суглинок легкий, лессовидный, тугопластичный, до мягкопластичного (pr III); 5) ИГЭ №5 – суглинок легкий, тугопластичный (pdII-III); 6) ИГЭ №6 – песок разнородный, средней плотности, преимущественно маловлажный, в подошве – до насыщенного водой (P_{3t}); 7) ИГЭ №7 – глина легкая, алевритистая, с частыми прослойками и линзами (до 0,1 м) алеврита, преимущественно твердой консистенции (P_{3t}); С целью уточнения границ выделенных ИГЭ, оценки их пространственной однородности, для получения исходных данных к расчету возможных свайных фундаментов было выполнено статическое зондирование в 9 точках на глубину до 19,5 м. По результатам статического зондирования и графиков удельного сопротивления грунта под конусом зонда (q_3 , МПа) и удельного сопротивления грунта по боковой поверхности зонда (f_s , кПа). Значения удельного сопротивления (q_3), осредненные по выделенным ИГЭ, приведены в табл. 2.

Таблица 2

№ ИГЭ	Значения q_z , МПа				Нормативные значения характеристик грунтов по СП 11-105-97 «Инженерно-геологические изыскания для строительства»		
	Кол-во опр.	от	до	нормативные	E_0 , МПа	c , кПа	φ , град
2	91	0,1	2,4	0,9	6	17	19
3	471	0,5	8,8*	3,0**	21	23	21
4	195	0,1	3,0*	0,7**	5	14	16
5	149	0,4	4,1*	1,4	10	19	20
6	338	3,1	19,5*	8,6**	24	–	32
7	167***	1,1	8,3	2,6	18	38	19

Характеристики грунтов, полученные по результатам статического зондирования, соответствуют природному состоянию на период изысканий. Для обоснования оптимального типа заглубленных конструкций использованы забивные сваи *C 15.30-10.1* длиной 15 м (но опыты их погружения сваи длиной более 15 м не достигают проектных отметок) и *буринъекционные сваи ЭРТ CP-17-30, CP-18-30 и CP-20-30*. Согласно проведенным геотехническим расчетам в свайном поле запроектированы 644 сваи погружаемые забивкой общим погоняжом 9660,0 п/м (рис. 2) или 403 сваи ЭРТ общим погоняжом 7120 п/м (рис. 3).

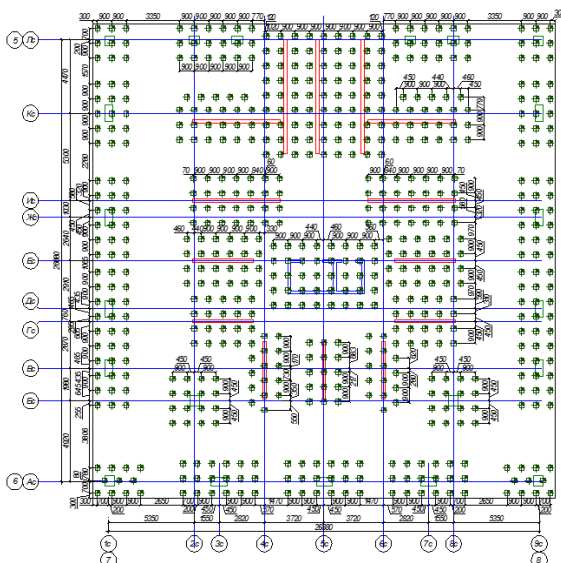


Рис. 2. Свайное поле из погружаемых забивкой свай *C 15.30-10.1*

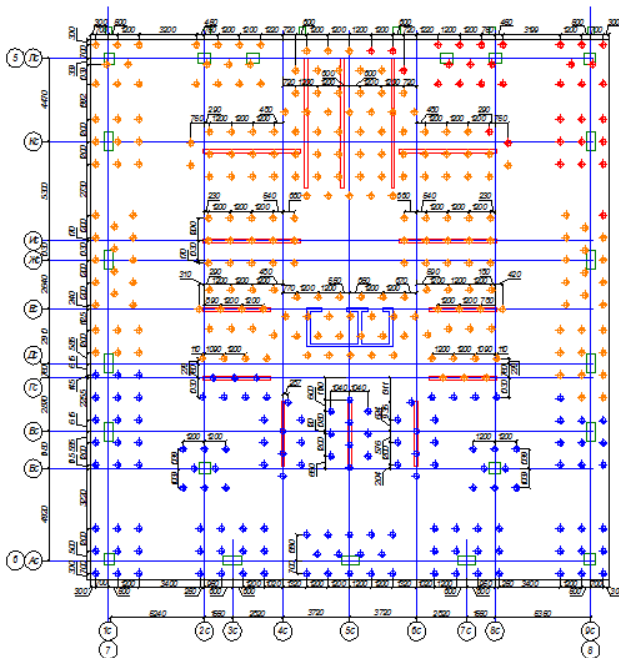
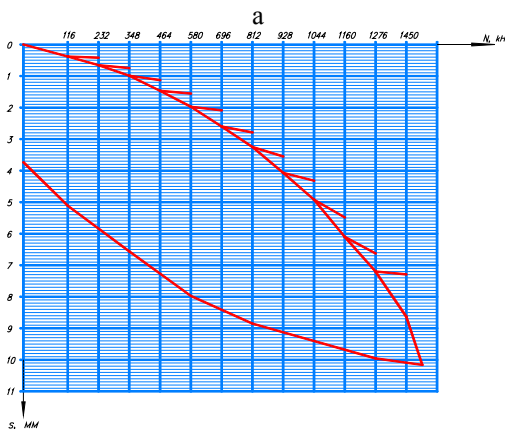
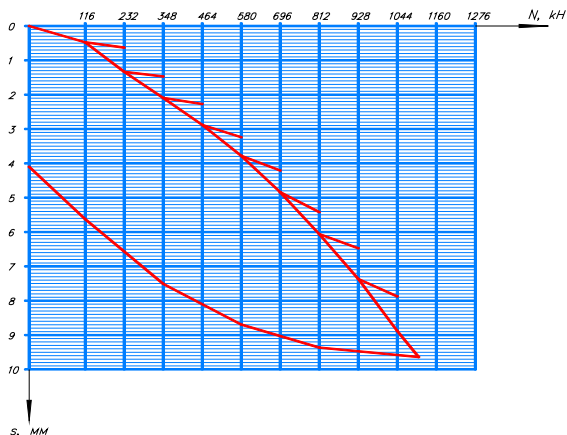


Рис. 3. Свайное поле из буронабивных свай ЭРТ

По технико-экономическим показателям стоимость свай ЭРТ оказалась дешевле забивных свай. В первую очередь это связано с тем, что в обоих вариантах отсутствуют буровые работы. В первом варианте они необходимы для устройства лидерных скважин для облегчения забивки свай, а во втором варианте бурение является обязательным элементом технологического цикла. Поэтому в качестве технически обоснованного варианта и экономически целесообразного варианта принято свайное поле из буронабивных свай ЭРТ длиной 17,0; 18,0; 20,0 метров. На объекте использован принцип интерактивного проектирования «проект – опытная площадка – реальный проект» [5]. Проведены статические испытания двух буронабивных свай на вертикальную вдавливающую нагрузку. Подготовка основания перед исследованиями проводилась согласно ГОСТ 5686-2012 «Грунты. Методы полевых испытаний сваями» по технологии для просадочных грунтов предварительное замачивание грунтов вокруг испытываемых свай. Следует отметить, что для минимизации негативного трения и для увеличения несущей способности свай ЭРТ свая №101 изготовлена с двумя уширениями, а свая №25 с тремя уширениями. В работах [4–15] доказано, что уширения увеличивают несущую способность буронабивных свай. При этом каждое уширение добавляет приращение в 20–30%.

Работы по испытанию двух свай ЭРТ №101, 25 статически вдавливающей возрастающей нагрузкой проводились в соответствии с ГОСТ 5686-

2012 «Грунты. Методы полевых испытаний сваями». Ступени нагрузок сообщались сваям гидравлическим домкратом ЦС200 Г160. Регистрация величин нагрузок осуществлялась с помощью образцового манометра в 1000 кгс/см^2 (10^5 кПа) с ценой деления 20 кгс/см^2 (2000 кПа). Наблюдения за вертикальными перемещениями буринъекционных свай-ЭРТ велись по двум индикаторам часового типа с точностью $0,005 \text{ мм}$ до условной стабилизации деформации. За критерий условной стабилизации деформации принимается скорость осадки сваи на данной ступени нагружения, не превышающую $0,1 \text{ мм}$ за последний час наблюдений. По результатам контрольных испытаний составлены графики зависимости осадки от нагрузки $S = f(P)$ (рис. 4а и 4б), графики изменения осадок во времени от отдельным ступеням нагрузок $S = f(t)$, таблицы результатов испытаний.



а

б

Рис. 4. Графики зависимости осадки сваи ЭРТ S от нагрузки N :
а – свая №101; б – свая №25

Предельное сопротивление F_u от вертикальной вдавливающей нагрузки принимается нагрузка, равная или менее осадки определенной по формуле:

$$S = \zeta \cdot S_{u,mt} \quad (3)$$

где $S_{u,mt}$ – предельное значение средней осадки фундамента проектируемого здания или сооружения, устанавливаемое по СП 22.3330.2011 «Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83 «Основания зданий и сооружений»; ζ – коэффициент перехода от предельного значения средней осадки фундамента здания или сооружения $S_{u,mt}$ к осадке сваи, полученной при статических испытаниях с условной стабилизацией (затуханием) осадки, равный 0,2.

Расчётная нагрузка на сваю определяется по формуле:

$$N = \frac{F_d}{\gamma_k} \quad (4)$$

где γ_k – коэффициент надёжности, равный 1,2 при статических испытаниях свай на вертикальную вдавливающую нагрузку. Ниже в табл. 3 приведены результаты исследований.

Таблица 3

Испытываемая свая	Наименование	Испытываемая свая №101	Испытываемая свая №25
Грунты, прорезаемые свайей		ИГЭ – 2 Суглинок тяжелый полутвердый тугопластичный;	ИГЭ – 2 Суглинок тяжелый полутвердый тугопластичный;
		ИГЭ – 3 Суглинок легкий, лессовичный, полутвердой консистенции;	ИГЭ – 3 Суглинок легкий, лессовичный, полутвердой консистенции;
		ИГЭ – 5 Суглинок легкий, тугопластичный;	ИГЭ – 5 Суглинок легкий, тугопластичный;
		ИГЭ – 8 Песок пылеватый средней плотности;	ИГЭ – 8 Песок пылеватый средней плотности;
		ИГЭ – 6 Глина легкая алевролитистая	ИГЭ – 6 Глина легкая алевролитистая
Грунты под нижним концом свай		ИГЭ – 7 Алевролит глинистый, твердый	ИГЭ – 7 Алевролит глинистый, твердый

Результаты исследований	Макс. нагрузка, кН	1044,0	1450,0
	Осадка при макс. нагрузке, мм	9,640	10,16
	Несущая способность, кН	1044,0	1276,0
	Осадка при несущей способности, мм	9,640	7,29
	Расчетная нагрузка, кН	870,0	1063,0
Проектная испытательная нагрузка, кН		900,0	900,0
Проектная расчетная нагрузка, кН		600,0	600,0
% увеличения несущей способности F_d		45%	77%
Количество уширений вдоль ствола свай		2	3

Заключение

В рассматриваемых сложных инженерно-геологических условиях при наличии просадочных грунтов первого типа значительной мощности на основании технико-экономического сравнения двух типов заглубленных конструкций наиболее эффективным оказались буроинъекционные сваи ЭРТ с множественными уширениями.

Список литературы:

1. Ильичев В.А. Опыт освоения подземного пространства российских мегаполисов / В.А. Ильичев, Р.А. Маггушев, Н.С. Никифорова // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2012. – №2. – С. 17–20.
2. Улицкий В.М. Геотехническое сопровождение развития городов / В.М. Улицкий, А.Г. Шашкин, К.Г. Шашкин. – СПб.: Геореконструкция, 2010. – 551 с.
3. Разводовский Д.Е. Оценка влияния усиления фундаментов зданий по технологии струйной цементации на их осадку / Д.Е. Разводовский, А.А. Чепурнова // Промышленное и гражданское строительство. – 2016. – №10. – С. 64–72.
4. Соколов Н.С. Мелкозернистый бетон, как конструкционный строительный материал буроинъекционных свай-ЭРТ / Н.С. Соколов, С.Н. Соколов, А.Н. Соколов // Строительные материалы. – 2017. – №5. – С. 16–20.
5. Улицкий В.М. Гид по геотехнике (путеводитель по основаниям, фундаментам и подземным сооружениям) / В.М. Улицкий, А.Г. Шашкин, К.Г. Шашкин. – СПб., 2012. – 284 с.
6. Sokolov N.S. One of the geotechnical technologies to strengthen the foundation base in constraint environment in the addition of 4 floors. 18 international multidisciplinary scientific Geo-Conference SGEM 2018 Albena Resort SPA Bulgaria. 2018.
7. Sokolov N.S. Ground Ancher Produced by Elektric Discharge Technology, as Reinforced Concrete Structure // Key Enginiring Materials. – 2018. – P. 76–81.
8. Sokolov N.S. Use of the Piles of Effective Type in Geotechnical Construction // Key Enginiring Materials. – 2018. – P. 71–74.
9. Sokolov N.S. One of Geotechnological Technologies for Ensuring the Stability of the Boiler of the Pit // Key Enginiring Materials. 2018. – P. 57–69.
10. Соколов Н.С. Один из подходов решения проблемы по увеличению несущей способности буровых свай // Строительные материалы. – 2018. – №5. – С. 44–48.
11. Соколов Н.С. О буроинъекционных сваях с регулируемой несущей способностью по грунту / Н.С. Соколов, С.Н. Соколов, А.Н. Соколов [и др.]. // Жилищное строительство. – 2017. – №8. – С. 34–38.

12. Соколов Н.С. Строительство и территориальное освоение оползневых склонов Чебоксарского водохранилища / Н.С. Соколов, И.В. Никонорова // Жилищное строительство. – 2017. – №9. – С. 13–20.

13. Соколов Н.С. Фундамент повышенной несущей способности с использованием буринъекционных свай ЭРТ с многместными уширениями // Жилищное строительство. – 2017. – №9. – С. 25–29.

14. Соколов Н.С. Электроимпульсная установка для изготовления буринъекционных свай // Жилищное строительство. – 2018. – №1–2. – С. 62–66.

15. Соколов Н.С. Буринъекционная свая-ЭРТ как заглубленная железобетонная конструкция / Н.С. Соколов, С.С. Викторова, Г.М. Смирнова, [и др.] // Строительные материалы. – 2017. – №9. – С. 47–50.

Соколов Николай Сергеевич, канд. техн. наук, заведующий кафедрой, доцент кафедры «Строительных технологий, геотехники и экономики строительства», строительного факультета ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, Россия. Директор ООО НПФ «ФОРСТ», г. Чебоксары, Россия, e-mail: ns_sokolov@mail.ru

Sokolov Nikolay Sergeevich, Ph.D. Sci., Head of the Department, Associate Professor of the Department of "Building Technologies, Geotechnics and Construction Economics", Faculty of Civil Engineering "Chuvash State University named after I.N. Ulyanova", Cheboksary, Russia. Director of NPF FORST, Cheboksary, Russia, e-mail: ns_sokolov@mail.ru

Для цитирования:

Соколов Н.С. Оптимальный тип заглубленных конструкций в просадочных грунтах / Н.С. Соколов // Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020: материалы V Междунар. (XI Всерос.) конф. – Чебоксары, 2020. – С. 334–343.

Citation:

Sokolov N.S. Optimal Type of Buried Structures in Collapsible Soil / N.S. Sokolov // Construction and development: life cycle – 2020: materials of the V International (XI All-Russian) conference. – Cheboksary, 2020. – P. 334–343.

УДК 691.7

ОПТИМАЛЬНЫЙ ТИП ЗАГЛУБЛЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ УСИЛЕНИИ ОСНОВАНИЙ ФУНДАМЕНТОВ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ

Соколов Н.С.

ФГБОУ ВО «Чувашский государственный
университет им. И.Н. Ульянова»
ООО «Научно-производственная фирма «ФОРСТ»
г. Чебоксары, Россия

Викторова С.С.

ФГБОУ ВО «Чувашский государственный
университет им. И.Н. Ульянова»
г. Чебоксары, Россия

Алексеева Г.Н.

ФГБОУ ВО «Чувашский государственный
университет им. И.Н. Ульянова»
г. Чебоксары, Россия

Терехова О.П.

ФГБОУ ВО «Чувашский государственный
университет им. И.Н. Ульянова»
г. Чебоксары, Россия

Малянова Л.И.

ФГБОУ ВО «Чувашский государственный
университет им. И.Н. Ульянова»
г. Чебоксары, Россия

Магуськин В.В.

ФГБОУ ВО «Чувашский государственный
университет им. И.Н. Ульянова»
г. Чебоксары, Россия

Аннотация: буроинъекционные сваи, изготавливаемые по электро-разрядным технологиям (сваи ЭРТ) показали высокую эффективность при усилении оснований реконструируемых и аварийных зданий. Сваи ЭРТ по сравнению с другими буроинъекционными и буронабивными сваями имеют повышенные значения несущей способности, как по грунту, так и по материалу.

В статье приведены случаи из строительной практики усиления основания фундаментов промышленных корпусов по производству легковых автомобилей и кузнечно-штамповочного цеха по изготовлению деталей ходовой части гусеничных тракторов. Благодаря использованию буроинъекционных свай ЭРТ удалось предотвратить аварийные ситуации на этих объектах.

Ключевые слова: несущая способность, электроразрядная технология (ЭРТ), буроинъекционная свая, железобетонный каркас, кузнечный молот, мостовой кран.

OPTIMUM TYPE OF DEPTH REINFORCED CONCRETE STRUCTURES WHEN STRENGTHENING THE FOUNDATION OF INDUSTRIAL BUILDINGS

Abstract: bored piles made by electric discharge technologies (ERT piles) have shown high efficiency in strengthening the foundations of reconstructed and emergency buildings. ERT piles, in comparison with other bore injection and bored piles, have increased values of bearing capacity, both in soil and in material.

The article presents cases from the construction practice of strengthening the foundations of industrial buildings for the production of passenger cars and a forging and stamping shop for the manufacture of chassis parts for tracked tractors. Thanks to the use of ERT injection piles, it was possible to prevent accidents at these facilities.

Keywords: bearing capacity, electric discharge technology (EDT), bore-hole pile, reinforced concrete frame, forging hammer, overhead crane.

Обеспечение условий безаварийной эксплуатации зданий и сооружений является основополагающим фактором для всех этапов строительства и эксплуатации. Особенно это актуально для реконструируемых зданий, а также для зданий предполагаемых к увеличению нагрузок сверх проектных величин.

Ниже рассмотрим случай №1 усиления основания фундаментов одноэтажного производственного корпуса по выпуску легковых автомобилей. Реконструируемое здание представляет собой одноэтажное каркасное сооружение с монолитными железобетонными столбчатыми фундаментами, сборными железобетонными колоннами и сборными стропильными фермами пролетом 24,0 м и 18,0 м. Производственный корпус имеет размеры в плане (рис. 1а) в осях Г-Ж и 3-23 – 66,0 × 120,0 м с двумя пролетами по 24,0 м и одним пролетом 18,0 м. Шаг колонн вдоль буквенных осей – 12,0 м. В каждом пролете функционируют по 2 мостовых крана. В пролетах Г/Д и Д/Е по два крана грузоподъемностью по 500 кН, а в пролете Е/Ж – 2 крана по 200 кН.

В 2000 г. начались проблемы с эксплуатацией корпуса. При наиболее невыгодных сочетаниях крановых нагрузок обнаружены перекосы подкрановых путей. Перепады имеют циклический характер, т.е. величины деформаций знакопеременны. Высокоточные геодезические наблюдения за осадками фундаментов железобетонных колонн подтвердили высокие значения неравномерных деформаций, достигающих до 150 мм. На участках с наиболее высокими значениями неравномерных осадок эксплуатация мостовых кранов стала затруднительной.

Таким образом возникла предаварийная ситуация, при которой дальнейшая эксплуатация корпуса стала опасной.

Технической комиссией во главе с главным архитектором завода поручено срочно разработать мероприятия по предотвращению предаварийной ситуации на объекте. Она обратилась к ООО НПФ «ФОРСТ» (к авторам настоящей статьи) с просьбой выявить причину деформаций и разработать мероприятия по восстановлению эксплуатационной надежности проблемного производственного корпуса.

Было принято решение укрепления основания фундаментов буроинъекционными сваями, изготавливаемыми по разрядно-импульсной технологии (свай ЭРТ) [1–5; 12] с одновременным ведением геотехнического мониторинга.

Инженерно-геологический разрез представлен с поверхности насыпными грунтами мощностью до 2,0 м., ниже залегают супеси пластичной консистенции до 5,5 м толщиной. Далее залегают глина твердой консистенции мощностью до 2 м. Подстилающим слоем служат мелкие пески средней плотности водонасыщенные.

Анализ инженерно-геологических условий позволил предположить, что основная причина деформаций фундаментов – тиксотропия (способность грунта разжижаться от механического воздействия и увеличивать вязкость в состоянии покоя) грунтов несущего слоя. Пески подвержены этому процессу. Механические воздействия выражены в виде динамических нагрузок от мостовых кранов, как правило, они действуют неравномерно. Так, например, при воздействии кранов на основание по конкретной оси, то в этом месте возникает участок разжижения, а на других осях, где отсутствует воздействие крановых нагрузок, основание эксплуатируется в условиях отсутствия аварийной ситуации.

Тем самым фундаменты под колонны «тонут» по очереди, увеличивая крены каркаса, что усугубляет эксплуатацию кранов. После прекращения динамических воздействий деформации фундаментов прекращаются.

Согласно поручению комиссии ООО НПФ «ФОРСТ» разработало проект усиления основания фундаментов с помощью буроинъекционных свай ЭРТ. Сваи Ø 200 и длиной 12,0 пронизывают нижнюю ступень столбчатых фундаментов. Несущим слоем пяты свай являются пески мелкие водонасыщенные. Количество свай-ЭРТ под разные фундаменты отличается. Так по оси «Ж» – 6 шт.; по оси «Е» – 14 шт.; по оси «Д» – 18 шт.; по оси «Г» – 10 шт. (рис. 1а). На рис. 1б приведен инженерно-геологический с вертикальной привязкой фундаментов, а на рис. 1в фрагмент плана свай ЭРТ усиления основания фундаментов.

Осуществление мероприятий по усилению оснований фундаментов с помощью буроинъекционных свай ЭРТ позволило создать условия для безаварийной работы мостовых кранов и всего железобетонного каркаса прессового корпуса в целом.

Геотехнический мониторинг за деформацией оснований фундаментов подтвердил их отсутствие после завершения работ по устройству свай ЭРТ.

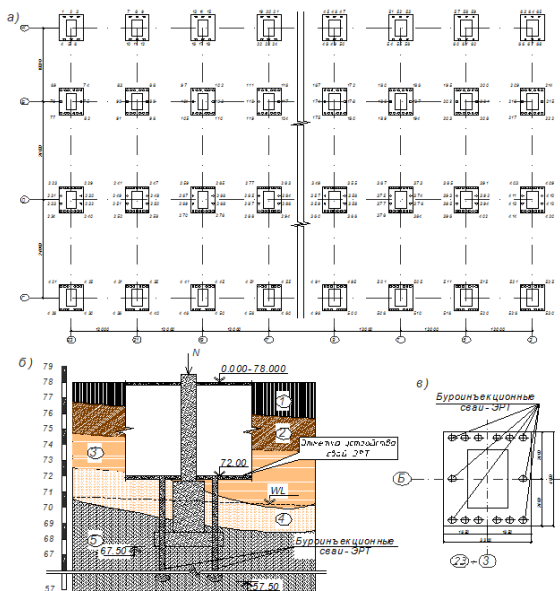


Рис. 1. а – план расположения буринъекционных свай ЭРТ; б – сечение фундамента в осях Д/12 с привязкой в инженерно-геологический разрез; в – план буринъекционных свай ЭРТ усиления основания в осях Б/5; 1 – насыпной грунт; 2 – суглинок полутвердый; 3 – супесь; 4 – глина твердая; 5 – пески мелкие водонасыщенные

Второй случай успешного применения буринъекционных свай-ЭРТ при ликвидации аварийной ситуации здания кузнечно-штамповочного цеха (КШЦ) агрегатного завода в г. Чебоксары. Благодаря воздействию динамических нагрузок от 10 кузнечных молотов здание пришло в аварийное состояние. На всех кирпичных стенах ограждения появились деформационные трещины, имеющие тенденцию к увеличению. Появившаяся неравномерность деформаций каркаса привела к сбоям эксплуатации мостовых кранов. Кроме того, размеры площадок опираний плит покрытий, а также строительных ферм и подкрановых путей в ряде случаев уменьшились до величин близких к аварийной ситуации. Для предотвращения аварийной ситуации чрезвычайная комиссия под эгидой управления капитального строительства завода поручила ООО НПФ «ФОРСТ» разработать противоаварийные мероприятия, включающие: 1) обследование технического состояния аварийного здания; 2) разработка мероприятий по минимизации отрицательного влияния вибраций от воздействия кузнечных молотов на здание цеха и прилегающие сооружения; 3) производство работ по восстановлению эксплуатационной надежности здания КШЦ.

Наиболее рациональной и приемлемой конструкцией усиления основания фундаментов была принята и использована буринъекционная свая, изготавливаемая по разрядно-импульсной технологии (свая ЭРТ). Свая

ЭРТ [6–11, 13] обладая рядом преимуществ по сравнению с буронабивными сваями без уплотнения стенок скважин и буронабивными сваями, в том числе повышенными значениями несущей способности, примерно в 1,5–1,8 раза, как по грунту, так и по телу, что предполагает компактное размещение их в теле усиливаемого фундамента.

Проектом противоаварийных мероприятий предусмотрено усиление оснований фундаментов каркаса и кузнечных молотов №1, 3 с массой ударных частей $Q = 30$ кН и №5, 7 с массой ударных частей $Q = 50$ кН. На рис. 2 приведен план усиления оснований фундаментов каркаса здания цеха и кузнечных молотов №1, 3, 5, 7.

Здание кузнечно-штамповочного цеха Чебоксарского агрегатного завода представляет каркасное сооружение с размерами в плане в осях (А÷Е) / (1÷20) – $30,0 \times 114,0$ м. Фундаменты здания монолитные железобетонные с глубиной заложения 2,5 м. Колонны – сборные железобетонные двухветвевые. Конструкции покрытия – железобетонные ребристые плиты покрытия по стальным строительным фермам. В цеху функционируют десять кузнечных молотов.

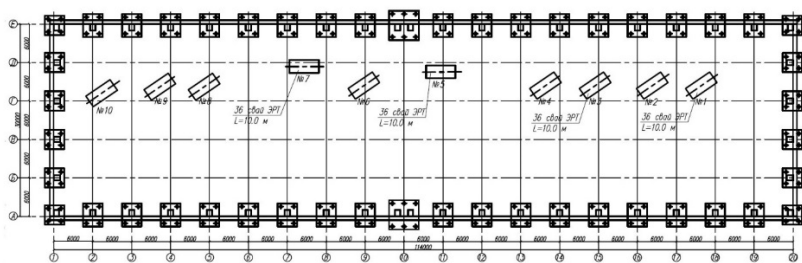


Рис. 4 План свайного поля из буронабивных свай ЭРТ

Рис. 2. План свайного поля из буронабивных свай ЭРТ усиления оснований фундаментов каркаса и кузнечных молотов №1, 3, 5, 7

Инженерно-геологические условия строительной площадки представлены от поверхности насыпными грунтами мощностью до 2,0 м, ниже залегает суглинок тугопластичный мощностью 3–3,5 м. Ниже подстилается суглинок мягкопластичный, под которым залегает глина алевитовая тугопластичная.

В табл. 1 приведены физико-механические свойства грунтов, а на рис. 3 инженерно-геологический разрез с вертикальной привязкой фундаментов железобетонного каркаса здания и кузнечного молота №3.

Таблица 1

Физико-механические свойства грунтов

№ слоев	Удельный вес, γ , кН/м ³	Показатель текучести, I_L , д.е	Угол внутреннего трения, ϕ , град	Удельное сцепление, C , кПа	Модуль общей деформации, E_0 , кПа
1	$R_0 = 100$ кПа				
2	18,5	0,45	27°	40	6500
3	19,01	0,58	20°	15	5400
4	21,0	0,15	32	45	12500

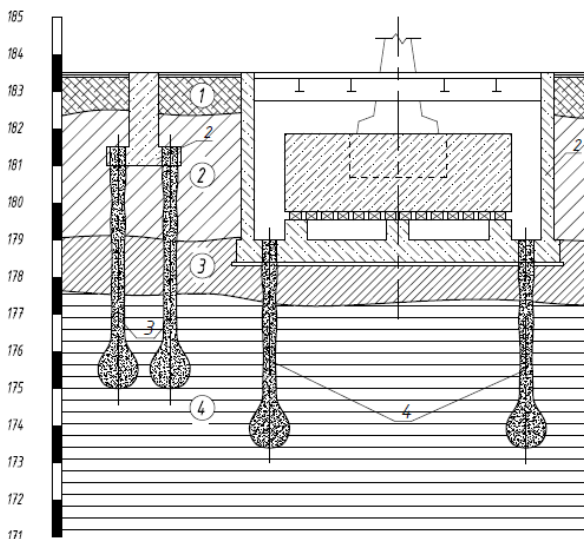


Рис. 3. Инженерно-геологический разрез.

- 1 – фундамент каркаса здания; 2 – фундамент кузнечного молота;
 3 – буроинъекционные сваи ЭРТ усиления оснований фундаментов
 каркаса; 4 – буроинъекционные сваи ЭРТ усиления оснований
 фундаментов кузнечных молотов; слои грунтов: 1 – насыпной слой;
 2 – суглиной тугопластичный; 3 – мягкопластичный;
 4 – глина алевритистая тугопластичная

Производство работ по усилению основания фундаментов каркаса и молотов производила ООО Научно-производственная фирма «ФОРСТ». Вовремя производства работ по реконструкции и после в течение года производился геотехнический мониторинг.

Кроме того, были организованы исследования динамического воздействия кузнечных молотов на основание [13].

Измерения проводились в феврале 2002 г. в молотовом отделении КШЦ Чебоксарского агрегатного завода. Регистрировались колебания при работе молотов №1, 3, 5, 7 и №6 в осях 12–13. Кроме того, в ряде случаев работали молота №№2, 4, 1 0, что не оказывало в точках измерения значительных изменений. Выбор источников воздействия и точек измерения определялся их близостью к месту установки нового молота в осях 16–17.

Исследования [13] подтвердили, что свайное поле из свай ЭРТ удовлетворяет требованиям п. 1.21 СНиП 2.02.05-87 «Машины с динамическими нагрузками». Статическое давление под подошвой условного фундамента колонн составляет 240 кПа, что меньше расчетного сопротивления грунта основания 330 кПа. Это указывает на допустимость имеющихся вибраций с точки зрения образования дополнительных осадок фундаментов колонн.

Таким образом, усиление оснований фундаментов каркаса и кузнечных молотов с помощью буроинъекционных свай позволили ликвидировать аварийную ситуацию здания кузнечно-штамповочного цеха.

Выводы

В статье приведены два удачных примера использования буроинъекционных свай–ЭРТ для предотвращения критических (предаварийных) состояний каркаса зданий. Использование этих свай в качестве свай усиления оснований позволили продлить срок службы этих зданий приведя их в безаварийные эксплуатируемые состояния.

Список литературы:

1. Патент на изобретение №23/8961. Разрядное устройство для изготовления набивной сваи / авторы изобретения: Н.С. Соколов, В.Ю. Таврин, В.А. Абрамушкин; Федеральная служба по интеллектуальной собственности и товарным знакам // Бюллетень изобретений. – 2008. – №8.
2. Патент на изобретение №23/8960. Способ возведения набивной сваи / авторы: Н.С. Соколов, В.М. Рябинов, В.Ю. Таврин, В.А. Абрамушкин. Федеральная служба по интеллектуальной собственности и товарным знакам // Бюллетень изобретений. – 2008. – №7.
3. Патент на изобретение №2250958. Устройство для изготовления набивной сваи / авторы: Н.С. Соколов, В.Ю. Таврин, В.А. Абрамушкин. Федеральная служба по интеллектуальной собственности и товарным знакам // Бюллетень изобретений. – 2005. – №12.
4. Патент на изобретение №2250957. Способ изготовления набивной сваи / авторы: Н.С. Соколов, В.Ю. Таврин, В.А. Абрамушкин. Федеральная служба по интеллектуальной собственности и товарным знакам // Бюллетень изобретений. – 2005. – №12.
5. Патент на изобретение №2282936. Генератор импульсных токов / Авторы: Н.С. Соколов, Ю.П. Пичугин. Федеральная служба по интеллектуальной собственности и товарным знакам // Бюллетень изобретений. – 2006. – №24.
6. Соколов Н.С. Об одном методе расчета несущей способности буроинъекционных свай–ЭРТ / Н.С. Соколов, В.М. Рябинов // ОФиМГ. – 2015. – №1. – С. 10–13.
7. Соколов Н.С. Метод расчета несущей способности буроинъекционных свай–РИТ с учетом «подпятников» // Материалы 8-й Всероссийской (2-й Международной) конференции «Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции» (НАСКР-2014). – 2014. – Чебоксары: Изд-во Чувашского университета. С. 407–411.
8. Соколов Н.С. Сваи повышенной несущей способности / Н.С. Соколов, С.С. Викторова, Т.Г. Федорова // Материалы 8-й Всероссийской (2-й Международной) конференции «Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции» (НАСКР-2014). – 2014. – Чебоксары: Изд-во Чувашского университета. С. 411–415.
9. Соколов Н.С. Проблемы расчета буроинъекционных свай, изготовленных с использованием разрядно-импульсной технологии / Н.С. Соколов, М.В. Петров, В.А. Иванов // Материалы 8-й Всероссийской (2-й Международной) конференции «Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции» (НАСКР-2014). – 2014. – Чебоксары: Изд-во Чувашского университета. С. 415–420.
10. Соколов Н.С. Опыт восстановления аварийного здания Введенского кафедрального собора в г. Чебоксары / Н.С. Соколов, С.Н. Соколов, А.Н. Соколов // Геотехника. – 2016. – №1. – С. 60–65.
11. Соколов Н.С. Об эффективности устройства буроинъекционных свай с многостепенными уширениями с использованием электроразрядной технологии / Н.С. Соколов, В.М. Рябинов // Геотехника. – 2016. – № 2.
12. Соколов Н.С. Патент на изобретение. Полезная модель. Устройство для камуфлетного уширения набивной конструкции в грунте / Н.С. Соколов, Х.А. Джантимиров, М.В. Кузьмин [и др.] // Бюллетень федеральной службы по интеллектуальной собственности. – 2016.
13. Соколов Н.С. Особенности устройства и расчета буроинъекционных свай с многостепенными уширениями / Н.С. Соколов, В.М. Рябинов // Геотехника. – №3.
14. Заключение «Инструментальное обследование здания КШЦ и прогнозирование колебаний проектируемого фундамента на кузнечный молот 17КШ 5 т/с на Чебоксарском агрегатном заводе». НИИ оснований и подземных сооружений. М., 2002.

Соколов Николай Сергеевич, канд. техн. наук, заведующий кафедрой, доцент кафедры «Строительных технологий, геотехники и экономики строительства», строительного факультета ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», г.Чебоксары, Россия. Директор ООО НПФ «ФОРСТ», г. Чебоксары, Россия, e-mail: ns_sokolov@mail.ru

Викторова Светлана Станиславовна, старший преподаватель кафедры «Строительных технологий, геотехники и экономики строительства», строительного факультета ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, Россия, e-mail: lark102@rambler.ru

Алексеева Галина Николаевна, старший преподаватель кафедры «Строительных технологий, геотехники и экономики строительства», строительного факультета ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, Россия, e-mail: galina55509@mail.ru

Терехова Ольга Павловна, доцент кафедры «Строительных технологий, геотехники и экономики строительства», строительного факультета ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, Россия, e-mail: top0707@mail.ru

Малянова Лидия Ивановна, доцент кафедры «Строительных технологий, геотехники и экономики строительства», строительного факультета ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, Россия, e-mail: malyanova.00@mail.ru

Магуськин Виктор Владимирович, доцент кафедры «Строительных технологий, геотехники и экономики строительства», строительного факультета ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, Россия, e-mail: strf@chuvsu.ru

Sokolov Nikolay Sergeevich, Ph.D. Sci., Head of the Department, Associate Professor of the Department of "Building Technologies, Geotechnics and Construction Economics", Faculty of Civil Engineering "Chuvash State University named after I.N. Ulyanova", Cheboksary, Russia. Director of NPF FORST, Cheboksary, Russia, e-mail: ns_sokolov@mail.ru

Viktorova Svetlana Stanislavovna, Senior Lecturer at the Department of "Building Technologies, Geotechnics and Construction Economics", Building Faculty "I.N. Chuvash State University Ulyanova", Cheboksary, Russia, e-mail: lark102@rambler.ru

Alekseeva Galina Nikolaevna, Senior Lecturer, Department of "Building Technologies, Geotechnics and Construction Economics", Faculty of Civil Engineering "I. Chuvash State University Ulyanova", Cheboksary, Russia, e-mail: galina55509@mail.ru

Terekhova Olga Pavlovna, Ph.D. Associate professor of the Department of Construction Technologies, Geotechnics and Construction Economics, Faculty of Civil Engineering, Chuvash State University named after I.N. Ulyanov", Cheboksary, Russia, e-mail: top0707@mail.ru

Malyanova Lidia Ivanovna, Ph.D. Associate Professor of the Department of Construction Technologies, Geotechnics and Construction Economics, Faculty of Civil Engineering, Chuvash State University named after I.N. Ulyanov", Cheboksary, Russia, e-mail: malyanova.00@mail.ru

Maguskin Viktor Vladimirovich, Ph.D. Associate Professor of the Department of Construction Technologies, Geotechnics and Construction Economics, Faculty of Civil Engineering, Chuvash State University named after I.N. Ulyanov ", Cheboksary, Russia, e-mail: strf@chuvsu.ru

Для цитирования:

Соколов Н.С. Оптимальный тип заглубленных железобетонных конструкций при усилении оснований фундаментов промышленных зданий / Н.С. Соколов, С.С. Викторова, Г.Н. Алексеева [и др.] // Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020: материалы V Междунар. (XI Всерос.) конф. – Чебоксары, 2020. – С. 344–352.

Citation:

Sokolov N.S. Optimum type of depth reinforced concrete structures when strengthening the foundation of industrial buildings / N.S. Sokolov, S.S. Viktorova, G.N. Alekseeva [et al.] // Construction and development: life cycle – 2020: materials of the V International (XI All-Russian) conference. – P. 344–352.

УДК 691.7

ГРУНТОВОЙ АНКЕР ЭРТ ГЛУБОКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ

Соколов Н.С.

ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет им. И.Н. Ульянова»
ООО «Научно-производственная фирма «ФОРСТ»
г. Чебоксары, Россия

Федоров П.Ю.

ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет им. И.Н. Ульянова»
г. Чебоксары, Россия

***Аннотация:** строительное освоение территорий, имеющих сложные инженерно-геологические условия с наличием неустойчивого пересеченного рельефа представляет собой сложную геотехническую задачу. Вопросы, связанные с обеспечением безопасного производства монтажных работ для строительства любого объекта на подобных территориях, относятся к многофакторной проблеме связанной, прежде всего с разработкой специальных геотехнических технологий, привязанных к реальным инженерно-геологическим условиям рельефа, нагрузкам от существующих зданий и сооружений, и во-вторых, реального воплощения их на конкретной строительной площадке.*

Современное геотехническое строительство в своем арсенале обладает методами и технологиями решения этих сложных проблем. Использование передовых компьютерных программ, таких как GeoWall, GeoStab, Plaxis и др. позволяет разработать геотехнические объекты любой сложности. Для выявления наиболее приемлемой геотехнической технологии должно быть обязательно использование метода интерактивного проектирования. Это «разработанный проект – опытная площадка – реальный проект». При этом данный вид проектирования дол-

жен быть многовариантным с использованием различных геотехнических технологий и геотехнических конструкций. Немаловажное значение имеет технико-экономическое обоснование всех элементов в интерактивном проектировании. Любой элемент в проектировании должен быть экономически обоснованным и технически целесообразным.

Рассмотренный случай из геотехнической практики строительства объекта подтверждает тот факт, что благодаря наличию современных средств проектирования и производства работ возможно решить любые сложные задачи.

Ключевые слова: *грунтовый анкер ЭРТ; цементирующий раствор; электроразрядная технология (ЭРТ технология); горизонтальные перемещения, генератор импульсных токов (ГИТ).*

DEEP EARTH ANCHOR ERT

Abstract: *construction development of territories with complex geotechnical conditions with the presence of unstable rugged relief is a complex geotechnical problem. Issues related to ensuring the safe production of installation work for the construction of any object in such territories refer to a multifactorial problem associated, first of all, with the development of special geotechnical technologies tied to the real engineering and geological conditions of the relief, loads from existing buildings and structures, and secondly their real embodiment at a specific construction site.*

Modern geotechnical construction has in its arsenal methods and technologies for solving these complex problems. The use of advanced computer programs such as GeoWall, GeoStab, Plaxis, etc. allows the development of geotechnical objects of any complexity. To identify the most appropriate geotechnical technology, it should be mandatory to use the interactive design method. This is "a developed project – an experimental site – a real project". Moreover, this type of design should be multivariate using various geotechnical technologies and geotechnical structures. The feasibility study of all elements in interactive design is also important. Any element in the design must be economically feasible and technically feasible.

The considered case from the geotechnical practice of the construction of the object confirms the fact that thanks to the availability of modern design and production tools, it is possible to solve any complex problems.

Keywords: *ground anchor ERT; cement mortar; electric discharge technology (ERT technology); horizontal displacement, impulse current generator (PCG).*

Рассматривается один из случаев из геотехнической практики строительства объектов на оползневом склоне. В административном отношении участок изысканий расположен в центральной части города Чебоксары, по ул. Гагарина, д. 35А. В геоморфологическом отношении – это пологий денудационно-аккумулятивный склон долины реки Кайбулка, осложненный погребенными балками и сильноветвящейся овражно-балочной системой 2-го и более высоких порядков с постоянными водотоками. Абсолютные отметки поверхности земли в пределах участка изменяются от 129,1 до 137,5 м (по устьям инженерно-геологических выработок). Рельеф спланированный.

Геолого-литологическое строение участка характеризуется колонками скважин №1–4, 9–11, 15, 17 (рис. 1).

Геолого-литологическое строение участка на основании данных отчета об инженерно-геологических изысканиях до исследованной глубины выделено 7 инженерно-геологических элементов (ИГЭ) (рис. 2).

Гидрогеологические условия участка до глубины 23,0 м на момент проведения изысканий характеризуются наличием нескольких водоносных горизонтов (ВГ) подземных вод. Первый водоносный горизонт (ВГ) – безнапорный, приурочен к техногенным образованиям, вскрыт всеми скважинами. Абсолютные отметки УПВ – 128,5 м (скв. №9), 135,7 м (скв. №1). Питание ВГ происходит за счет утечек из водонесущих коммуникаций. Водовмещающими грунтами являются техногенные образования и суглинки (ИГЭ №1, 2). Локальным водоупором служат верхнепермские глины (ИГЭ №3); Второй водоносный горизонт приурочен к коренным верхнепермским образованиям.

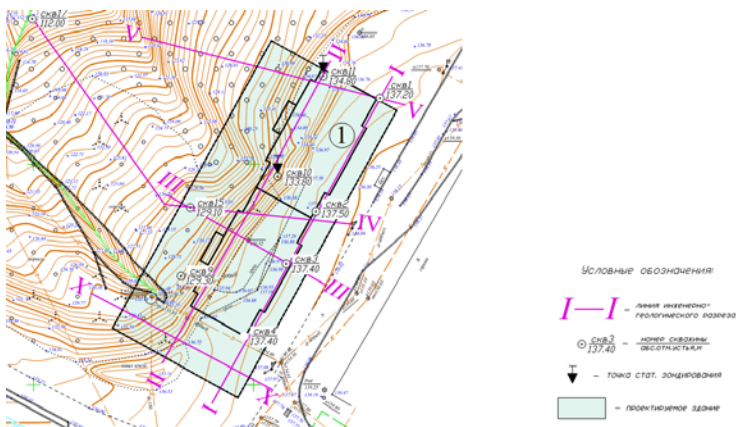
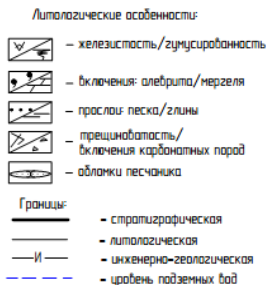


Рис. 1. Выкопировка из генплана строительства объекта



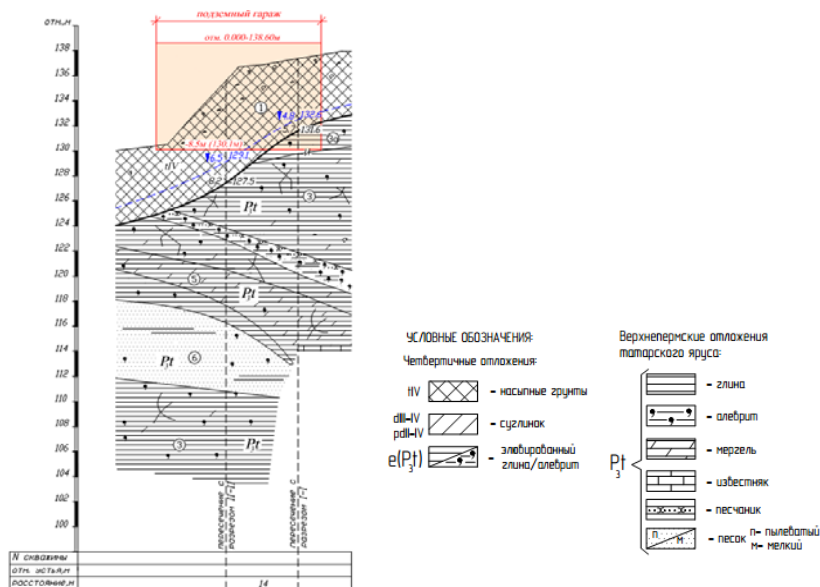


Рис. 2. Инженерно-геологический разрез участка строительства

Таблица 1

Нормативные физико-механические характеристики грунтов

ИГЭ	Тип грунта	h, м	γ_{13} , кН/м ³	c_{13} , кПа	ϕ_{13} , град	k_{s3} , кН/м ³	λ	E_s , МПа	ν
1	Суглинок мягкопластичный	8,6	19,6	16,0	11,0	2000	0,60	13,0	0,36
2	Суглинок тугопластичный	4,0	19,6	11,0	12,0	4000	0,57	15,0	0,36
3	Глина тугопластичная	2,2	19,9	29,0	20,0	4000	0,40	18,0	0,25
4	Глина твердая	1,3	20,1	25,0	23,0	6000	0,52	22,0	0,34
3	Глина тугопластичная	2,5	19,9	29,0	20,0	4000	0,40	18,0	0,25
5	Глина полутвердая	20,0	21,3	26,0	24,0	6000	0,34	27,0	0,25

Конструктивные решения заглубленных конструкций (рис. 3) представляют собой:

1. Специальное вспомогательное удерживающее сооружение представляет собой подпорную стенку, состоящую из конструкций ограждения и анкерных конструкций.

2. Конструкции ограждения котлована на рассматриваемом участке представляют буроинъекционные сваи \varnothing 350 изготавливаемых по электроразрядной технологии (сваи-ЭРТ [14–21]) закрепленные от горизонтального смещения грунтовыми анкерами длиной 18 м и 17 м по ЭРТ технологии, выполненных под углом 30° . Шаг грунтовых анкеров, а также расстояние от дна котлована до соответствующего яруса анкеров приняты согласно указанным в проекте планам.

3. Грунтовые анкера (анкера ЭРТ) устраиваются после первого этапа разработки котлована, согласно указанным в проекте инженерно-геологическим разрезам и представляют собой преднапряженные элементы с железобетонным корнем, получаемым путем электроразрядной обработки грунта его стенок (рис. 3, 4).

Расчеты по прочности элементов подпорных стен выполнены в программном комплексе GeoWaLL, основанного на методе Блюма-Ламейера (способ «упругой линии»).

Возведения и эксплуатация конструкций грунтовых анкеров произведены по следующему алгоритму (рис. 3). В ходе устройства подпорной стенки разработана этапность разработки грунта:

1. 1-й этап разработки грунта предусматривает разработку грунта до отметок, указанных на соответствующих разрезах; после установки шпунтового ограждения в проектное положение.

2. Грунтовые анкера 1-го яруса выполняются после 1 этапа разработки грунта на отметке + 132,350 м.

3. Второй этап разработки грунта предусматривает выемку грунта до абсолютной отметки (+ 130,850 м).

4. Третий этап разработки предусматривает выемку грунта до проектной отметки дна котлована + 129,150 м.

5. К разработке грунта следует приступить только при соответствии прочности возведенной конструкции требованиям проекта.

6. Во время устройства шпунтового ограждения до засыпки пазух фундаментов производится геотехнический мониторинг деформаций окружающей застройки.

7. В процессе эксплуатации грунтовых анкеров не допускаются динамические, вибрационные воздействия на них до засыпки пазух котлована.

8. Не допускаются превышения равномерно распределенных нагрузок на бровке более указанного в проекте.

Устройство буроинъекционных свай ЭРТ представляет следующую последовательность:

1. Формирование скважины бурением:

1.1. Бурение шнековое, выполняется в соответствии с проектом производства работ. Установкой для бурения УБГ-СГ «БЕРКУТ» или аналога.

1.2. Бурение скважин выполняется с рабочими отметок, указанных в проекте.

1.3. Для разворота буровых машин и возможности установки анкерных каркасов ширина грунтовой бермы должна составлять не менее 18 м.

1.4. В процессе бурения контролируются параметры грунта по глубине: установить характеристики грунта основания по остаткам грунта на элементах бурового инструмента, зафиксировать этот факт соответствующей записью в журнале свайных работ. Устанавливаются соответствие

грунта, обнаруженного в забое скважины проектным значениям на уровне корня анкера.

1.5. Подъем бурового инструмента проводится только после установления того, что в забое скважины не создается пониженное давление относительно природного давления грунта.

2. Цементация скважины грунтового анкера:

2.1. Заполнение скважины производится до устья через бетонолитную колонну диаметром не менее 40 мм, опускаемую до забоя методом ВПТ (верх поднимающиеся трубы). После достижения забоя, скважина должна быть промыта цементным раствором. Промывка цементным раствором продолжается до прекращения всплывтия частиц грунта.

2.2. Приготовление цементного раствора производится на строительной площадке непосредственно перед его нагнетанием в скважину. Для приготовления и подачи раствора применяется пневморастворонагнетатель ПРН-500 (ПРН-300).

2.3. Контролируется объем закачиваемого в скважину цементного раствора, сопоставляя его с проектным значением, и объемом выбуренного грунта, причем объем закачанного в скважину раствора должен превышать объем выбуренного грунта.

3. Программа электро-разрядной обработки скважины, заполненной цементным раствором:

3.1. Необходимая мощность накапливаемой энергии не менее 50 кДж.

3.2. Длина коаксиального кабеля от ГИТ до электродной системы составляет не более 80м, включая длину анкера (высоковольтный кабель ТИП-2 – 50 м, кабель высоковольтный импульсивный малоиндуктивный (КВИМ) – 30м).

3.3. Обработка высоковольтными электрическими разрядами производится по длине корня грунтового анкера сериями не менее 15 разрядов на каждом уровне. Шаг уровней составляет от 1.0 м.

3.4. Расчетное увеличение бурового диаметра (150 мм) корня анкера необходимо довести до 200 мм, для этого контролируется уровень цементного раствора в скважине до начала обработки одного уровня и после завершения обработки. За «отказ» принимается понижение уровня раствора в скважине за последние 5 разрядов не более 10 мм. Для установления факта «отказа» осуществляется контроль изменения уровня раствора в скважине после каждого разряда или серии из 5-ти разрядов.

3.5. Осуществляется контроль за достижением общего объема поданного в скважину раствора, включая доливку уровня, превышающего объем пройденной скважины (объем грунта, извлеченного из данной скважины).

3.6. По результатам контроля падения уровня цементного раствора в опытной скважине или объема добавляемого раствора и сейсмических возмущений в зоне формирования геотехнического элемента корректируется программа обработки корня анкеров электрическими разрядами.

4. Монтаж анкерного каркаса:

4.1. Анкерный каркас опускается плавно, без рывков.

4.2. Контролируется положение армирующего каркаса после установки его в проектное положение. Каркас закрепляется от случайного погружения и смещения в плане.

4.3. Каркас перед установкой очищается от случайно налипшего на него грунта.

5. Порядок натяжения грунтовых анкеров включает следующую последовательность:

5.1. До начала работ устанавливаются все элементы анкерного крепления на планируемую для натяжения захватке.

5.2. Косые шайбы привариваются электродуговой сваркой непосредственно на строительной площадке к опорным пластинам (плитам) стального распределительного пояса.

5.3. Кубиковая прочность цементного камня корня анкера должна быть не менее 20 МПа. Для контроля набора прочности в процессе изготовления анкеров отбираются 9 кубиков 10 x 10 x 10 см, которые испытываются в возрасте 3,7 (для внутреннего пользования) и 10 суток (для отчета).

5.4. Испытательная нагрузка назначается согласно [1] равной $P_u = 1,2 \cdot P_w$. Контрольные испытания проводятся на каждом десятом анкере, начиная с нагрузки $P_0 = 0,2 \cdot P_u$. Анкер нагружается ступенями. Порядок нагружения: Первая ступень – P1; вторая ступень – P2; третья ступень – P3; четвертая ступень – P4; Пятая ступень – P5; Шестая ступень – P6; Седьмая ступень – испытательная нагрузка P_u .

Каждую ступень выдерживают не менее 15 мин до наступления стабилизации деформаций анкеров ЭРТ. Затем производят разгрузку до величины P_0 , при которой измеряют упругие и остаточные перемещения. Фиксацию величин перемещений производят на каждой ступени через каждые 3 мин. Последнюю ступень нагрузки выдерживают до наступления стабилизации анкеров в течение 30 мин, затем снижают до величины P_0 , замеряют упругие и остаточные перемещения анкеров и доводят нагрузку до значения P_b (блокировочная нагрузка), потом закрепляют анкер на опорной конструкции.

5.5. В случае недостижения испытательной нагрузки в процессе проведения контрольных испытаний, за испытательную нагрузку принимается нагрузка последней стабилизировавшейся ступени (несущая способность грунтового анкера), с последующим вычислением расчетной нагрузки на анкера с учетом коэффициента надежности, равным 1,2. С учетом этого автором проекта корректируется блокировочная нагрузка и корректируется проектное решение.

5.6. При малых значениях абсолютных перемещений грунтового анкера (менее 20 мм) после достижения стабилизации деформаций при контрольных испытаниях производится догружение анкера ступенями равными $P_0 = 0,2 \cdot P_u$ с выдерживанием на каждой новой ступени условной стабилизации деформаций. При этом должна обеспечиваться прочность материала и узлов анкерного крепления на сверхпроектные нагрузки.

5.7. Приемочным испытаниям подвергается каждый рабочий анкер, за исключением анкеров, повергнутых контрольным испытаниям. Приемочные испытания начинаются с нагрузки P_0 , при которой фиксируются начальные отчеты перемещения анкера и доводятся до величины P_u , выдерживая её в течение 15 мин, и замеряя перемещение анкера через 1, 3, 5, 7, 10 и 15 мин, далее уменьшают нагрузку до величины P_0 , замеряя упругое перемещение анкеров, увеличивают нагрузку до блокировочной P_b и закрепляют анкер до конструкции.

5.8. Несущая способность и испытательные нагрузки приемочных анкеров определяются как минимальное значение результатов испытаний из не менее чем двух ближайших контрольных анкеров.

6. Обеспечение качества изготовления грунтовых анкеров включает:

6.1. Изготовление грунтовых анкеров должны проводить организации, имеющие опыт геотехнических работ не менее 5 лет, в которых организовано система обеспечения качества [2], что должно быть подтверждено сертификатом соответствия.

6.2. При этом, изготовлении следует освидетельствовать: а) плано-высотную привязку буроинъекционных свай ЭРТ; б) диаметр и глубину скважин на соответствие проекту; в) вид грунта в основании анкера и его соответствие учтенному проекту (по остаткам на элементах бурового инструмента в основании); г) уплотнение грунта в основании свои, разрушенного буровым инструментом; д) соответствие анкерного каркаса проекту (длина, диаметр и класс арматуры рабочих стержней, узлы соединения стержней) и глубину погружения каркаса в скважину; е) качество приготавливаемого цементного раствора (расход материалов); ж) затруднения при погружении анкерного каркаса под собственным весом в скважину (свободное погружение арматурного каркаса до проектной отметки свидетельствует об отсутствии в скважине пережимов грунта и гарантирует сплошность ствола корня); з) погружение электродной системы; расход цементного раствора, используемого при производстве анкеров ЭРТ: 1) при заполнении скважины; 2) при обработке корня на каждом горизонте; 3) суммарный расход цементного раствора на каждую скважину.

6.3. Контроль прочности цементного раствора осуществляется по [3] и [4] путем отбора проб цементного раствора на месте ее изготовления и последующего твердения в нормальных условиях, отвечающих требованиям п. 2.3.2 [4].

6.4. Акты освидетельствования скрытых работ оформляются по форме, оговоренной в актуализированном СНиП 12-01-2004 «Организация строительства» [5], должны составляться на заверченный процесс (анкер), выполненный самостоятельным подразделением исполнителей (комплексной бригадой) в течение смены.

6.5. Не допускается выполнение последующих работ при отсутствии оформленных актов на скрытые работы на заверченные технологические процессы по изготовлению анкеров ЭРТ, не освидетельствованные техническим надзором заказчика.

6.6. Работы производятся в соответствии со [6–12], и проекта производства работ (ППР).

6.7. Качество основных материалов определяется требованиями Градостроительного кодекса и Закона о техническом регулировании, что должно быть подтверждено сертификатами соответствия, государственным стандартом РФ.

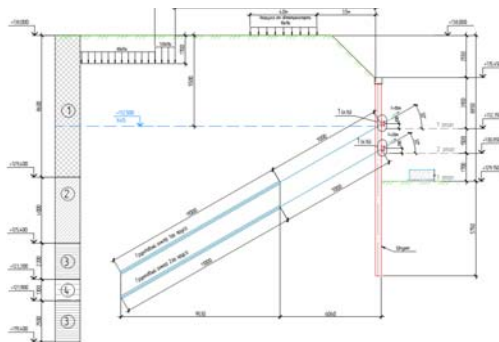


Рис. 3. Устройство ограждения котлована с применением грунтовых анкеров

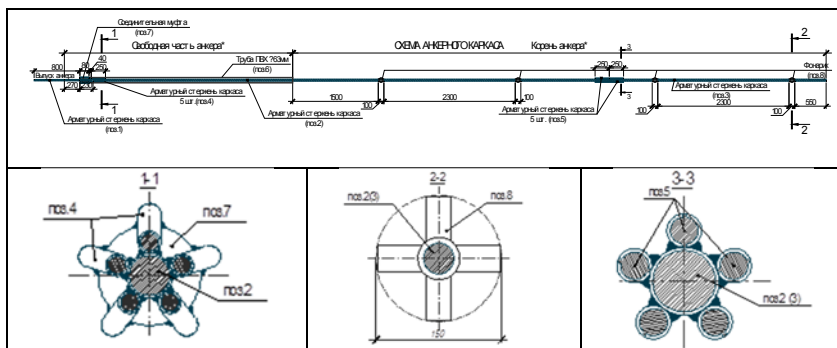


Рис. 4. Схема анкерного каркаса

Заключение

Сложные инженерно-геологические условия в сочетании с пересеченным рельефом, неустойчивыми склонами являются проблемными территориями для их строительного освоения. Для современного геотехнического возведения объектов на них существует технический и технологический потенциал проектирования и возведения объектов любой сложности [13–26].

Рассмотренный в статье один из технологических приемов для обеспечения устойчивости оползневого склона является подтверждением того, что можно осуществлять строительство на любых инженерно-геологических условиях.

Список литературы:

1. ВСН 506-88 «Проектирование и устройство грунтовых анкеров» // Минмонтажспецстрой СССР. – М. 1989.
2. ИСО 9001-2001 «Система менеджмента качества. Требования» // Госстандарт России. 2001.
3. ГОСТ 18105-2012 «Бетоны, правила контроля и оценки прочности» // Стандартинформ. – М., 2012.

4. ГОСТ 10180-90 «Бетоны методы определения прочности по контрольным образцам» // Стандартинформ. – М., 2006.
5. СНиП 12-01-2004 «Организация строительства. Актуализированная редакция» // Госстрой России. 2004.
6. СНиП 3.04.03-85 «Защита строительных конструкций и сооружений от коррозии» // Госстроя СССР. 1985.
7. СНиП 3.03.01-87 «Несущие и ограждающие конструкции» // Госстрой СССР. 1987.
8. СНиП 12-03-2001 «Безопасность труда в строительстве. Часть 1» // Госстрой России (ФГУ ЦОТС). 2001.
9. СНиП 12-04-2002 «Безопасность труда в строительстве. Часть 2» // Госстрой России. 2002.
10. ТР 50-180-06 «Технические рекомендации по проектированию и устройству свайных фундаментов, выполняемых с использованием разрядно-импульсной технологии для зданий повышенной этажности (свай-РИТ)». – М., 2006.
11. Ильичев В.А. Опыт освоения подземного пространства российских мегаполисов / В.А. Ильичев, Р.А. Мангушев, Н.С. Никифорова // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2012. – №2. – С. 17–20.
12. Улицкий В.М. Геотехническое сопровождение развития городов / В.М. Улицкий, А.Г. Шашкин, К.Г. Шашкин. – СПб.: Георекострукция, 2010. – 551 с.
13. Тер-Мартirosян З.Г. Механика грунтов. – М.: АСВ, 2009. – 550 с.
14. Улицкий В.М. Гид по геотехнике (путеводитель по основаниям, фундаментам и подземным сооружениям) / В.М. Улицкий, А.Г. Шашкин, К.Г. Шашкин. – 2-е изд., дополн. – СПб., 2012. – 284 с.
15. Соколов Н.С. Применение буроинъекционных свай при закреплении склонов / Н.С. Соколов, С.Н. Соколов // Материалы Пятой Всероссийской конференции «Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции» (НАСКР-2005). – 2005. – Чебоксары: Изд-во Чувашского университета. – С. 292–293.
16. Соколов Н.С. Строительство и территориальное освоение оползневых склонов Чебоксарского водохранилища / Н.С. Соколов, И.В. Никонорова // Жилищное строительство. – №9.
17. Никонорова И.В. Хозяйственное освоение зоны влияния Чебоксарского водохранилища / И.В. Никонорова, Н.С. Соколов // Материалы Международной научно-практической конференции «Управление водными ресурсами в условиях изменения климата» – 2017. – Киев: Изд-во Института водных проблем I Меліорації, 2017. – С. 13–20, 71–73.
18. Соколов Н.С. Мелкозернистый бетон, как конструкционный строительный материал буроинъекционных свай-ЭРТ / Н.С. Соколов, С.Н. Соколов, А.Н. Соколов // Строительные материалы. – 2017. – №5. – С. 16–20.
19. Соколов Н.С. Буроинъекционная свая-ЭРТ как заглубленная железобетонная конструкция / Н.С. Соколов, С.С. Викторова, Г.М. Смирнова [и др.] // Строительные материалы. – 2017. – №9. – С. 47–50.
20. Nikolay Sokolov, Sergey Ezhov, Svetlana Ezhova. Preserving the natural landscape on the construction site for sustainable ecosystem // Journal of applied engineering science 15 (2017) 4, 482. p. 518–523. База данных Skopus.
21. Sokolov N.S. Ground Ancher Produced by Electric Discharge Technology, as Reinforced Concrete Structure // Key Enginiring Materials. – 2018. – P. 76–81.
22. Sokolov N.S. Use of the Piles of Effective Type in Geotechnical Construction // Key Enginiring Materials. – 2018. – P. 70–74.
23. Sokolov N.S. One of Geotechnological Technologies for Ensuring the Stability of the Boiler of the Pit // Key Enginiring Materials. – 2018. – P. 56–69.
24. Sokolov N.S. Regulated injection pile-electric discharge technology with multiple pile enlargements posed as an underground reinforced concrete structure with a controlled load capacity // 18 international multidisciplinary scientific GeoConference SGEM 2018 Albena Resort SPA Bulgaria. 2018. P. 601–608. База данных Web of Science.

25. Sokolov N.S. One of the geotechnical technologies to strengthen the foundation base in constraint environment in the addition of 4 floors // 18 international multidisciplinary scientific GeoConference SGEM 2018 Albena Resort SPA Bulgaria. 2018. P. 513–522. База данных Web of Science.

26. Sokolov N.S., Viktorova S.S. Method of aligning the turches of objects targe-sized foundations and increased loads on them // Key Enginiring Materials. – 2018. P. 1–11.

Соколов Николай Сергеевич, канд. техн. наук, заведующий кафедрой, доцент кафедры «Строительных технологий, геотехники и экономики строительства», строительного факультета ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», г.Чебоксары, Россия. Директор ООО НПФ «ФОРСТ», г. Чебоксары, Россия, e-mail: ns_sokolov@mail.ru

Федоров Павел Юрьевич, ассистент кафедры «Строительных технологий, геотехники и экономики строительства», строительного факультета ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, Россия, e-mail: pavel-fedorov@mail.ru

Sokolov Nikolay Sergeevich, Ph.D. Sci., Head of the Department, Associate Professor of the Department of "Building Technologies, Geotechnics and Construction Economics", Faculty of Civil Engineering "Chuvash State University named after I.N. Ulyanova", Cheboksary, Russia. Director of NPF FORST, Cheboksary, Russia, e-mail: ns_sokolov@mail.ru

Fedorov Pavel Yurievich, teaching assistant at the Department of "Building Technologies, Geotechnics and Construction Economics", Building Faculty "I.N. Chuvash State University Ulyanova", Cheboksary, Russia, e-mail: pavel-fedorov@mail.ru

Для цитирования:

Соколов Н.С. Грунтовой анкер ЭРТ глубокого заложения / Н.С. Соколов, П.Ю. Федоров // Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020: материалы V Междунар. (XI Всерос.) конф. – Чебоксары, 2020. – С. 352–362.

Citation:

Sokolov N.S. Deep earth anchor ERT / N.S. Sokolov, P.Yu. Fedorov // Construction and development: life cycle – 2020: materials of the V International (XI All-Russian) conference. – Cheboksary, 2020. – P. 352–362.

СТАБИЛИЗАЦИЯ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЙ ВЯЖУЩИМИ ВЕЩЕСТВАМИ В ТРАНСПОРТНОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

Тыщук Г.Ф.

ФГБОУ ВО НИУ «МГУ им. Н.П. Огарева»
г. Саранск, Россия

***Аннотация:** в статье рассмотрен вопрос стабилизации грунтов основания как одного из важнейших факторов улучшения качества автомобильных дорог. Приведен обзор стабилизаторов грунтов – добавок. Показано преимущество строительства с применением технологии укрепления грунтов «ANT».*

***Ключевые слова:** основания, стабилизаторы, прочность, экономия.*

STABILIZATION OF BASE SOILS WITH BINDERS IN TRANSPORT CONSTRUCTION

***Abstract:** the article discusses the issue of stabilization of foundation soils as one of the most important factors in improving the quality of highways. An overview of soil stabilizers - additives is given. The advantage of construction with the use of soil strengthening technology "ANT" is shown.*

***Keywords:** foundations, stabilizers, strength, economy.*

Теоретические основы и практические способы укрепления грунтов развиваются с 30–40-х годов прошлого столетия. Разработке и внедрению в практику дорожного строительства новых усовершенствованных оснований и покрытий, в том числе и из укрепленных грунтов, на современном этапе посвящены труды многих отечественных и зарубежных авторов.

Технологии укрепления и стабилизации грунтов широко применяются по всему миру уже множество десятилетий, и показали значительное преимущество наряду с различными аналогами. Применение технологий возможно во всех климатических зонах Российской Федерации.

Для строительства основания дороги – стабилизация и укрепление грунта во многих случаях является наиболее выгодным и оперативным способом решения вопроса по многим экономическим критериям. Стабилизация грунтов вяжущими веществами способствует увеличению прочности местных грунтов, повышению их морозо- и водостойкости, улучшению физико-механических свойств. Преимуществом данного метода является то, что благодаря появлению новой специализированной техники и уникальных добавок он позволяет значительно упростить и ускорить процесс выполнения работ, сократить стоимость и сроки строительства и одновременно обеспечить получение оснований и покрытий с более длительным сроком сохранения их несущей способности и ровности.

Различные методы стабилизации грунта широко используются: при строительстве автомобильных дорог всех категорий, ремонте и реконструкции существующих автодорог, при возведении временных, технологических, вспомогательных и грунтовых дорог, автостоянок, парковок,

складских и торговых центров и терминалов, при создании прочных оснований под строительство объектов различных категорий, в том числе при строительстве искусственных озер, прудов и других водоёмов, при строительстве полигонов ТБО и опасных веществ. Существует возможность реновации дорог с использованием технологий укрепления грунтов с поднятием несущей способности до 2-ой технической категории.

Основными компонентами инновационных технологий по стабилизации грунтов являются препараты-стабилизаторы, использование которых приводит к необратимой агломерации мелких частиц и, таким образом, к уменьшению активной поверхности грунта. Обволакивающая водная плёнка разрушается и активизирует природное связывающее свойство грунта. Содержание влаги в почве, особенно ее капиллярная насыщенность, уменьшается и полностью прекращается.

«Стабилизация грунта» достигнута, если местный грунт преобразован в субстанцию, пригодную к использованию для строительства основания дорог без всякого риска, т.е. фактически проведено необратимое изменение свойств грунта. Стабилизированный грунт практически теряет свою способность набирать воду, что приводит к постоянно увеличивающейся плотности грунта за счет проезда транспорта.

Наиболее известны стабилизаторы грунта – добавки системы CONSOLID 444/SOLIDRY. В соответствии с поручением Президента РФ ПР – 2136 от 7 декабря 2006 года компания ООО «МД Системы» подготовила и совместно с заинтересованными российскими организациями зарегистрировала технические условия «Грунтовые смеси, обработанные добавками «CONSOLID 444», «SOLIDRY», «CONSERVEX» для автодорожного и аэродромного строительства» – ТУ 5711-001-98983709-2007, введенные 1 апреля 2007 г., и получила Санитарно-эпидемиологическое заключение № 77.01.16.240.П.003151.01.07, необходимое для применения добавок системы на территории РФ.

С 1973 года эти добавки были испытаны и показали положительные результаты на более чем 8000 различных грунтах. Опыт работы в России показал возможность укладки основания дороги толщиной от 25 до 40 см по технологии уплотнения и стабилизации грунтов со скоростью от 3000 до 6000 кв. метров в смену (из расчета использования одного прицепного рециклера фирмы «Гутцвиллер»).

Впервые в России добавки «Консолид» были использованы в 1995 году в Свердловской области. В настоящее время по этой технологии построены дороги в Московской, Челябинской, Нижегородской области и Ханты-Мансийском автономном округе.

Также нашли широкое применение в строительстве стабилизирующие добавки «Perma-Zyme 11X». Это высоко концентрированный фермент, который полностью изменяет свойства грунтовых материалов, благодаря чему можно производить более прочное дорожное покрытие по сравнению со всеми другими материалами, которые используются в настоящее время. «Perma-Zyme 11X» дает дополнительные преимущества строителям дорог, позволяя обойтись без асфальта, бетона и гравия. Он безопасен для людей и окружающей среды, не вызывает коррозию и биологически совершенно безвреден.

Еще одна инновационная технология укрепления грунтов, разработанная ЗАО «Агентство Новых Технологий», в частности его филиалом АНТ-

Инжиниринг. Технология разработана с учётом климатических особенностей Российской Федерации, а также требований её нормативных документов. Возможность использования местных материалов и низкая стоимость препарата позволяют сократить стоимость 1 м. дорожного полотна более чем на 30% относительно общепринятых технологий дорожного строительства. Высокие технические характеристики укрепленного грунта позволяют производить строительство технологических автодорог и площадок без устройства слоя покрытия. Применение данной технологии возможно на всех категориях автомобильных дорог, во всех климатических зонах. В зависимости от категории автодороги, применение технологии возможно как для устройства нижних и верхних слоёв основания, так и слоя покрытия.

Основным компонентом данной технологии является препарат «Стабилизатор грунтов и органоминеральных смесей ANT». Использование препарата предназначено для работ по укреплению грунтов, а также холодной и горячей регенерации асфальтобетонов. С использованием технологии «ANT» построены дороги в Волгоградской, Московской, Владимирской, Омской и других областях России. В условиях средней полосы России дорога без асфальта и бетона была построена в Тверской области осенью 2009 года и до настоящего времени находится в прекрасном состоянии.

Перспективность применения указанной технологии видна из анализа технико-экономических показателей в сравнении с общепринятым прототипом (табл. 1).

Таблица 1

Сравнительный анализ применения технологии укрепления грунтов «ANT» в сравнении с применением общепринятых технологий (а/дорога V категории во II-ой климатической зоне, интенсивность движения – 500 авт / сутки)

Строительство с применением технологии укрепления грунтов «ANT»	Строительство с применением общепринятых технологий (использование инертных материалов)
Толщина дорожной одежды < 0,2 м	Толщина дорожной одежды > 0,6 м
Гарантийный срок эксплуатации – 7 лет	Гарантийный срок эксплуатации – 3 года
Расчетный срок эксплуатации – 15 лет	Расчетный срок эксплуатации – 10 лет
Скорость производства работ в смену > 2000 м ²	Скорость производства работ в смену < 1000 м ²
Сметная стоимость 1 км (2009г.) < 3 млн руб.	Сметная стоимость 1 км (2009 г.) >10 млн руб.

Особо следует отметить, что применение стабилизирующих добавок уменьшает толщину и количество конструктивных слоев дорожной одежды (рис. 1, 2).

Дополнительное преимущество данной технологии заключается в том, что на конструктивном слое из укрепленных грунтов не требуется производить деформационных швов. Данный конструктивный слой можно эксплуатировать сразу после его уплотнения.

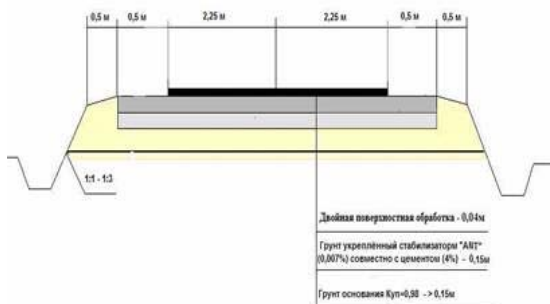


Рис. 1. Технология укрепления грунтов стабилизатором «АНТ»

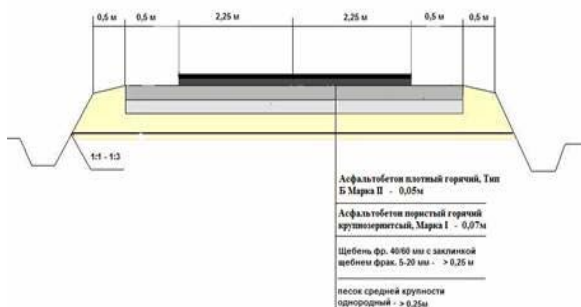


Рис. 2. Общепринятая технология строительства а/дорог

В заключение следует отметить преимущества применения технологии укрепления и стабилизации грунтов:

- 1) высокие физико-механические показатели укрепленных грунтов;
- 2) снижение сметной стоимости дорожно-строительных работ от 30% до 70%;
- 3) сокращение сроков производства работ более чем на 50%;
- 4) 100% экологическая безопасность проведения дорожно-строительных работ;
- 5) общедоступность применения технологии.

Список литературы:

1. ОДМ 218.1.004-2011. Классификация стабилизаторов грунтов в дорожном строительстве (РОСАВТОДОР).
2. [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://www.ant-rus.com/>
3. ТУ 5711-001-98983709-2007. Грунт техногенный рекультивационный. – СПб.: ИЛМА ЭКО.
4. Санитарно-эпидемиологическое заключение №77.01.16.240.П.003151.01.07

Тыщук Г.Ф., старший преподаватель ФГБОУ ВО НИУ «МГУ им. Н.П. Огарева», г. Саранск, Россия, e-mail: antovd@mail.ru

GF Tyshchuk, senior lecturer, National Research University Mordovia State University N.P. Ogareva, Saransk, e-mail: antovd@mail.ru

Для цитирования:

Тыщук Г.Ф. Стабилизация грунтов оснований вяжущими веществами в транспортном строительстве / Г.Ф. Тыщук // Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020: материалы V Междунар. (XI Всерос.) конф. – Чебоксары, 2020. – С. 363–367.

Citation:

Tyshchuk G.F. Stabilization of base soils with binders in transport construction / G.F. Tyshchuk // Construction and development: life cycle – 2020: materials of the V International (XI All-Russian) conference. – Cheboksary, 2020. – P. 363–367.

УДК 691.7

БУРОИНЪЕКЦИОННАЯ СВАЯ ЭРТ АРМИРОВАННАЯ ФИБРОЙ КАК ЗАГЛУБЛЕННАЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННАЯ КОНСТРУКЦИЯ

Федоров П.Ю.

ФГБОУ ВО «Чувашский государственный
университет им. И.Н. Ульянова»
г. Чебоксары, Россия

Аннотация: на сегодняшний день намечается существенный рост применения фибродобавок (фибры) как в промышленном, так и бытовом строительстве во всем мире. Применение фибры для армирования бетонных конструкций успешно конкурирует с другими способами укрепления бетона, в том числе металлическими сетками и стержнями.

Бетонные конструкции, армированные фиброй, имеют повышенный класс огнеупорности и категорию трещиностойкости, что позволяет использовать данный вид армирования во многих областях строительства, включая фундаментостроение, в частности – при устройстве буровых свайных фундаментов.

Главная особенность применения буровых свай заключается в отсутствии ударных и вибронгрузок в процессе их устройства, что очень важно при условиях плотной городской застройки. Поэтому, изучение работы конструкций буровых свай и усовершенствование данной технологии является актуальной задачей при проектировании подземных сооружений, так как применением фиброарматуры можно увеличить несущую способность буронабивной сваи, а также сократить сроки его возведения.

Ключевые слова: сваи, фибра, армирование фиброй, электроразрядная технология, несущая способность, свая ЭРТ инженерно-геологические элементы, электрогиравлическая обработка.

FIBER-REINFORCED BORED ELECTRIC DISCHARGE TECHNOLOGY PILE AS A BURIED REINFORCED CONCRETE STRUCTURE

***Abstract:** today there appears a significant growth in the employment of fiber additives (fibers) in both industrial and residential construction around the world. The use of fiber for reinforcing concrete structures successfully competes with other methods of concrete reinforcement, including metal grids and cores.*

Fiber-reinforced concrete structures have an increased fire resistance class and crack toughness category, what makes it possible to use this type of reinforcement in many areas of construction, including foundation construction, in particular when arranging bored pile foundations.

The main feature of bored piles employment is the absence of shock and vibration loads in the process of their construction, what is very important in the conditions of dense urban development. Therefore, studying the operation of bored pile structures and improving this technology is an urgent task when designing underground structures, since the use of fiber reinforcement can increase the bearing capacity of a bored pile, as well as reduce the time of its construction.

***Keywords:** piles, fiber, fiber reinforcement, electric discharge technology, bearing capacity, electric discharge technology pile, engineering-geological elements, electro-hydraulic processing.*

Исследованиями в области строительства, а именно относящимися к возведению свайных фундаментов с применением фибры в качестве армирующего элемента при возведении фундаментов на слабых грунтах, занимались разные институты, в частности исследователи из СПбГАСУ, ОАО «Фундаментпроект», НИИ Оснований и подземных сооружений им. Н.М. Герсеванова, ОАО «ЦНИИПромзданий», ООО НИИЖБ и ОАО «СПбЗНИИПИ» и другие [1–19].

При возведении свайных фундаментов рассматривались исследования, связанные с решениями проблем при погружении забивных свай до проектных отметок. Проблемы забивных свай заключались в преждевременном разрушении их оголовков, в результате чего при погружении забивных свай в тяжелые и средние грунты около 30% железобетонных свай не достигали проектных отметок и более чем у 80% свай приходилось срезать головы и стволы перед устройством ростверка. Для решения данной проблемы приведенными выше институтами были проведены исследования, направленные на применение забивных свай из сталефибробетонного оголовка и железобетонного ствола, а также свай, целиком изготовленных сталефибробетона. Результаты исследований оказались успешными, так как сваи, изготовленные из сталефибробетона оказались способны воспринять значительную энергию удара и позволили сократить время погружения свай на 50%, повысить возможность сваебойного оборудования и производительность сваебойных работ. В результате проверки свай из сталефибробетона в условиях реального строительства, исследователями установлено, что они обладают высокой ударостойкостью,

обеспечивающей бездефектное погружение до проектных отметок и возможность отказа от применения свай-дублеров.

В условиях плотной городской застройки применение забивных свай не просто нежелательно – в некоторых случаях просто недопустимо. Ударные динамические и вибрационные воздействия на основание возводимого сооружения могут привести к самым печальным последствиям для существующих зданий, попадающих в зону влияния нового строительства, вплоть до разрушения. Поэтому при строительстве на слабых грунтах вновь возводимого или усилении реконструируемого здания в стесненных условиях, особенно вблизи старых зданий или объектов культурного наследия, наиболее актуально применение технологии возведения свайных фундаментов с минимальным негативным или безвредным воздействием на основание существующего соседнего строения, а именно технологии изготовления буровых свай.

Ввиду актуальности применения технологии изготовления буровых свай на сегодняшний день, а также его обширного и повсеместного использования, не менее актуальны методы его совершенствования, в частности – применение фибры в качестве армирующего элемента.

Тема данного исследования направлена на разработку технологии изготовления буровых свай, полностью армированных фиброй, а также изучение работы таких свай в грунтовом массиве.

Актуальность применения фибры в качестве армирующего элемента буровых свай заключается в том, что данная технология позволит увеличить их несущую способность за счет армирования всего тела фундамента, увеличить прочность и трещиностойкость бетона, а также позволит сократить сроки их возведения за счет исключения традиционных методов армирования стержневыми стальными каркасами.

Научная новизна исследования заключается в использовании фибры в качестве армирующего элемента при изготовлении буронабивной сваи, включающего проходку скважины полым шнеком с буровым инструментом, оснащенным магистралями подвода высоконапорного водцементного раствора с фиброй, и создании переменного поперечного сечения в зависимости от характеристик грунтов. Решение поставленной задачи достигается за счет формирования увеличенного поперечного сечения в областях пониженных механических свойств грунтов. В результате этого появляется возможность получения положительных результатов.

Для исследования и разработки технологии изготовления буровых свай, армированных фиброй, были поставлены следующие задачи, разделенные на этапы:

I этап: сбор и анализ имеющейся на сегодняшний день нормативной базы, научных разработок с применением фибробетона, диссертаций на данную тему, статей и проектов; изучение методов расчета фибробетонных конструкций, в частности буровых свай; подготовка приборной и материальной базы к проведением исследований;

II этап: изучение разновидностей фибродобавок из различных материалов; определение физических свойств и параметров определенных видов фибры (из стали, полипропилена, базальта и т.д.); изготовление опытных образцов-кубиков из бетона с разными фибродобавками для сравнения и определения их прочностей на сжатие, растяжение, сдвиг и другие виды напряженного состояния; сравнение результатов испытаний образцов по

следующим параметрам: по прочности, по технологичности изготовления, по экономичности; выбор наиболее оптимального материала фибры по проведенным исследованиям;

III этап: изготовление экспериментальных образцов буровых свай из бетона определенной марки и наиболее оптимально подобранной по всем показателям фибры, а также буровых свай из бетона той же марки с применением стержневого армиатурного каркаса; испытание полученных буровых свай в полевых условиях; обработка результатов испытаний; сравнение результатов испытаний образцов по следующим параметрам: по прочности, по технологичности изготовления, по экономичности.

После сравнения полученных результатов испытаний образцов буровых свай возможны два варианта событий: первый – характеристики несущей способности буровых свай армированных фиброй и изготовленных из бетона определенной марки будет равной или выше несущей способности буровых свай армированных традиционным стальным стержневым каркасом, в таком случае исследование и разработку технологии армирования буровых свай фиброарматурой можно будет считать успешным; второй вариант событий – несущая способность буровых свай армированных фиброй будет ниже несущей способности свай армированных традиционным методом, в таком случае планируется подбор оптимального состава бетона и фибры до достижения результатов по несущей способности не ниже чем для свай армированных стержневым каркасом, при этом соблюдая не только прочностные, но и технологические и экономические показатели таких свай.

Ниже приводится пример алгоритма подбора состава мелкозернистой бетонной смеси (БСМ) для изготовления свай ЭРТ.

Одной из стадий строительного проектирования конструкций железобетонного ствола буруинъекционной сваи ЭРТ является подбор состава мелкозернистой бетонной смеси (БСМ) согласно ГОСТ 7423-2010 «Смеси бетонные. Технические условия».

Алгоритм подбора состава БСМ представляется в следующей последовательности:

1. По величинам проектной несущей способности сваи-ЭРТ F_d по грунту назначается класс (марка) бетона по прочности на сжатие. При этом согласно ГОСТ 26633-91 «Бетоны тяжелые и мелкозернистые» средняя прочность бетона закладывается при коэффициенте вариации $V = 13,5\%$, обеспеченности не менее 95% от назначенного значения. Например, при проектной марке мелкозернистого бетона М400 величина кубиковой прочности должна составлять $R = 38,5$ МПа ($392,5$ кг/см²).

2. По ГОСТ 7473-2010 «Смеси бетонные. Технические условия» подбирается марка по удобоукладываемости бетонной смеси П и показатель подвижности (осадка конуса). Для примера символ П4 означает осадку конуса 20 см.

3. Назначаются условия твердения. В основании ниже глубины промерзания условия твердения – естественные. При осуществлении геотехнических работ в условиях отрицательных температур применяются или химическое твердение с применением формиата натрия или электрический метод прогрева с помощью греющих проводов. Следует отметить, что электропрогрев из опыта производства работ нежелателен. Возможно, возникновение усадочных трещин в теле бетона в результате быстрого

набора прочности и, как результат, отрыв части сваи-ЭРТ прогреваемой от части твердеющей естественным путем.

4. Подбираются компоненты к мелкозернистому бетону – цемент, мелкий заполнитель, добавки к бетону и вода.

4.1. Портландцемент, как правило, на объект поставляется из ближайшего цементного завода. В средневолжском регионе используется цемент производства ОАО «Мордовцемент». Согласно ГОСТ 31108-2003 «Цементы общестроительные» контролируемые параметрами являются:

- 1) прочность на сжатие в возрасте 28 суток $R = 50$ МПа;
- 2) нормальная плотность цементного теста 27%;
- 3) сроки схватывания: начало 2 часа 35 мин, конец 4 часа 25 мин;
- 4) истинная плотность $\rho = 2,63$ г/см³.

4.2. В качестве мелкого заполнителя принимается природный речной песок по ГОСТ 8736-2014 «Песок для строительных работ. Технические условия (с Поправкой)» с моделью крупности не более $M_k = 2,0$. Определяется процентное содержание фракций крупнее $M_k \geq 2,0$ мм и плотность минеральных частиц ρ_s .

4.3. Для увеличения прочности бетона и увеличения подвижности используются добавки. Например, добавка ЭМБЭЛИТ 8-100 – модификатор бетона по ТУ 5870-176-46854090-04, изготавливаемый ООО «Предприятие Мастер Бетон» г. Москва одновременно является пластификатором и модификатором.

4.4. К воде также предъявляются особые требования согласно ГОСТ 23732-79 «Вода для бетонов и растворов».

5. В строительной лаборатории под назначенные прочность, подвижность, удобоукладываемость, условия твердения согласно ГОСТ 27006-86 «Бетоны. Правила подбора состава бетона» проектируются:

5.1. Водоцементное отношение, например $В/Ц = 0,51$, где В – масса воды.

5.2. Соотношение материалов по массе, например $Ц : П = 1 : 2,1$, где Ц – масса цемента; П – масса песка.

5.3. Содержание добавок в % от массы цемента, например содержание ЭМБЭЛИТ 8-100 = 10.

5.4. Расход материалов на 1 м³ бетонной смеси.

Для примера на одном из объектов использованы: цемент – 850 кг; песок – 810 кг; добавка ЭМБЭЛИТ 8-100 – 85 кг; вода – 465 кг.

Кроме характеристик номинального состава мелкозернистого бетона в алгоритме подбора состава приводится раздел фактически возможного расхода материалов на 1 м³ бетонной смеси.

6. Физико-механические свойства бетона, обязательные для подтверждения правильности подбора состава на объекте – это средняя плотность бетона в серии образцов размером 10 × 10 × 10 см, ρ [г/см³] и предел прочности на сжатие в возрасте 7 и 28 сут.

Вывод

Применение технологии буровых свай, армированных фиброй, вполне возможно для практического использования после проведения исследований.

Разработка технологии изготовления буровых свай, армированных фиброй, при возведении и реконструкции зданий в стесненных условиях на слабых грунтах в непосредственной близости от существующих зданий и сооружений является весьма актуальной проблемой, т.к. отличительная

особенность таких свай заключается в отсутствии ударных и вибронагрузок в процессе их устройства. При условиях плотной городской застройки данный метод позволит максимально минимизировать негативное влияние от нового строительства или реконструируемого объекта на существующие здания или сооружения, расположенные рядом с ними.

На мой взгляд, использование фибры в качестве армирующего элемента существенно улучшит прочностные характеристики буровых свай, придавая им дополнительные положительные качества, такие как трещиностойкость и водонепроницаемость. Армированная фиброй буронабивная свая вполне может стать конкурентоспособной благодаря дешевизне по сравнению со стержневой арматурой, а также высокой технологичности за счет сокращения времени ее изготовления.

Список литературы:

1. Богов С.Г. Опыт применения струйной технологии для закрепления слабых грунтов при реконструкции здания по ул. Почтамтская в г. Санкт-Петербурге / С.Г. Богов. С.С. Зуев // Сборник трудов научно-технической конференции СПбГАСУ. – СПб., 2010. – С. 80–86.
2. Ван Импе В.Ф. Фундаменты глубокого заложения: тенденции и перспективы развития // Реконструкция городов и геотехническое строительство. – 2005. – №9. – С. 7–33.
3. Василюк Л.В. Вибропогружение шпунта вблизи существующих зданий в грунтовых условиях Санкт-Петербурга // Инженерно-геологические изыскания, проектирование и строительство оснований, фундаментов и подземных сооружений: сб. тр. Всероссийской научн.-техн. конф. (1–3 февраля 2017 г.). – СПб., 2017. – С. 307–316.
4. Войлоков И.А. Применение фибры при изготовлении свай // Инженерно-строительный журнал. – 2009. – № 8(10). – С. 6–8. – DOI: 10.18720/MCE.10.6.
5. Гаврилов А.Н. Комплекс изыскательских и исследовательских работ для проектирования нового строительства в условиях плотной городской застройки / А.Н. Гаврилов, Е.М. Грязнова, Р.Р. Старков // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2006. – №6. – С. 10–13.
6. Гурский А.В. Учет влияния вдавливания шпунта на дополнительную осадку соседних зданий: канд. дис. – СПб., 2016. – 133 с.
7. Далматов Б.И. Механика грунтов, основания и фундаменты: учебник для вузов. – М.: Стройиздат, 1981. – 319 с.
8. Дьяконов И.П. Оценка несущей способности буронабивных свай с негабаритным наконечником // Инженерно-геологические изыскания, проектирование и строительство оснований, фундаментов и подземных сооружений: сб. тр. Всероссийской научн.-техн. конф. (1–3 февраля 2017 г.). – СПб., 2017. – С. 316–322.
9. Nikolay Sokolov, Sergey Ezhov, Svetlana Ezhova. Preserving the natural landscape on the construction site for sustainable ecosystem // Journal of applied engineering science 15 (2017) 4, 482. p. 518–523. База данных Skopus.
10. Соколов Н.С. Электроимпульсная установка для изготовления буроинъекционных свай // Жилищное строительство. – 2018. – №1–2. – С. 62–66.
11. Соколов Н.С. Один из подходов решения проблемы по увеличению несущей способности буровых свай // Строительные материалы. – 2018. – №5. – С. 44–47.
12. Sokolov N.S. Ground Ancher Produced by Elektric Discharge Technology, as Reinforced Concrete Structure // Key Enginiring Materials. – 2018. – P. 76–81.
13. Sokolov N.S. Use of the Piles of Effective Type in Geotechnical Construction // Key Enginiring Materials. – 2018. – P. 70–74.
14. Sokolov N.S. One of Geotechnological Technologies for Ensuring the Stability of the Boiler of the Pit // Key Enginiring Materials. – 2018. – P. 56–69.

15. Regulated injection pile-electric discharge technology with multiple pile enlargements posed as an underground reinforced concrete structure with a controlled load capacity// 18 international multidisciplinary scientific GeoConference SGEM 2018 Albena Resort SPA Bulgaria. 2018. P. 601–608. База данных Web of Science.

16. Sokolov N.S. One of the geotechnical technologies to strengthen the foundation base in constraint environment in the addition of 4 floors // 18 international multidisciplinary scientific GeoConference SGEM 2018 Albena Resort SPA Bulgaria. 2018. P. 513–522. База данных Web of Science.

17. Sokolov N.S., Viktorova S.S. Method of aligning the turches of objects targe-sized foundations and increased loads on them // Key Enginiring Materials. – 2018. – P. 1–11.

18. Соколов Н.С. Буроинъекционная свая ЭРТ как заглубленная железобетонная конструкция / Н.С. Соколов, С.С. Викторова, Г.М. Смирнова [и др.] // Строительные материалы. – 2017. – №9. – С. 47–50.

19. Соколов Н.С. Использование буроинъекционных свай ЭРТ в качестве оснований фундаментов повышенной несущей способности / Н.С. Соколов, С.Н. Соколов, А.Н. Соколов [и др.] // Промышленное и гражданское строительство. – 2017. – №9. – С. 66–70.

Федоров Павел Юрьевич, ассистент кафедры «Строительных технологий, геотехники и экономики строительства», строительного факультета ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, Россия, e-mail: pavel-fedorov@mail.ru

Fedorov Pavel Yurievich, teaching assistant at the Department of "Building Technologies, Geotechnics and Construction Economics", Building Faculty "I.N. Chuvash State University Ulyanova", Cheboksary, Russia, e-mail: pavel-fedorov@mail.ru

Для цитирования:

Федоров П.Ю. Буроинъекционная свая ЭРТ армированная фиброй как заглубленная железобетонная конструкция / П.Ю. Федоров // Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020: материалы V Междунар. (XI Всерос.) конф. – Чебоксары, 2020. – С. 367–373.

Citation:

Fedorov P.Yu. Fiber-reinforced bored electric discharge technology pile as a buried reinforced concrete structure / P.Yu. Fedorov // Construction and development: life cycle – 2020: materials of the V International (XI All-Russian) conference. – Cheboksary, 2020. – P. 367–373.

УДК 624.13:631.459.42

УСТОЙЧИВОСТЬ ГОРОДСКИХ ОТКОСОВ К МИНИ-ОПОЛЗНЯМ СДВИГА

Чучкалов С.И.

ФГБОУ ВО Чувашский государственный
университет им. И.Н. Ульянова
г. Чебоксары, Россия

Михайлов Б.В.

ФГБОУ ВО Чувашский государственный
университет им. И.Н. Ульянова
г. Чебоксары, Россия

Алексеев В.В.

ФГБОУ ВО Чувашский государственный
университет им. И.Н. Ульянова
г. Чебоксары, Россия

Фадеев И.В.

ФГБОУ ВО «Чувашский государственный
педагогический университет
им. И.Я. Яковлева»
г. Чебоксары, Россия

***Аннотация:** в работе исследована устойчивость склонов урбанизированных территорий к мини-оползням сдвига. На основе рассмотрения почвенной влаги как фазы, имеющей границы раздела с почвенным воздухом и твердой фазой почвы, получена функциональная зависимость коэффициента трения в почве от влажности, плотности и типа почв, предложено выражение для оценки соотношения толщины и длины оползня для различных углов наклона склона. Проведенные численные оценки геометрических характеристик оползней согласуются с реальными оползневыми процессами на искусственных склонах объектов градостроительства.*

***Ключевые слова:** урбанизация, откос, мини-оползень сдвига, липкость, трение, основная гидрофизическая характеристика.*

STABILITY OF URBAN SLOPES TO MINI-LANDSLIDES OF SHEAR

***Abstract:** the stability of the slopes of urbanized territories to mini-shear landslides is investigated in the paper. Based on consideration of soil moisture as a phase having interfaces with soil air and solid phase of soil, functional dependence of coefficient of friction in soil on moisture, density and type of soil is obtained. Using the obtained dependence of the coefficient of friction in the soil on moisture, density and type of soil, an expression was proposed to estimate the ratio of thickness and length of the landslide for various slope angles. Numerical assessments of the geometric characteristics of landslides are consistent with real landslide processes on the artificial slopes of urban planning objects.*

***Keywords:** urbanization, slope, mini-landslide of shift, stickiness, friction, soil-water retention curve.*

Введение

Процесс роста городов и городского населения постоянно связан с необходимостью решения проблем, связанных со строительством сооружений на естественных склонах или со строительством искусственных склонов. Искусственное изменение формы рельефа (создание искусственных холмов, водоемов, впадин, гряд и др.) – перспективное направление в современной ландшафтной архитектуре [1]. В связи с этим крупные городские территории становятся подверженными опасности оползней [2], защита от которых требует значительных финансовых затрат [3]. Хотя считается, что за счет измерения и контроля свойств грунта можно точно определить устойчивость построенных склонов [4; 5], практика показывает обратное: в некоторых случаях ни искусственные волокна, ни геосинтетика не могут должным образом укрепить склон (рис. 1).



Рис. 1. Разрушение системы синтетических укреплений откоса

Тип и механизм развития деформаций профиля имеют решающее значение при оценке устойчивости склона. При постановке задачи оценки устойчивости склона, когда поверхность скольжения еще не сформировалась, учитываются следующие моменты [6]: прогнозирование возможности оползневого образования, обоснование крутизны склонов и необходимость реализации соответствующих мер по обеспечению стабильности. Задача оценки устойчивости существующего оползня, когда уже есть поверхность скольжения, заключается в определении степени устойчивости, степени угрозы оползневых движений для существующих конструкций и безопасности местности, а также в установлении содержания и последовательности противооползневых мероприятий [7].

Оползни скольжения, то есть отрыв и скользящее смещение грунтовых масс под действием силы тяжести, возникающие в урбанизированных районах, часто вызваны снижением фрикционных свойств грунта при его естественном увлажнении, смыве и подрезании. Трение в грунте зависит от влажности [8; 9] и гранулометрического состава [10; 11] грунта. В определенном диапазоне значений влажности происходит существенное изменение величины сил трения. В ряде работ, в частности в [12; 13], экспериментально показано, что коэффициент трения увеличивается с увеличением влажности грунта и достигает максимума, а затем падает. Однако обобщенные коэффициенты влияния влажности, пористости и гранулометрического состава на трение в грунте в литературе не приводятся, что не позволяет провести численную оценку фрикционных характеристик грунта в зависимости от его параметров. Проблема теоретического обоснования зависимости силы трения от влажности, пористости и удельной

поверхности частиц грунта остается актуальной для оценки и прогноза устойчивости склонов. В данной работе устойчивость оползня, образовавшегося на склоне, анализируется на основе численной оценки влияния параметров грунта на его фрикционные свойства.

Материалы и методы исследования

Возникновение оползня, связанное с нарушением баланса сил, действующих на массив грунта, начинается с появления трещины (разлома) на склоне и развивается как движение оползневого тела по поверхности скольжения. Сеть временных микроручейков талых вод или естественных осадков является одной из причин дисбаланса. Микроручейки «изрезают» поверхность и увеличивают влажность грунта. Увеличение влажности приводит к возрастанию плотности грунта и изменению таких его свойств как липкость L и коэффициент трения μ .

Состояние равновесия тела оползня на плоской поверхности скольжения (рис. 2) определяется уравнениями:

$$\begin{aligned} mg \sin i &= F_{\mu} + F_1 \\ N &= mg \cos i + F_2 \end{aligned} \quad (1)$$

где $mg \sin i$ – составляющая силы тяжести, стремящаяся сдвинуть оползень массой m ; F_{μ} – сила трения; N – сила реакции опоры (поверхности скольжения); F_1 и F_2 – силы, обусловленные липкостью L .

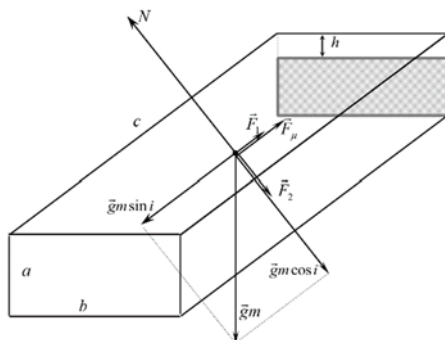


Рис. 2. Равновесие сил

Пусть a , b и c – линейные размеры (толщина, ширина и длина соответственно) тела оползня, $A = bc$ – площадь контакта тела оползня с поверхностью скольжения, h – глубина трещины, тогда силы, обусловленные липкостью $L = F/A$, равны $F_1 = L(a-h)b$, $F_2 = Lbc$.

С учетом того, что сила трения $F_{\mu} = \mu N$, уравнения (1) приводятся к виду

$$mg \sin i = \mu(mg \cos i + Lbc) + L(a-h)b. \quad (2)$$

Обозначая отношение толщины тела оползня a к его длине c как $\varepsilon = a/c$, отношение глубины трещины к толщине тела оползня как $\delta = h/a$ и выражая массу тела оползня $m = \rho abc$ через его объем $V = abc$ и плотность почвы ρ , получаем

$$\sin i = \mu \cos i + \frac{L}{\rho g} \left(\frac{\mu}{a} + \frac{1-h/a}{c} \right) \quad (3)$$

Обычно при расчетах учитывают не весь объем тела оползня, а только массив пород метровой ширины, выделяемый по линии расчетного геологического разреза. Поскольку выражение (3) не содержит такого параметра как ширина, его использование позволяет обойтись без этой условности.

Рассмотрим второе слагаемое правой части (3). Исследование на экстремум:

$$\begin{cases} \left(\frac{\mu}{a} + \frac{1-h/a}{c} \right)_a = 0, \\ \left(\frac{\mu}{a} + \frac{1-h/a}{c} \right)_c = 0 \end{cases} \quad (4)$$

показывает, что в интервале $0 < h < a$ имеется стационарная точка, которая не является точкой экстремума.

Определим соотношение между a и c для различных величин уклона, удовлетворяющее (3).

$$(\sin i - \mu \cos i) \frac{\rho g c}{L} = \frac{\mu}{\varepsilon} + 1 - \delta. \quad (5)$$

Выражая ε из уравнения (5), получаем

$$\varepsilon = \frac{\mu}{(\sin i - \mu \cos i) \frac{\rho g c}{L} + \delta - 1}. \quad (6)$$

В выражении (6) L и μ для каждого конкретного вида почвы являются функциями влажности w и должны быть учтены при проведении расчетов.

Получение зависимостей липкости и коэффициента трения от влажности, плотности и типа почв возможно при рассмотрении почвенной влаги как фазы, имеющей поверхности раздела с почвенным воздухом и с твердой фазой почвы. С поверхностной энергией E границ раздела фаз связан потенциал почвенной влаги $\psi = E / m_w$ (где m_w – масса влаги) [14], который при рассмотрении основной гидрофизической характеристики почв заменяется эквивалентным давлением $p = \rho \psi$ (где ρ – плотность почвенной влаги) [15]. Плотность почвы ρ можно выразить через пористость Π_0 , плотность твердой фазы ρ_s и плотность воды ρ_w по формуле:

$$\rho = \rho_s (1 - \Pi_0) + \rho_w. \quad (7)$$

Давление почвенной влаги p' , обусловленное взаимодействием влаги с твердой фазой почвы, и давление p'' , обусловленное взаимодействием влаги с почвенным газом, могут быть представлены как [16]:

$$p' = A \Omega_0^3 \left(\frac{1}{w^3} - \frac{1}{\Pi_0^3} \right), \quad (8)$$

$$p'' = \Omega_c \sigma_{lg}, \quad (9)$$

где A – константа Гамакера (Дж), деленная на 6π ; Ω_0 – объемная удельная поверхность твердой фазы почвы ($\text{м}^2/\text{м}^3$); Π_0 – пористость почвы ($\text{м}^3/\text{м}^3$); w – объемная влажность ($\text{м}^3/\text{м}^3$); Ω_c – объемная удельная поверхность конденсированной фазы почвы ($\text{м}^2/\text{м}^3$); σ_{lg} – удельная свободная поверхностная энергия на границе раздела вода/воздух ($\text{Дж}/\text{м}^2$).

Связь между Ω_0 и Ω_c осуществляется через функцию $D(w, \Pi_0)$ [17], зависящую от удельного числа почвенных пор, их ориентации и структуры:

$$\Omega_c = \Omega_0 D(w, \Pi_0) = \Omega_0 \left(1 - \frac{w}{1 - \Pi_0 + w} \right) \cdot \left(1 - \frac{w}{\Pi_0} \right)^{2,5} \quad (10)$$

Липкость в свою очередь обусловлена взаимодействием твердой фазы почвы с окружающими ее телами через жидкую фазу почвы и зависит от среднего размера и удельного количества капиллярных менисков в почве, а также степени их заполнения водой, что, как и коэффициент трения в почве, определяется гранулометрическим, химическим и минералогическим составом, структурой и влажностью почвы. Липкость, в частности, характеризуется тремя показателями: максимальным значением липкости L_{max} , максимальной влажностью прилипания w_{max} и начальной влажностью прилипания w_0 [18]. Липкость не проявляется, когда влажность ниже w_0 , при которой имеет место равенство давлений воды в виде «пленки» (p') и «манжеты» (p'') [19; 20]. Прилипание возникает при значениях влажности $w > w_0$ в результате разницы давлений $\Delta p = p'' - p'$, которую с учетом (8), (9) и (10) получаем в виде

$$\Delta p = p'' - p' = \sigma_{\text{lg}} \Omega_0 \cdot D(w, \Pi_0) - A \Omega_0^3 \left(\frac{1}{w^3} - \frac{1}{\Pi_0^3} \right) \quad (11)$$

Зависимость коэффициента трения от влажности, плотности и типа почв может быть получена из следующих соображений. При увеличении пористости уменьшается площадь действительного контакта между частицами почвы. Соответственно при низкой влажности имеет место сухое трение, а при увеличении влажности выше w_0 начинает проявляться липкость. Следовательно, коэффициент трения μ должен включать в себя две составляющие. Одна из них пропорциональна липкости L , связанной с механическим составом почвы через удельную поверхность Ω_0 и функцию $D(w, \Pi_0)$, зависящую от гранулометрического состава. Другая составляющая пропорциональна доле твердой фазы почвы $(1 - \Pi_0)$, площади поверхности ее контакта с жидкостью $w^{2/3}$ и $(1 - \beta w)$ [21]. Тем самым учитывается существенное влияние на коэффициент трения μ содержания физической глины (частиц размером менее 0,01 мм). Так как трение связано с липкостью, которая прямо пропорциональна удельной поверхности твердой фазы Ω_0 , то, следовательно, и коэффициент трения должен быть прямо пропорционален Ω_0 , т.е. содержанию физической глины. В итоге для коэффициента трения имеем:

$$\mu = \alpha \Omega_0 w^{2/3} (1 - \beta w) (1 - \Pi_0) + \gamma L, \quad (12)$$

где α , β и γ – коэффициенты.

Таблица 1

Размер частиц, мм	Содержание фракций, %	
	Серая лесная почва	Дерново-подзолистая почва
0,001	28,2	18,7
0,005	16,4	10,3
0,010	12,1	7,6
0,050	36,2	52,5
0,250	5,8	8,8
1,000	1,3	2,1

Объектами исследования служили склоны, покрытые серыми лесными и дерново-подзолистыми почвами Чувашской Республики (Россия). Гранулометрический состав частиц исследованных почв приведен в табл. 1. Пористость P_0 и удельная (на единицу массы) поверхность частиц A_m составляли для темно-серой лесной почвы 0,56 и 66,5 м²/г, дерново-подзолистой почвы – 0,53 и 31,4 м²/г соответственно.

Результаты

Зависимости коэффициента трения от влажности для серых лесных и дерново-подзолистых почв, полученные численно на основе соотношения (12), показаны на рис. 3. При значении влажности, меньшей некоторого критического значения w_0 , липкость не проявляется, то есть $L = 0$ и формула (3) возвращается к классическому виду.

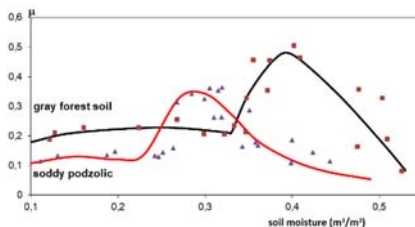


Рис. 3. Зависимость коэффициента трения от влажности почвы

Подстановка известных функциональных зависимостей $\rho = \rho(w)$, $\mu = \mu(w)$, $L = L(w)$ в уравнение (6) позволяет получить соотношения между ϵ и c (или между a и c) для любых значений угла наклона i и длины склона s .

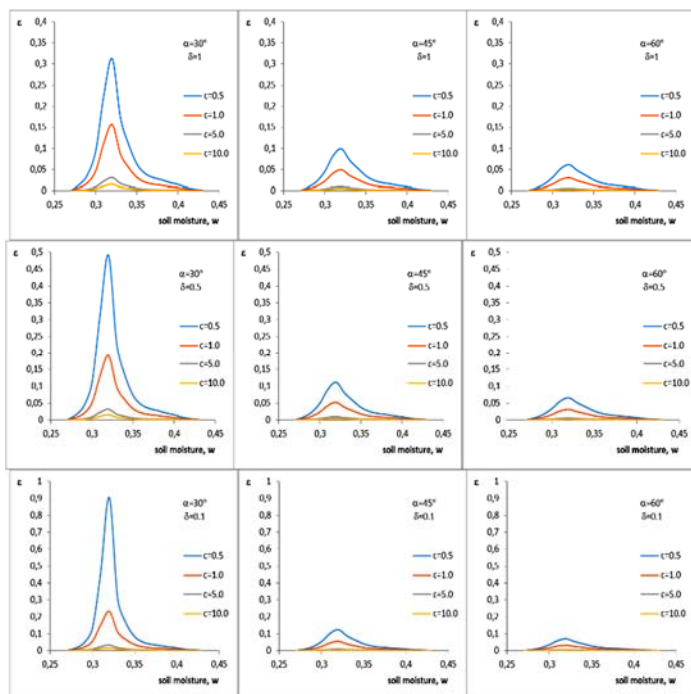


Рис. 4. Зависимость отношения толщины тела оползня к его длине от влажности почвы для различных уклонов и значений $\delta=h/a$

Результаты расчетов зависимости отношения толщины тела оползня к его длине от влажности для различных уклонов для серых лесных и дерново-подзолистых почв представлены на рис. 4 при следующих значениях параметров: длина тела оползня $c = 0,5 \div 10$ м, плотность твердой фазы почвы $\rho_s = 2430 \text{ кг/м}^3$, пористости почвы $I_0 = 0,48$. Полученные результаты показывают, что липкость не проявляется до определенного содержания влаги w_0 , а именно для серой лесной почвы – $0,30 \pm 0,04 \text{ м}^3/\text{м}^3$, дерново-подзолистой почвы – $0,22 \pm 0,04 \text{ м}^3/\text{м}^3$. Эти значения влажности соответствуют разрыву капилляров почвы, нижнему пределу пластичности почвы и оптимальной агрегации частиц почвы.

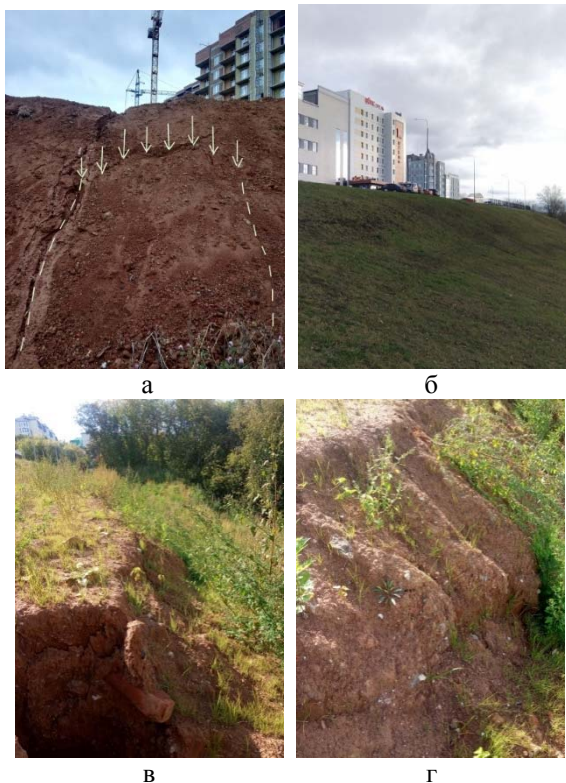


Рис. 5. Миниоползни на откосах
(а, б: от 7 до 12 м; в, г: от 0,5 до 1 м)

Описанная выше методика апробирована на естественных и искусственных склонах объектов градостроительства г. Чебоксары (Россия). В частности, при длине оползня $s = 11\text{--}12$ м (дерново-подзолистая почва, уклон 43°), расположенного на Президентском бульваре г. Чебоксары (рис. 5а), его средняя высота a составляет $0,25\text{--}0,45$ м, то есть соответствует $\varepsilon = 0,021\text{--}0,038$, что согласуется с результатами расчетов, представленных на рис. 4.

Заключение

На основе рассмотрения почвенной влаги как фазы, имеющей границы раздела с почвенным воздухом и твердой фазой почвы, получена функциональная зависимость коэффициента трения в почве от влажности, плотности и типа почв. Для серой лесной и дерново-подзолистой почв выявлены значения влажности ($0,30 \pm 0,04 \text{ м}^3/\text{м}^3$ и $0,22 \pm 0,04 \text{ м}^3/\text{м}^3$ соответственно), при которых липкость почвы начинает влиять на трение.

На основе полученной зависимости коэффициента трения в грунте от влажности, плотности и типа грунта предложено выражение для оценки соотношения толщины и длины оползня для различных углов уклона.

Проведенные численные оценки геометрических характеристик оползней согласуются с реальными оползневыми процессами на искусственных склонах объектов градостроительства.

Список литературы:

1. Nijhuis S. Urban landscape infrastructures. Designing operative landscape structures for the built environment / S. Nijhuis, D. Jauslin // *Research in Urbanism Series*. – 2015. – Vol. 3. №1. – P. 13–34.
2. Mateos R.M. Integration of landslide hazard into urban planning across Europe / R.M. Mateos et al. // *Landscape and Urban Planning*. – 2020. – №196. –103740. – P. 1–12.
3. Galve J.P. Cost-based analysis of mitigation measures for shallow-landslide risk reduction strategies / J.P. Galve [et al.] // *Engineering Geology*. – 2016. – Vol. 213. – P. 142–157.
4. Choi K.Y. Landslide disaster prevention and mitigation through works in Hong Kong / K.Y. Choi, Raymond W.M. Cheung // *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*. – 2013. – №5. – P. 354–365.
5. Frodella W. A method for assessing and managing landslide residual hazard in urban areas / W. Frodella, A. Giampalini, F. Bardi, T. Salvatici, F. Di Traglia, G. Basile, N. Casagli // *Landslides*. – 2018. – Vol. 15. №2. – P. 183–197.
6. Wei Y. 2019 Systematic slope stability assessment through deformation field monitoring / Y. Wei, A.B. Lundberg, F. Resare // *E3S Web of Conferences*. – 2019. – Vol. 92. – 18009. – C. 1–6.
7. Han Z. 2019 Comprehensive analysis of landslide stability and related countermeasures: a case study of the Lanmuxi landslide in China / Z. Han, B. Su, Y. Li, Y. Ma, W. Wang, G. Chen // *Scientific Reports*. – 2019. – №9. – 12407. – P. 1–12.
8. Srivastava A.K. *Engineering Principles of Agricultural Machines* / A.K. Srivastava, C.E. Goering, R.P. Rohrbach, D.R. Buckmaster. – St. Joseph, Michigan: ASABE, 2006. – 569 p.
9. Tjandra D. Effect of drying-wetting process on friction capacity and adhesion factor of pile foundation in clayey soil / D. Tjandra, Indarto, R.A.A. Soemitro // *Jurnal Teknologi*. – 2015. – Vol. 77. №11. – P. 145–150.
10. Vangla P. Influence of particle size on the friction and interfacial shear strength of sands of similar morphology / P. Vangla, G.M. Latha // *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*. – 2015. – Vol. 1. №6. – P. 1–12.
11. Choudhary A.K. Experimental investigation of interface behaviour of different types of granular soil/geosynthetics / A.K. Choudhary, A.M. Krishna // *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*. – 2016. – Vol. 2. №4. – P. 1–11.
12. Abbaspour-Gilandeh Y. Investigation of the effect of soil moisture content, contact surface material and soil texture on soil friction and soil adhesion coefficient / Y. Abbaspour-Gilandeh, F. Hasankhani-Ghavam, G. Shangoli, V.R. Shrabian, M. Abbaspour-Gilandeh // *Acta Technologica Agriculturae*. – 2018. – №2. – P. 44–50.
13. Manuwa S.I. Effect of moisture content on rubber, steel and tetrafluoroethylene materials sliding on textured soils / S.I. Manuwa // *Modern Applied Science*. – 2012. – Vol. 6, № 4. – P. 117–121.
14. Alekseev V.V. Study of the relation between soil erodibility and hydrological characteristics / V.V. Alekseev, R.I. Aleksandrov, S.A. Vasiliev, S.I. Chuchkalov // *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*. – 2019. – Vol. 341. – 012110. – P. 1–5.
15. Сысуев В.А. Получение основной гидрофизической характеристики почв на основе идеализированных моделей / В.А. Сысуев, И.И. Максимов, В.В. Алексеев, В.И. Максимов // *Доклады Российской академии сельскохозяйственных наук*. – 2013. – №5. – С. 63–66.
16. Alekseev V.V. Aerodynamic method for obtaining the soil water retention curve / V.V. Alekseev, I.I. Maksimov // *Eurasian Soil Science*. – 2013. – Vol. 46. №7. – P. 751–757.
17. Алексеев В.В. Получение функциональной зависимости липкости почв от основных гидрофизических почвенных параметров / В.В. Алексеев, И.И. Максимов, С.А. Васильев // *Аграрная наука Евро-Северо-Востока*. – 2014. – №3. – С. 63–67.
18. Шейн Е.В. Теория и методы физики почв / Е.В. Шейн, Л.О. Карпачевский. – М.: Гриф и К, 2007. – 630 с.

19. Carminati A. Liquid bridges at the root-soil interface / A. Carminati, P. Benard, M.A. Ahmed, M. Zarebanadkouki // *Plant and Soil*. – 2017. – Vol. 417. №1–2. – P. 1–15.
20. Bostwick J.B. Liquid-bridge shape stability by energy bounding / J.B. Bostwick, P.H. Steen // *IMA Journal of Applied Mathematics*. – 2015. – Vol. 80. №6. – P. 1759–1775.
21. Алексеев В.В. Гидрофизика почв в мелиорации / В.В. Алексеев, И.И. Максимов. – Чебоксары: Новое Время, 2017. – 280 с.

Чучкалов Сергей Иванович, старший преподаватель кафедры общей физики, Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова, г. Чебоксары, Россия, e-mail: serg.chuchkaloff@yandex.ru

Михайлов Борис Васильевич, канд. техн. наук, доцент кафедры строительных конструкций, Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова, г. Чебоксары, Россия, e-mail: boris.mihaylov.63@mail.ru

Алексеев Виктор Васильевич, д-р техн. наук, профессор кафедры общей физики, Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова, г. Чебоксары, Россия, e-mail: av77@list.ru

Фадеев Иван Васильевич, д-р техн. наук, заведующий кафедрой машиностроения, Чувашский государственный педагогический университет имени И.Я. Яковлева, г. Чебоксары, Россия, e-mail: ivan-fadeev-2012@mail.ru

Chuchkalov Sergey Ivanovich, Senior Teacher of the General Physics Department, Chuvash State University named after I.N. Ulyanov, Cheboksary, Russia, e-mail: serg.chuchkaloff@yandex.ru

Mikhailov Boris Vasilievich, Associate Professor of the Department of Building Structures, Candidate of Technical Sciences, Chuvash State University named after I.N. Ulyanov, Cheboksary, Russia, e-mail: boris.mihaylov.63@mail.ru

Alekseev Viktor Vasilievich, Professor of the General Physics Department, Doctor of Technical Sciences, Chuvash State University named after I.N. Ulyanov, Cheboksary, Russia, e-mail: av77@list.ru

Fadeev Ivan Vasilievich, Head of the Mechanical Engineering Department, Doctor of Technical Sciences, Chuvash State Pedagogical University named after I.Ya. Yakovlev, Cheboksary, Russia, e-mail: ivan-fadeev-2012@mail.ru

Для цитирования:

Чучкалов С.И. Устойчивость городских откосов к мини-оползням сдвига / С.И. Чучкалов, Б.В. Михайлов, В.В. Алексеев [и др.] // *Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020: материалы V Междунар. (XI Всерос.) конф.* – Чебоксары, 2020. – С. 374–383.

Citation:

Chuchkalov S.I. Stability of urban slopes to shift mini-landslides / S.I. Chuchkalov, B.V. Mikhailov, V.V. Alekseev [et al.] // *Construction and development: life cycle – 2020: materials of the V International (XI All-Russian) conference.* – Cheboksary, 2020. – P. 374–383.

ТЕХНОЛОГИЯ, ОРГАНИЗАЦИЯ, МАТЕРИАЛЫ И ЭКОНОМИКА СТРОИТЕЛЬСТВА

УДК 693.5

УЗЕЛ «КОЛОННА-ФУНДАМЕНТ» В СБОРНО- МОНОЛИТНОМ КАРКАСЕ: ФУНКЦИИ И ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЕ ОСОБЕННОСТИ ЕГО ИСПОЛНЕНИЯ

Богданов В.Ф.

ФГБОУ ВО «Чувашский
государственный университет»
г. Чебоксары, Россия

Петрова И.В.

Чебоксарский институт (ф)
ФГБОУ ВО «Московский
политехнический университет»
г. Чебоксары, Россия

***Аннотация:** названы ответственные узлы сборно-монолитного каркаса. Рассмотрены функции узла «колонна-фундамент». Особое внимание сосредоточено на технологии выполнения узла, как в летних, так и в зимних условиях с применением средств временного закрепления колонны в стакане фундамента, а также на особенностях его заделки в различных температурных условиях. Перечислены операции технологического процесса с учетом их последовательности и регламента исполнения. Обращено внимание конструкторов и технологов на необходимость повышения безопасности зданий и сооружений как на стадии строительства, так и на последующих этапах их жизненного цикла.*

***Ключевые слова:** узел, сборно-монолитный каркас, колонна, ригель, фундамент, временное закрепление.*

THE "COLUMN-FOUNDATION" NODE IN A PRECAST MONOLITHIC FRAME: FUNCTIONS AND TECHNOLOGICAL FEATURES OF ITS EXECUTION

***Annotation:** the responsible nodes of the prefabricated monolithic frame are named. The functions of the "column-Foundation" node are considered. Special attention is focused on the technology of performing the node, both in summer and in winter conditions, using means of temporarily fixing the column in the Foundation glass, as well as on the features of its sealing in various temperature conditions. The operations of the technological process are listed, taking into account their sequence and execution rules. The attention of designers and technologists is drawn to the need to improve the safety of buildings and structures both at the construction stage and at subsequent stages of their life cycle.*

***Keywords:** node, prefabricated monolithic frame, column, crossbar, Foundation, temporary fixing.*

Наиболее ответственными узлами сборно-монолитного каркаса, от качества исполнения которых зависит устойчивость и надежность здания, являются:

- узел «колонна-ригель» (рис. 1);
- узел «колонна-фундамент» (рис. 2, 3).

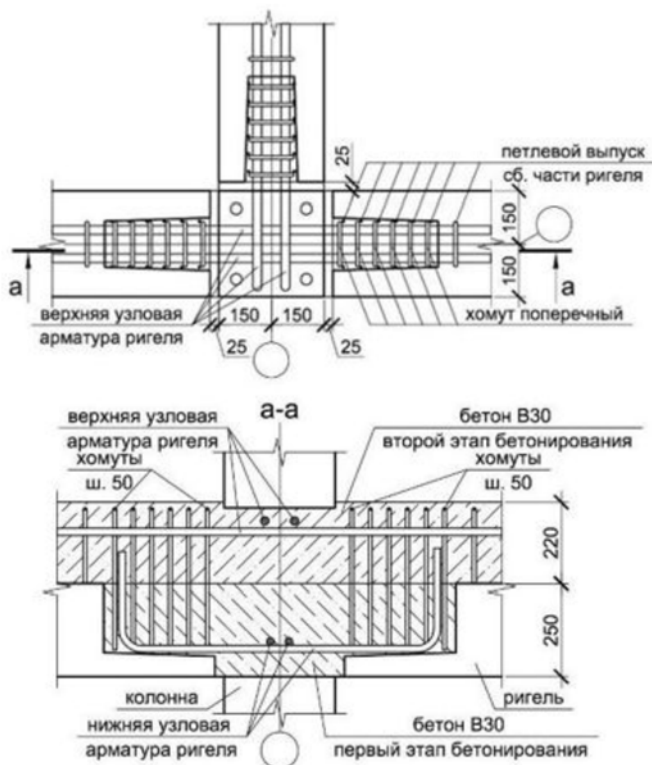


Рис. 1. Узел сопряжения ригеля с промежуточной колонной

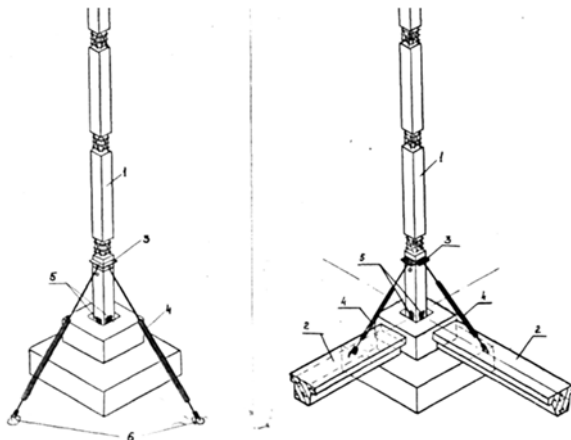


Рис. 2. Схема временного крепления колонны в стакане фундамента.
1 – сборная ж/б колонна, 2 – фундаментная балка, 3 – хомут, 4 – подкос, 5 – клиновые вкладыши

Особенности технологии устройства «колонна – ригель» опубликованы в работе [1], а конструктивные в – [2].

Узел «колонна – фундамент» (рис. 2, 3) совместно с другими узлами и при необходимости с диафрагмами жесткости обеспечивает жесткость и устойчивость сборно-монокристаллического каркаса. Эти функции могут быть выполнены при грамотной заделке стыка «колонна – фундамент».

До начала технологического процесса по заделке стыка, колонна устанавливается в проектное положение с помощью устройств для временного закрепления, например, как видно из рис. 2 и 3: подкосов хомутов и клиновых вкладышей.

Для заделки стыков в летних условиях применяют бетонную или раскисленную смесь, ориентировочные составы которой приведены в табл. 1.

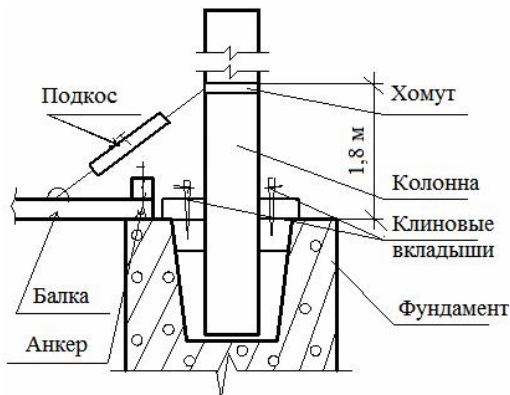


Рис. 3. Схема крепления колонны к фундаменту

Таблица 1

Составы бетонной смеси и раствора

Материалы	Ед. изм.	Марка, ГОСТ	Расход материалов на 1м ³ смеси, кг					
			бетонный		растворной			
			M200	M300	M50	M100	M200	M300
Портланд-цемент, быстротвердеющий портланд-цемент или шлакопортландцемент	кг	M400 и выше (ГОСТ 10178-76)	350	450	160	180	365	440
Песок для строительных работ	кг	ГОСТ 8736-77	800	700	1100	980	870	780
Щебень или гравий фракции 5-20 мм для строительных работ	кг	ГОСТ 8267-75 или ГОСТ 8268-74*	1200	1100	–	–	–	–
Вода питьевая	л	ГОСТ 2874-73	170-190	180-200	100	150-200	250	280

Подвижность растворной (бетонной) смеси, подаваемой в стык наосом, определяется опытным путем. Подвижность бетонной смеси, укладываемой в стык вручную, должна составлять 6–8 см по осадке стандартного конуса, а растворной – не более 8 см по стандартному конусу СтройЦНИИЛа.

Составы должны быть предварительно проверены в лаборатории путем испытания образцов-кубиков, изготовленных с применением цемента и заполнителей, предназначенных для заделки стыков. До укладки бетона загрязненные полости стыка очищаются. Бетонная смесь укладывается вручную.

В процессе заделки стыка все технологические операции необходимо выполнять грамотно в любое время года, но особенно в зимних условиях, когда среднесуточная температура наружного воздуха снижается до (+ 5°С) и в течение суток падает ниже (0°С). Технологический процесс включает операции по подготовке стыка к бетонированию, по приготовлению, подаче, укладке и уплотнению бетона, по уходу за бетоном и контролю прочности бетона.

При подготовке к бетонированию необходимо: очистить стык от мусора, грязи; удалить снег и наледь огнеметом, горячим воздухом или другим способом; установить опалубку для замоноличивания стыка (индивидуальную, инвентарную или пресс-опалубку), смазать прилегающие к бетону поверхности опалубки специальной смесью из веретенного и солярового масел в соотношении 1 : 3 по объему и тщательно уплотнить резиновыми прокладками места ее примыкания во избежание вытекания цементного молока; отогреть стык до положительной температуры в пределах от (+ 5°С) до (+ 50°С).

Бетонная смесь для заделки стыка может производиться как централизованным способом на заводе, так и на объекте. При выдаче заказа заводу, на приготовление бетонной смеси строительная организация должна указать: требуемый класс бетона и возраст, при котором должен быть достигнут соответствующий класс; разновидность цемента и его активность; наибольшую крупность щебня; наименование и количество специальных добавок; подвижность смеси на месте выгрузки; объем одновременно отгружаемых порций смеси; температуру смеси и режим твердения. Завод-изготовитель в сопроводительном документе на изготовленную смесь должен указать требуемые заказчиком характеристики с указанием даты и часа ее отправки, номеров контрольных образцов. При транспортировке бетонную смесь необходимо защищать от замерзания, атмосферных осадков, не допускать потери цементного молока. Часто из-за транспортных условий целесообразным оказывается приготовление бетонной смеси на объекте. Например, бетонную смесь М400 на объекте готовят по следующей технологии: в бетономешалку емкостью 0,25 м³ в соответствии с расчетом состава бетона загружают 350 кг щебня мелкой фракции (3–10 мм), заливают 25 л воды с температурой 60–80°С и размешивают (не менее 10–15 оборотов). Добавляют 175 кг высокоактивного портландцемента активностью 500, 90 кг песка и еще 25 л воды той же температуры и перемешивают до получения удобоукладываемой бетонной смеси подвижностью 6–8 см по стандартному конусу СтройЦНИИЛ. В зимних условиях время перемешивания увеличивается на 25–30% или на 6–8 мин. Готовая смесь должна иметь температуру 35–40°С. Из этой смеси изготавливают 6 контрольных образцов-кубиков размерами 10 x 10 x 10 см для последующих лабораторных испытаний. Бетонная смесь, доставленная с завода или приготовленная на месте должна быть израсходована в течение 2 часов.

После выгрузки из бетономешалки в утепленные ящики смесь подается к месту заделки, а оттуда в заранее приготовленный к бетонированию стык. Смесь укладывают и уплотняют.

Особое внимание необходимо уделять уходу за бетоном и контролю его прочности, имея в виду, что при отрицательной температуре, свободная вода в бетонной смеси замерзает и твердение прекращается. К моменту возможного замерзания критическая прочность бетона должна быть не менее 30% проектной. Чтобы твердение продолжалось забетонированный стык защищают от воздействия отрицательной температуры и ветра. Это может осуществляться разными способами. В большинстве случаев электропрогревом. При этом методе после уплотнения бетона в стык устанавливаются электроды (по 2 с каждой стороны ригеля) и присоединяют их к схеме электропрогрева. Открытие поверхности стыка укрывают опилками толщиной слоя 5–6 см. электропрогрев включается при температуре бетона не ниже 3–5°С. Для измерения температуры и установки термометра в стыке устраивают скважины на глубину, равную половине толщины укладываемого бетона. В промежутках между измерениями температуры скважины закрывают пробками. Для измерений термометры вставляют в скважины, изолируют их от влияния температуры наружного воздуха и выдерживают не менее 3–4 мин. Температуру измеряют через каждый час в первые 3 часа, далее – раза в смену.

Прочность бетона контролируется испытанием на сжатие 6 кубиков-образцов (2 образца через 7 дней после заделки стыка, 2 – через 14 и 2 через 28 дней). Параллельный контроль проводится ультразвуковым прибором. При наборе бетоном прочности 50% от проектной электропрогрев выключается, скважины для термометров заделываются бетоном и обеспечивается остывание бетона при минимальной скорости. При достижении бетоном стыка прочности 70% от проектной приступают к монтажу ригелей с последующей заделкой стыков «колонна – ригель».

Список литературы:

1. Петрова И.В. Особенности технологии устройства узла «колонна – ригель» в сборно-монолитном каркасе в зимних условиях / И.В. Петрова, В.Ф. Богданов // Инновации в образовательном процессе: сб. тр. науч.-практич. конф. – Вып. 18. – Чебоксары: Политех, 2020. – 304 с.

2. Юдин И.В. Совершенствование конструктивных решений, технологии и организации строительства крупнопанельных и панельно-каркасных домов Волжским ДСК / И.В. Юдин, И.В. Петрова, В.Ф. Богданов // Строительные материалы. – 2017. – №3.

Богданов Василий Филиппович, канд. экон. наук, доцент, доцент кафедры строительных технологий, геотехники и экономики строительства ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», 428015, г.Чебоксары, Московский проспект, 15, e-mail: Basil1943@mail.ru, +7-917-651-77-97.

Петрова Ирина Владимировна, канд. пед. наук, доцент по специальности «Технология и организация строительства», заведующий кафедрой строительного производства Чебоксарского института (филиала) ФГБОУ ВО «Московский политехнический университет», 428000, г.Чебоксары, ул. К.Маркса,54, e-mail: iri551468@mail.ru, +7-905-029-10-89.

Vasily Filippovich Bogdanov, candidate of economic Sciences, associate Professor, associate Professor of the Department of construction technologies, geotechnics and construction Economics, 15 Moskovsky Prospekt, Chuvash state University named after I.N. Ulyanov, 428015 Cheboksary, e-mail: Basil1943@mail.ru, +7-917-651-77-97.

Petrova Irina Vladimirovna, candidate of pedagogical Sciences, associate Professor in the specialty "Technology and organization of construction", head of Department of building production Cheboksarskogo Institute (branch) Moscow Polytechnic University, 54 K. Marx street, Cheboksary, 428000, e-mail: iri551468@mail.ru; +7-905-029-10-89.

Для цитирования:

Богданов В.Ф. Узел «колонна-фундамент» в сборно-монолитном каркасе: функции и технологические особенности его исполнения / В.Ф. Богданов, И.В. Петрова // Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020: материалы V Междунар. (XI Всерос.) конф. – Чебоксары, 2020. – С. 384–389.

Bogdanov V.F. The "Column-Foundation" node in a precast monolithic frame: functions and technological features of its execution / V.F. Bogdanov V.F., I.V. Petrova // Construction and development: life cycle – 2020: materials of the V International (XI All-Russian) conference. – Cheboksary, 2020. – P. 384–389.

УДК 338.5:69

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОРГАНИЗАЦИИ СТРОИТЕЛЬСТВА ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ В ОСОБЫХ ПРИРОДНО-КЛИМАТИЧЕСКИХ УСЛОВИЯХ

Богданов В.Ф.

ФГБОУ ВО «Чувашский
государственный университет»
г. Чебоксары, Россия

Соколова А.И.

ФГБОУ ВО «Чувашский
государственный университет»
г. Чебоксары, Россия

Петрова И.В.

Чебоксарский институт (ф)
ФГБОУ ВО «Московский
политехнический университет»
г. Чебоксары, Россия

***Аннотация:** рассмотрены некоторые природно-климатические условия, требующие учета в проектах организации строительства (ПОС). Принято во внимание, что для большинства условий ЦНИИОМТП разработаны руководства, справочные пособия, рекомендации, расчетные нормативы, эталоны и примеры ПОС. Имеет место дефицит земельных ресурсов. Под строительство отводятся земельные участки, которые непригодны для других целей. Это овраги, косогоры и т.п. В последние годы развивается возведение зданий и сооружений в условиях плотной городской застройки, строительство на техногенно-загрязненных грунтах, чем определяются новые проблемы, требующие учета в ПОС.*

***Ключевые слова:** проектная подготовка, проект организации строительства, особые природно-климатические условия, плотная застройка, техногенно-загрязненные грунты, замена, очистка, санация, консервация, защита, строительство, особенности ПОС.*

DESIGN OF THE ORGANIZATION OF CONSTRUCTION OF BUILDINGS AND STRUCTURES IN SPECIAL NATURAL AND CLIMATIC CONDITIONS

***Annotation:** some natural and climatic conditions that require consideration in construction organization projects (PIC) are considered. It is taken into account that for most conditions of the TSNIOMTP, guidelines, reference manuals, recommendations, calculation standards, standards and examples of PIC have been developed. There is a shortage of land resources. Land plots that are unsuitable for other purposes are allocated for construction. These are ravines, slopes, etc. In recent years, the construction of buildings and structures in dense urban development, construction on technogenic-contaminated soils, which determines new problems that need to be taken into account in the PIC.*

***Keywords:** project preparation, construction organization project, special natural and climatic conditions, dense buildings, technogenically polluted soils, replacement, cleaning, sanitation, conservation, protection, construction, features of PIC.*

Проектная подготовка – это разработка проекта организации строительства (ПОС). ПОС входит в состав проектной документации здания, сооружения, о роли ПОС, требованиях к его содержанию и задачах по повышению научно-технического уровня написано немало, в том числе в работах [1–7] и мн. др. источниках. Необычные задачи решаются при проектировании ПОС в особых природно-климатических условиях. Перечень условий обширный:

- грунты вечномерзлые, просадочные, с карстовыми включениями, засоленные, пучинистые, заторфованные, плавунуны, техногенно-загрязненные;
- районы северные, горные, высокогорные, пустынные, полупустынные, с особо жарким климатом, сейсмические, а также неосвоенные, отдаленные, труднодоступные, малонаселенные;
- зоны водоохранные, курортные, зараженные радиоактивными элементами, продуктами нефтепереработки, горюче-смазочными материалами, избыточным количеством ядовитых растений;
- территории подрабатываемые, плотной застройкой и др.

При строительстве в особых природно-климатических условиях в ПОС учитывается возможность воздействия на подготовку, организацию и осуществление строительства характерных для этих условий физических, географических и экономических факторов. Например, для горных и высокогорных районов «пониженное барометрическое давление, требующее соблюдения специальных адаптационных режимов работы строителей; шквальные ветры и повышенная молниеподобность; лавинные, селевые, обвальные и оползневые явления; труднодоступность территории из-за больших уклонов и перепадов отметок»[3], а для пустынных и полупустынных районов и районов с особо жарким климатом – «высокие дневные температуры наружного воздуха; отсутствие на больших территориях местных источников водоснабжения и необходимость выполнения в связи с этим специальных мер по очистке, опреснению, транспортированию, охлаждению и хранению воды; необходимость соблюдения мероприятий по сохранению растительного покрова слабоустойчивых песчаных грунтов»[3]. Для других условий и перечень работ другой.

Для большинства особых условий ЦНИИОМТП с участием ряда научно-исследовательских и проектных институтов, научно-производственных и строительных предприятий разработаны руководства, справочные пособия к СНиП, методические рекомендации, эталоны и примеры ПОС [8–13] с учетом научно-практических методов организации строительства, включая комплектно-блочный, узловой и экспедиционно-вахтовый. То есть на этапе развития строительной отрасли России в дорыночный период (до 1991 г.) усилиями НИИ, проектных институтов и строительных предприятий было выполнено много пионерных разработок по совершенствованию проектного дела и ПОС.

Под строительство отводились и отводятся теперь, в основном, земельные участки, как правило, непригодные для другого назначения (сельскохозяйственного, природоохранного, рекреационного и др.). Нередко строят на косогорах, в оврагах и на других неровностях, а также в существующей застройке, начинают осваивать техногенно-загрязненные территории, что обязывает специалистов строительной отрасли, особенно

проектировщиков, решать сложные вопросы проектирования, строительства и дополнительно учитывать эти особенности в ПОС. В этом смысле необходимость ПОС и повышения его научно-технического уровня очевидны.

В настоящее время заметна тенденция к уплотнению застройки особенно в крупных городах и освоению подземного пространства в центре и приближенных к нему районах. При уплотнении застройки возникает ряд проблем, которые должны быть учтены при разработке проектов организации строительства и производства работ (ПОС и ППР). Это:

- ограниченные размеры строительной площадки, которые заставляют застройщика получать согласие владельцев дополнительных территорий на их временное использование или воспользоваться правом сервитута [14]. Эти дополнительные территории требуются для частичного или полного размещения бытового городка, для закрытых складов и открытого складирования конструкций;

- необходимость выполнять большой объем монтажных работ «с колес»;

- установка башенных кранов без подкрановых путей стационарно с большим вылетом стрелы с рядом ограничений зон влияния монтажного механизма, или же разместить кран внутри здания с последующим после окончания работ демонтажом по секциям и заделкой проемов в перекрытиях, или же строить без применения крана из монолитного железобетона с использованием бетононасосов и средств малой механизации, но применение нетрадиционных нетиповых технологий, как правило, удорожает строительство;

- необходимость поддержания эксплуатационных свойств существующих зданий, не допуская их деформаций, что часто требует осуществления дополнительных дорогостоящих мероприятий по укреплению оснований и фундаментов для воспрепятствия их сползанию: устройство шпунтовых ограждений котлована, извлекаемых по истечению надобности, ограждений из буроинъекционных свай с оставлением их в грунте, или применение конструкции «стена в грунте», подпорных стенок, а также такие временные решения как создание искусственных и естественных контрфорсов, усиление фундаментов обоймами, замораживание грунтов и т.п.;

- развитие подземного строительства объектов инфраструктуры и парковок транспортных средств и др.

Особенность перечисленных факторов в том, что для многих из них нет нормативной базы. Несмотря на это, в ПОС логично дополнительно учитывать сложность организации строительной площадки и сложность организации санитарно-бытового обеспечения работников, давать перечень мероприятий по обеспечению безопасности действующих зданий и сооружений.

Для нынешнего периода развития национального хозяйства характерно наличие немалых техногенно-загрязненных территорий. Их становится больше из-за разнообразных свалок, отвалов из отходов промышленности, сброса загрязненных стоков и неконтролируемых утечек из технологических трубопроводов производственных предприятий, но больше всего из-за различных аварий и катастроф. Сложность и противоречивость складывающегося положения с техногенностью состоит и в том, что

многие достижения научно-технического прогресса, давая средства для решения материальных и социальных проблем приносят и новые трудности и опасности. Например, развитие химических производств породило токсическую опасность, атомной промышленности – радиационную. Использование газа и водорода в разных сферах увеличивает угрозу взрывов. Все более широкое применение газо-жидкостных энергоносителей повышает риск взрывопожарных явлений крупного масштаба. В отличие от разрушительных взрывов радиационное и химическое поражения обладают долгосрочностью воздействия и способностью к распространению в послеаварийном периоде. То есть возможности техногенного загрязнения расширяются. Однако рассматриваемые территории в большинстве случаев обладают сложившейся инфраструктурой и привлекательны для строительства в связи с ограниченностью земельных ресурсов и возрастающей их стоимостью. Строительство на техногенно-загрязненных грунтах является природоохранным, так как в процессе освоения таких территорий одновременно решаются многие вопросы экологической безопасности и защиты окружающей среды. Чтобы строить на рассматриваемых грунтах их можно заменить, либо очистить и санировать или консервировать, затрачивая много времени и других ресурсов. Например, очистка грунтового массива объемом 1500 м³ от хлорсодержащих углеводородов производится за 3,5–4 месяца. Грунт очищается до уровня 75–80% чистоты с помощью микроорганизмов и вентиляции за 5 месяцев. Обычно, средства массовой информации извещают население о загрязнениях мгновенно, но о технологиях очистки почти нет. Эти технологии рождаются часто спонтанно, недостаточно исследуются и не дается им должная технико-экономическая оценка. Напрашивается целесообразность планомерного изучения имеющихся и разработки новых надежных технологий очистки, сокращающих время очистки с минимальным потреблением дорогостоящих ресурсов. Нужны типовые многовариантные технологические карты очистки техногенно-загрязненных грунтов с учетом обеспечения безопасности зданий и сооружений в периоде их жизненного цикла [15]. В рассмотренных условиях в ПОС необходимо дополнительно учитывать необходимость ликвидации техногенную загрязненность грунта на отведенном для строительства земельном участке в составе внутриплощадочных работ с документальным оформлением приемки для дезактивации и сдачи очищенных грунтов. В зависимости от масштабов загрязнения это может затронуть и внеплощадочные подготовительные работы в связи с сетями водоснабжения с водозаборными сооружениями, размещением жилых поселков для строителей и др. Если же будет использован способ консервации «загрязненности», то необходимо решать проблему по защите первоначального природного грунта, грунтовых вод, подземных вод нижележащих горизонтов и других сфер с устройством надежных защитных экранов, других устройств и обдуманных решений. Ведь, если произойдет заражение грунтовых вод, то последствия могут стать почти необратимыми [16]. Есть сведения о том, что для очищения подземных вод естественным путем даже при удалении причин загрязнения потребуется не менее 400 лет.

Не все рассмотренные здесь проблемы решаются с помощью ПОС, но в нем должен быть [17] перечень требований, которые должны быть учтены в рабочей документации, разрабатываемой на основе проектной документации в связи с принятыми методами возведения строительных

конструкций и монтажа оборудования с одной стороны, а с другой стороны разработчики и составители ПОС должны видеть рассмотренные выше и другие проблемы усложняющихся процессов строительства и решать их на уровне требований обеспечения экологической безопасности природы, благоприятной среды обитания растений, животных и человека.

Список литературы:

1. Носенко И.Ю. ПОС и его влияние на сметную стоимость / И.Ю. Носенко, Г.И. Арсеньева [и др.]. – СПб.: ИНиК, 2002. – 143 с.
2. СН 47-74. Инструкция по разработке проектов организации строительства и проектов производства работ. – М., 1975. – 50 с.
3. СНиП 3.01.01-85. Организация строительного производства. Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985. – 56 с.
4. СНиП 12-01-2004. Организация строительства. – М., 2004. – 30 с.
5. МДС 12-81.2007. Методические рекомендации по разработке и оформлению проекта организации строительства и проекта производства работ. ЦНИИОМТП Госстроя СССР. – М., 2007. – 10 с.
6. Шрейбер К.А. Технология и организация ремонтно-строительного производства. Науч. изд. – М.: Изд-во АСВ, 2008. – 296 с.
7. Петрова И.В. Проектная подготовка организации строительства: предмет, развитие и проблемы / И.В. Петрова, В.Ф. Богданов, Н.З. Киселев // Инновации в образовательном процессе сб. тр. науч.-практ. конф. – Вып. 17. – Чебоксары: Политех, 2019 – С. 24–29.
8. Разработка проектов организации строительства и проектов производства работ для промышленного строительства. ЦНИИОМТП. – М.: Стройиздат, 1990. – 238 с.: ил. (Справ. пособие к СНиП).
9. Пособие по разработке проектов организации строительства крупных промышленных комплексов с применением узлового метода (к СНиП 3.01.01-85). Приднестровский Пром-стройпроект. – М.: Стройиздат, 1989. – 79 с.
10. Пособие по разработке проектов организации строительства и проектов производства работ для жилищно-гражданского строительства (к СНиП 3.01.01-85). ЦНИИОМТП. – М.: Стройиздат, 1989. – 160 с.
11. Пособие по разработке проектов организации строительства и проектов производства работ для сельскохозяйственного строительства (к СНиП 3.01.01-85). ЦНИИОМТП Госстроя СССР. – М.: Стройиздат, 1988. – 72 с.
12. Методический пример проекта организации строительства предприятия химической промышленности. ЦНИИОМТП. – М.: Стройиздат, 1983. – 32 с.
13. Эталон проекта организации жилого микрорайона из крупнопанельных домов. – М.: Стройиздат, 1973. – 40 с.
14. СП 48.13330.2011. Организация строительства. Актуализированная редакция СНиП 12-01-2004.
15. Технический регламент о безопасности зданий и сооружений. – М.: Проспект, 2011. – 32 с.
16. Богданов В.Ф. Эффективность фундаментов из забивных свай с учетом затрат на защиту подземных вод / В.Ф. Богданов, Г.Н. Алексеева // Известия инженерно-технологической академии Чувашской Республики. – 1996. – №3.4; 1997. – №1, 2.
17. Постановление Правительства Российской Федерации от 16.02.2008 г. №87 «О составе разделов проектной документации и требованиях к их содержанию».

Богданов Василий Филиппович, канд. экон. наук, доцент, доцент кафедры строительных технологий, геотехники и экономики строительства ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», 428015, г.Чебоксары, Московский проспект, 15, e-mail: Basil1943@mail.ru, +7-917-651-77-97.

Соколова Алина Иосифовна, старший преподаватель кафедры строительных технологий, геотехники и экономики строительства ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет им. И.Н. Ульянова», 428015, г.Чебоксары, Московский проспект, 15.

Петрова Ирина Владимировна, канд. пед. наук, доцент по специальности «Технология и организация строительства», заведующий кафедрой строительного производства Чебоксарского института (филиала) ФГБОУ ВО «Московский политехнический университет», 428000, г.Чебоксары, ул. К. Маркса, 54, e-mail: iri551468@mail.ru; +7-905-029-10-89.

Vasily Filippovich Bogdanov, candidate of economic Sciences, associate Professor, associate Professor of the Department of construction technologies, geotechnics and construction Economics, 15 Moskovsky Prospekt, Chuvash state University named after I. N. Ulyanov, 428015 Cheboksary, e-mail: Basil1943@mail.ru; +7-917-651-77-97.

Sokolova Alina Iosifovna, senior lecturer in construction technology, geotechnics and Economics of construction of the "Chuvash state University named I. N. Ulyanov", 428015, Cheboksary, Moskovsky Prospekt, 15.

Petrova Irina Vladimirovna, candidate of pedagogical Sciences, associate Professor in the specialty "Technology and organization of construction", head of Department of building production Cheboksarskogo Institute (branch) Moscow Polytechnic University, 54 K. Marx street, Cheboksary, 428000, e-mail: iri551468@mail.ru; +7-905-029-10-89.

Для цитирования:

Богданов В.Ф. Проектирование организации строительства зданий и сооружений в особых природно-климатических условиях / В.Ф. Богданов, А.И. Соколова, И.В. Петрова // Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020: материалы V Междунар. (XI Всерос.) конф. – Чебоксары, 2020. – С. 390–395.

Bogdanov V.F. Design of the organization of construction of buildings and structures in special natural and climatic conditions / V.F. Bogdanov, A.I. Sokolova, I.V. Petrova // Construction and development: life cycle – 2020: materials of the V International (XI All-Russian) conference. – Cheboksary, 2020. – P. 390–395.

УДК 691.5:546.32-36

ПРОЧНОСТЬ И БИОСТОЙКОСТЬ ШЛАКОЩЕЛОЧНЫХ КОМПОЗИТОВ НА ОСНОВЕ ЖИДКОГО СТЕКЛА

*Завалишин Е.В.
Асташов А.М.
Ерофеев В.Т.*

ФГБОУ ВО «Мордовский государственный
университет им. Н.П. Огарёва»
г. Саранск, Россия

Аннотация: в статье приводятся результаты экспериментальных исследований прочности и биологического сопротивления композитов на основе шлака, затворенных жидким стеклом.

Ключевые слова: жидкое стекло, шлак, прочность, биологическое сопротивление.

STRENGTH AND BIOSTABILITY OF SLAG-ALKALI COMPOSITES BASED ON LIQUID GLASS

Abstract: the article presents the results of experimental studies of strength and biological resistance of composites based on slag mixing liquid glass.

Keywords: liquid glass, slag, strength, biological resistance.

Разработка новых видов эффективных и дешевых вяжущих и композиционных материалов на их основе, способных заменить традиционный цемент, является актуальной задачей, решение которой позволит снизить себестоимость строительства. С другой стороны, в России, с точки зрения доступности сырьевой базы имеются возможности производства достаточно перспективных строительных материалов, к числу которых относятся шлакощелочные вяжущие (ШЩВ). Основным сырьем для производства этих вяжущих являются отходы металлургической и химической промышленности. Утилизация данных и других отходов позволяет решать с одной стороны задачи по охране окружающей среды, уменьшить площади территорий выделяемых под отвалы и шламохранилища, устранять вредные выбросы в атмосферу, а с другой стороны экономить сырьевые, финансовые и трудовые ресурсы [1].

Образующиеся в процессе доменного производства шлаки представляют собой силикатные и алюмосиликатные расплавы, в основном состоящие из окислов CaO, SiO₂ и Al₂O₃ (90–95%), а также MgO, MnO, FeO, CaS, MnS, FeS. Наибольшая гидравлическая активность характерна для быстроохлажденных (гранулированных) шлаков). Для эффективного использования шлака в качестве вяжущего к нему добавляют щелочные или сульфатные активизаторы твердения. В качестве компонентов, обеспечивающих создание эффективной для твердения щелочной среды, используют едкий калий, едкий натрий, метилсиликат натрия и другие вещества. Активность этих компонентов можно регулировать изменением концен-

трации и температуры. Как показывает практика, наибольшая эффективность достигается при использовании в качестве щелочного компонента водного раствора силиката натрия (жидкого стекла) [2].

Жидкие стекла представляют собой растворы электролитов диссоциированных на ионы-катионы щелочного металла и соответствующие кремнекислородные анионы. В то же время характер изменения реологических свойств в жидких стеклах позволяет рассматривать их как растворы полимеров [3].

Процесс твердения шлакощелочного вяжущего предположительно заключается в том, что в условиях термовлажностной обработки, температура и щелочная среда раствора обеспечивают растворение с поверхности частиц окиси кремния (SiO_2) аморфного кремнезема, в результате чего образуется раствор ортокремниевой кислоты, а наличие в составе шлака окислов алюминия (Al_2O_3) приводит к локальному изменению pH среды в зоне контакта «раствор-зерно», что обуславливает гидролизацию жидкого стекла и образование геля кремниевой кислоты, который склеивает частицы смеси в единую массу.

На химическую активность вяжущей смеси влияние оказывают не только состав шлака, но и тонкость помола.

К тому же, применение дисперсных наполнителей с повышенным содержанием пылевидных и глинистых примесей не ухудшает физико-механические свойства шлакощелочных композитов. Это объясняется их химическим взаимодействием со щелочным затворителем композитов с образованием дополнительных цементирующих новообразований – щелочных гидроалюмосиликатов (аналогов природных минералов – анальцима $\text{R}_2\text{O} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 4\text{SiO}_2 \cdot n\text{H}_2\text{O}$, мусковита $\text{R}_2\text{O} \cdot 3\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 6\text{SiO}_2 \cdot n\text{H}_2\text{O}$, натролита $\text{R}_2\text{O} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{SiO}_2 \cdot n\text{H}_2\text{O}$ и др. [4].

С целью установления прочностных характеристик композитов на основе шлакощелочных вяжущих нами выполнены экспериментальные исследования. Для приготовления вяжущего использовался гранулированный доменный шлак производства ОАО «Челябинский металлургический комбинат». Сертификат качества №12-3303. Химический состав приведен в табл. 1.

Таблица 1

Химический состав шлака

Элемент	S	K	SiO_2	CaO	MnO	Al_2O_3	MgO	TiO_2	FeO
%	0,58	1,50	38,11	39,9	0,51	11,61	7,44	0,73	0,69

В качестве затворителя служило жидкое натриевое стекло. Оптимизация составов осуществлялась с помощью методов математического планирования экспериментов [5]. Варьируемым фактором рассматривался гранулометрический состав молотого шлака. Помол шлака осуществлялся в шаровых мельницах. Объемное содержание активного наполнителя варьировалось на трех уровнях: 0,315–0,16 мм (X_1), 0,16–0,08 мм

(X₂), менее 0,08 мм (X₃). Исследования проводились на образцах-балочках размером 1 × 1 × 3 см. После укладки смеси в формы образцы в течение 2 суток твердели в нормальных температурно-влажностных условиях, а затем вне форм в условиях термовлажностной обработки по режиму 2 + 6 + 2 ч, с температурой изотермического цикла 90 °С.

Матрица планирования эксперимента и прочностные характеристики шлакощелочных композитов показаны в табл. 2.

Таблица 2

Показатели прочности шлакощелочных композитов на основе жидкого стекла при изменении фракционного состава наполнителя

№ состава	Матрица планирования			Фракция наполнителя			Прочность, МПа	
	X ₁	X ₂	X ₃	0,16–0,315 мм	0,08–0,16 мм	<0,08 мм	При сжатии	При изгибе
1	1	0	0	150	0	0	31,77	3,1
2	0	1	0	0	150	0	40,4	3,86
3	0	0	1	0	0	150	45,68	4,28
4	0,333	0,667	0	50	100	0	34,87	3,49
5	0,333	0	0,667	50	0	100	44,4	3,96
6	0	0,333	0,667	0	50	100	38,4	3,89
7	0,667	0,333	0	100	50	0	37,33	3,76
8	0,667	0	0,333	100	0	50	41,06	4,1
9	0	0,667	0,333	0	100	50	40,8	3,76
10	0,333	0,333	0,333	50	50	50	39,25	3,925

В последнее время особую актуальность приобретают исследования биологической стойкости композиционных материалов [6]. Учитываю отличительные особенности шлакощелочных композитов (рН среды и пр.), выявление грибоустойкости и фунгицидности данных материалов представляет значительный интерес.

Приведенные данные свидетельствуют, что наибольшую прочность показывают составы с фракцией наполнителя менее 0,08 мм (составы №3, 5, 6).

Таким образом, из результатов исследований можно сделать вывод о том, что чем меньше фракция наполнителя, тем выше прочность. При увеличении тонкости помола шлака и содержания в нем более мелких частиц повышается скорость твердения и прочность вяжущего за счет увеличения числа дефектов структуры и образования на поверхности участков, обладающих большим запасом избыточной поверхностной энергии.

Образцы испытывали на грибоустойкость и наличие фунгицидных свойств соответствии с ГОСТ 9049-91. Испытания проводили двумя методами – 1 и 3. Их сущность заключается в выдерживании материалов, зараженных спорами плесневых грибов с последующей оценкой грибоустойкости и фунгицидности образцов. Методом 1 – без дополнительных источников углеродного и минерального питания, устанавливали, является ли материал питательной средой для микромицетов. Методом 3 опре-

деляли наличие у материала фунгицидных свойств и влияние внешних загрязнителей на его грибоустойкость. Образцы в среде выдерживали в течение 30 суток, затем извлекали и проводили оценку стойкости. В качестве характеристики для определения микробиологической стойкости рассматривали обрастаемость микроскопическими грибами. Обрастаемость оценивалась по 5-балльной шкале [7]. В качестве контролируемых характеристик также рассматривалось изменение массосодержания образцов после выдерживания в агрессивной среде [8]. Матрица планирования и результаты исследований биологического сопротивления шлакощелочных композитов показаны в табл. 3 и на рис. 1.

Оценка биологического сопротивления образцов шлакощелочного вяжущего при затворении жидким стеклом показала, что все составы являются грибоустойкими. При осмотре под микроскопом рост плесневых грибов виден не был. В то же время все составы не обладают фунгицидными свойствами, то есть шлакощелочные материалы являются грибоустойкими, но при наличии загрязнений содержащих питательную среду они обрастают мицелиальными грибами. При выдерживании образцов в данной агрессивной среде наблюдается постепенное уменьшение массосодержания, что говорит о вымывании компонентов образцов или эти компоненты являются питательной средой для развития грибов.

Таблица 3

Биоустойкость композитов

№ опыта	Матрица планирования			Оценка роста грибов, в баллах		Характеристика по ГОСТ	Изменение массосодержания, %
	X ₁	X ₂	X ₃	Метод 1	Метод 3		
1	1	0	0	0	3	Грибоустоек	- 7,94
2	0	1	0	0	3	Грибоустоек	- 4,64
3	0	0	1	0	3	Грибоустоек	- 2,21
4	0,333	0,667	0	0	3	Грибоустоек	- 8,90
5	0,333	0	0,667	0	3	Грибоустоек	- 3,80
6	0	0,333	0,667	0	3	Грибоустоек	- 3,85
7	0,667	0,333	0	0	3	Грибоустоек	- 6,53
8	0,667	0	0,333	0	3	Грибоустоек	- 4,82
9	0	0,667	0,333	0	3	Грибоустоек	- 6,73
10	0,333	0,333	0,333	0	3	Грибоустоек	- 6,32

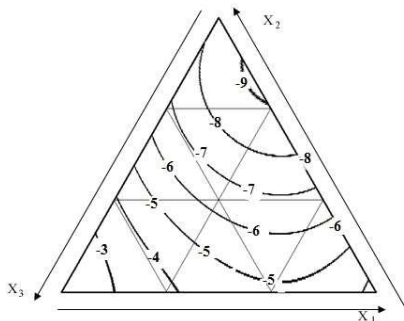


Рис. 1. Зависимость изменения массосодержания ШЩК, затворенных жидким стеклом при выдерживании в среде мицелиальных грибов по методу 3

Из графика следует, что наименьшие потери массы наблюдаются у составов, наполненных мелкой фракцией $< 0,08$ мм, то есть с большей удельной поверхностью (составы №3, №5 и №6). Наибольшие потери массы имеют составы наполненные крупнодисперсионной фракцией. Так составы №1 и №7, наполненные шлаком с крупностью $0,16-0,315$ мм, больше всего потеряли по массе.

Таким образом, в результате приведенных исследований оптимизированы составы шлакощелочных композитов по показателю прочности и биостойкости, получены составы с высокой прочностью, в тоже время – грибостойкие. Применение композиционных материалов на основе шлакощелочного вяжущего в зданиях и сооружениях с биологически активными средами, то есть где технологические процессы связаны с различными загрязнениями, требует проведения комплексных исследований процессов взаимодействия композитов с биологическими средами, направленных на повышение фунгицидных свойств материалов.

Список литературы:

1. Соломатов В.И. Биологическое сопротивление материалов / В.И. Соломатов, В.Т. Ерофеев, В.Ф. Смирнов [и др.]. – Саранск: Изд-во Мордов. ун-та, 2001. – 196 с.
2. Ерофеев В.Т. Исследование биологической стойкости лакокрасочных покрытий на основе композиций, содержащих жидкое стекло / В.Т. Ерофеев, В.Ф. Смирнов, Е.В. Завалишин [и др.] // Лакокрасочные материалы и их применение. – 2003. – №12. – С. 37.
3. Патент РФ 2285681 РФ, МПК С04В28/26. Силикатная смесь / В.Т. Ерофеев, В.Ф. Смирнов, Е.В. Завалишин [и др.] №2003103200/03; заявл. 03.02.2003; опубл. 20.10.2006 // Бюл. – 2006. – №29.
4. Завалишин Е.В. Биологическое сопротивление композитов на основе жидкого стекла / Е.В. Завалишин, В.Т. Ерофеев, В.Ф. Смирнов [и др.] // Биоповреждения и биокоррозия в строительстве: материалы II Международной научно-технической конференции. Саранск, 2004. С. 156–159.
5. Ограждающие конструкции на основе каркасного керамзитобетона для производственных зданий / Ю.М. Баженов, В.Т. Ерофеев, Е.А. Митина [и др.]. – Саранск: Изд-во Мордов. ун-та, 2004.

6. Ерофеев В.Т. Повышение биостойкости строительных материалов и изделий посредством пропитки их пористой структуры / В.Т. Ерофеев, В.Ф. Смирнов, А.В. Дергунова [и др.] // Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. – 2010. – №2(14). – С. 218–222.

7. Ерофеев В.Т. Биологическое сопротивление композитов на основе жидкого стекла / В.Т. Ерофеев, Е.В. Завалишин, Е.А. Морозов [и др.] // Известия высших учебных заведений. Строительство. – 2004. – №5. – С. 35–38.

8. Erofeev V.T. Frame composites based on soluble glass / V.T. Erofeev, E.V. Zavalishin, V.I. Rimshin [et al.] // Research Journal of Pharmaceutical, Biological and Chemical Sciences.

Завалишин Евгений Васильевич, канд. техн. наук, доцент кафедры инженерной и компьютерной графики, ФГБОУ ВО «Мордовский государственный университет им. Н.П. Огарёва», г. Саранск, Россия, e-mail: evaz@mail.ru

Асташов Алексей Михайлович, канд. техн. наук, заведующий кафедрой инженерной и компьютерной графики, доцент, ФГБОУ ВО «Мордовский государственный университет им. Н.П. Огарёва», г. Саранск, Россия, e-mail: astalexm@mail.ru

Ерофеев Владимир Трофимович, д-р техн. наук, декан архитектурно-строительного факультета, заведующий кафедрой строительных материалов и технологий, профессор, ФГБОУ ВО «Мордовский государственный университет им. Н.П. Огарёва», г. Саранск, Россия, e-mail: yerofeevvt@mail.ru

Evgeny V. Zavalishin, associate Professor of the Department of engineering and computer graphics, candidate of technical Sciences, Ogarev Mordovia State University, Saransk, Russia, e-mail: evaz@mail.ru

Alexey M. Astashov, head of the Department of engineering and computer graphics, associate Professor, candidate of technical Sciences, Ogarev Mordovia State University, Saransk, Russia, e-mail: astalexm@mail.ru

Vladimir T. Erofeev, Dean of the faculty of architecture and construction, head of the Department of building materials and technologies, Professor, doctor of technical Sciences, Ogarev Mordovia State University, Saransk, Russia, e-mail: yerofeevvt@mail.ru

Для цитирования:

Завалишин Е.В. Прочность и биостойкость шлакощелочных композитов на основе жидкого стекла / Е.В. Завалишин, А.М. Асташов, В.Т. Ерофеев // Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020: материалы V Междунар. (XI Всерос.) конф. – Чебоксары, 2020 – С. 396–401.

Citation:

Zavalishin E. V. Strength and biostability of slag-alkali composites based on liquid glass / E. V. Zavalishin, A. M. Astashov, V. T. Erofeev // Construction and development: life cycle – 2020: materials of the V International (XI All-Russian) conference. – Cheboksary, 2020 – P. 396–401.

УДК 37

ПРОБЛЕМЫ РАЗВИТИЯ ОНЛАЙН-ОБУЧЕНИЯ В СТРОИТЕЛЬНОМ ОБРАЗОВАНИИ

*Иванова Н.В.
Николаева А.Г.*

Чувашский государственный
университет им. И.Н. Ульянова,
г. Чебоксары, Россия

***Аннотация:** в данной статье рассмотрены проблемы перехода на онлайн-обучение на строительном факультете ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова» и перспективы решения этих проблем на сегодняшний день.*

***Ключевые слова:** дистанционное образование, онлайн-курсы, BIM-технологии.*

PROBLEMS OF ONLINE LEARNING DEVELOPMENT IN CONSTRUCTION EDUCATION

***Abstract:** this article discusses the problems of transition to online education at the Faculty of Civil Engineering of the Chuvash State University and the prospects for solving these problems today.*

***Keywords:** distance education, online courses, BIM technologies.*

В последнее время во всем мире возрос интерес к развитию различных форм онлайн-обучения со стороны всех участников образовательного процесса. Пандемия 2020 года усилила этот интерес и вынудила российские университеты осваивать другие образовательные технологии, на определенные периоды времени полностью уходя от традиционных форм офлайн обучения.

С начала учебного года наш вуз перешел на смешанный способ обучения, заключающийся в сочетании онлайн и офлайн-обучения. Как и во всех высших учебных заведениях нашей страны и мира, в нашем вузе идет активный поиск возможных сочетаний данных форм обучения, отработка существующих онлайн технологий.

За период с начала пандемии мы столкнулись со множеством проблемных вопросов, которые исходили со стороны всех участников образовательного процесса. В первую очередь, это обеспокоенность студентов и их родителей в возможности качественного освоения дисциплин образовательных программ, получения навыков и компетенций в онлайн формате. А также вопросы безопасности личных данных, отсутствие стабильного интернет-соединения вне городской черты, техническая оснащенность имеющейся компьютерной техники и средств взаимодействия с преподавателем, заявления о снижении стоимости обучения от студентов контрактной формы обучения и др. С другой стороны, на первоначальном этапе, резкий переход от традиционных форм обучения дался нелегко всему профессорско-преподавательскому составу вне зависимости от

пола, возраста, социального и профессионального статуса преподавателя. На строительном факультете в кратчайшие сроки были найдены интернет-платформы для проведения занятий, и образовательный процесс был запущен в онлайн формате по утвержденному расписанию занятий. Почти 100% лекций и до 70% практических и лабораторных занятий проводились в режиме онлайн благодаря достаточной осведомленности в современных компьютерных технологиях у большинства членов коллектива.

С самого начала дистанционного обучения и по сегодняшний день, к сожалению, наблюдаются риски, которые заключены: в общем спаде мотивации студентов к обучению; в отсутствии у многих студентов навыков для поддержания самодисциплины; в том, что у многих обучающихся нет материальных возможностей для организации своего рабочего места в домашних условиях, обособленного от членов семьи; в эмоциональных срывах и у студентов, и у преподавателей, являющихся результатом провокационного поведения, присущего для социальных сетей, когда присутствие студента обезличено (без включения режима видеосвязи); в резком росте нагрузки на преподавателей; в невозможности контролировать уровень знаний без дополнительных онлайн технологий; в ограничении на дистанционную передачу знаний по ряду дисциплин с большим количеством лабораторных работ, требующих применения лицензионного программного обеспечения и оборудования; в формализации процессов образования.

Судя по всему, пандемия только вскрыла проблемы онлайн обучения. Начнем с того, что существуют проблемы нормативно-правового обеспечения электронного обучения, дистанционных образовательных технологий в Российской Федерации [1], суть решения которых претерпевала серьезные изменения за последних 10 лет. Деятельность всех образовательных учреждений регламентируется соответствующими законами и приказами и проблемы, связанные с практическим применением данных технологий, не являются до конца решенными. В нашем вузе условия реализации электронного обучения, а также дистанционных образовательных технологий в учебном процессе устанавливает положение, утвержденное Ученым Советом университета [2]. В нем прописан порядок реализации электронного обучения и использования дистанционных образовательных технологий. В том числе отрегулированы отношения участников учебного процесса, реализуемого с применением электронного обучения и использованием дистанционных образовательных технологий.

На основании [3] университетом устанавливается порядок проведения перезачета результатов освоения открытых онлайн-курсов. Общеизвестно, что массовые открытые онлайн-курсы (МООК) в образовательные программы могут быть включены в следующих вариантах: 1) встраивание МООК в смешанный формат обучения, 2) замена части очных курсов образовательной программы на онлайн-дисциплины, 3) создание образовательных программ, в которой все курсы читаются в формате МООК.

Студенты ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», обучающиеся по УГС 08.00.00 Техника и технологии строительства имеют возможность освоения части образовательной программы с использованием МООК, размещенных на платформах «Открытое образование», созданной Ассоциацией «Национальная платформа открытого образования», «Современная цифровая образовательная среда в РФ», «Лекториум», «Универсариум», Stepik и других по весьма ограниченному перечню дисциплин исключительно в рамках ДПО, совместно

реализуемых образовательных программ в области строительства в вузе на данный момент нет. В основном это дисциплины гуманитарного и естественнонаучного направления, несколько общетехнических, специализированных дисциплин, формирующих профессиональные компетенции, практически нет. Зарубежные MOOK по специальным дисциплинам представляют исследовательский интерес только для студентов-магистрантов и аспирантов, поскольку система нормативных документов Российской Федерации в строительстве на базе действующих в России строительных норм, правил и государственных стандартов в этой области не совпадает с зарубежными нормами, не едины методы расчета, и т.п.

В сложившихся обстоятельствах, перспективным видится создание собственных онлайн-курсов силами профессорско-преподавательского состава факультета и представителей строительных организаций, для развития электронного образования в вузе на базе одной из популярных систем LMS Moodle, обеспечивающей интеграцию учебных материалов и конструирование онлайн-курсов имеющей возможности управления курсом, регистрации, планирования курса, организации дискуссионных форумов, системы оценивания. Реализация образовательных программ с применением электронного обучения и дистанционных образовательных технологий осуществляется в системе дистанционного обучения университета, включающей в себя электронные информационные ресурсы, электронные образовательные ресурсы, совокупность информационных технологий, телекоммуникационных технологий, соответствующих технологических средств и обеспечивающей освоение обучающимися ОП ВО в полном объеме независимо от места нахождения обучающихся. Для записи видео контента онлайн-образовательных курсов в вузе открылась профессиональная студия. Онлайн-курсы имеют неоспоримые преимущества для слушателей, преподавателей и вузов.

Несмотря на это, мы имеем ряд объективных и субъективных причин, тормозящих внедрение онлайн-курсов в образовательный процесс:

1) выбор MOOK крайне ограничен, нет системы оценки качества вузовских онлайн-курсов;

2) неясны экономические и образовательные эффекты от интеграции онлайн-курсов в учебный процесс, что считать «правильным подбором» MOOK в рамках образовательной программы, много вопросов по оценке сформированности компетенций, по формированию учебного плана с прохождением MOOK, в существующих финансовых реалиях для немногочисленных групп весьма сложным остается вопрос индивидуальных образовательных траекторий;

3) по строительной тематике в формат онлайн-курса не могут быть переведены все курсы, если рассматривать формат полностью дистанционного образования, образовательными программами предусмотрены расчетно-графические, курсовые работы и проекты, выпускные квалификационные работы выполняются в виде дипломных проектов со значительной графической частью. Выполнение данных работ требует специализированных программных продуктов, обеспечить лицензионный доступ удаленно правообладатель не позволяет. Кроме этого проверка, консультирование в online-формате требует гораздо больше времени преподавателя и представляется крайне неудобным, не позволяющим выявить все недостатки проектных решений, что в итоге снижает качество студенческих работ;

4) наблюдается сопротивление со стороны преподавателей относительно интеграции MOOK в учебный процесс и их чрезвычайно низкая заинтересованность в использовании данных курсов в рамках учебной программы, нет так же особого желания создавать авторские онлайн-курсы из-за не соответствия финансового вознаграждения затраченным усилиям на создание курса, не уверенность в завтрашнем дне при существующей системе конкурсного отбора и трудоустройстве в вузе, не понятны правовые вопросы авторства и правообладания;

5) требуется большой пул сопровождающих штатных либо приглашенных сотрудников-консультантов выполняющих техническую работу при создании курса, в силу не удобного функционала online-платформ, что влечет за собой высокие затраты на подготовку MOOK-курсов, необходима и специальная подготовка педагогов и тьюторов для работы на специализированных платформах.

Освоение новых форматов, поиск партнерства для встраивания электронного обучения в существующие образовательные программы или формирование нового портфеля образовательных программ диктуют реалии современной экономики. Для цифровой экономики нужны компетентные кадры. Неоспоримым является факт того, что для их подготовки в области строительства необходимо приводить образовательные программы в соответствие с нуждами цифровизации строительства, широко внедрять цифровые инструменты в учебную деятельность, обеспечить возможность обучения граждан по индивидуальному учебному плану в любое время и в любом месте в течение всей жизни. Задачи глобальны по своему масштабу и требуют больших вложений как интеллектуального труда, так и материальных затрат.

Для решения поставленных задач перехода на проектирование, строительство и эксплуатацию объектов строительства с применением технологий BIM должны быть реализованы ряд мероприятий. В том числе: разработка, актуализация и внедрение профессиональных стандартов, которые направлены на формирование у специалистов, в области архитектурно-строительного проектирования и строительства, знаний и умений в сфере технологий информационного моделирования. Профессиональные стандарты устанавливают новые квалификационные требования к работникам, что может увеличить разрыв между системой образования и рынком труда, если не вносить изменения в образовательные программы уже в настоящее время.

В рамках бакалавриата, что реализуется в нашем вузе, возможно при внедрении в образовательный процесс изучение программных продуктов САПР, но специалиста по BIM проектированию в рамках существующей профилизации по направлению подготовки бакалавров 08.03.01 Строительство подготовить не представляется возможным. Возможна подготовка по магистерским программам направления 08.04.01 Строительство. Дисциплина «Информационные технологии в строительстве, BIM-технологии» включена в нашем вузе в образовательные программы магистратуры и специалитета, что естественно не является достаточным. Необходимо BIM-технологии применять в ходе изучения всех дисциплин и предусматривать доведение выпускных квалификационных работ маги-

странтов до уровня BIM-проектов, либо, что видится более целесообразным, создавать магистерские программы, направленные на подготовку очень востребованных в отрасли BIM-специалистов.

В России существующая на данный момент система подготовки специалистов для строительной отрасли совсем не приспособлена для совместной работы по подготовке кадров и работы над проектом в целом. Современная система образования в области строительства нацелена на подготовку кадров только в рамках своего профиля и специальности. BIM-технологии в строительстве предполагают тесное взаимодействие всех участников проекта на всех стадиях жизненного цикла объекта строительства: проектирование, строительство, эксплуатация, реконструкция, снос. Каждый из этапов работ предъявляет к исполнителю новый вид требований, который подразумевает новый объем знаний, умений и навыков.

Для подготовки специалистов с необходимой квалификацией также необходимы и преподавательские кадры, способные на основе личного практического опыта создать данные методики обучения [4]. Помимо этого, стоимость оборудования компьютерного класса со всем необходимым программным обеспечением и регулярным обновлением финансово не каждой строительной организации под силу, не говоря уже об образовательной. Выпускников вуза, которые были бы способны безболезненно влиться в процесс информационного моделирования в данный момент нет. Строительные вузы ещё не совсем готовы выпускать подготовленных BIM-специалистов.

Поэтому для студентов строительных специальностей представляет интерес онлайн-платформа BIMSYSTEM [5] соответствующая международной системе менеджмента качества по осуществлению профобразования, дополнительного образования для детей и взрослых. А также предоставляющая услуги в области академического образования, проведения практических занятий в интерактивных классах в области информационного моделирования (BIM), проектирования, строительства и эксплуатации объектов и сооружений, и прохождения стажировок после обучения. На данной платформе обучают работе в AUTODESK – Revit, Navisworks, Autocad, Civil 3D, AdvanceSteel, Dynamo, BIM360, а также GRAPHISOFT – ARCHICAD, BIMcloud – teamworkforArchitects, nanoCAD, ModelStudio CS, Смета Wizard, BIM Wizard, 5D Смета, ABC, VitroCAD, MS Project и Power BI, а также во многих других программных продуктах, необходимых BIM-специалисту. Так же предлагаются модульные программы профессиональной переподготовки по технологии BIM образовательными научными центрами Autodesk, расположенными во много их городах России, с выдачей по окончании курса Международного сертификата Autodesk. Также BIM-разработками в нашей стране занимаются такие компании как Кредо-диалог, которая занимается выполнением обработки изысканий, ведением цифровых планов городов, подготовкой данных для землеустройства. В том числе Гео-скан, компания по визуализации многомерных геопространственных данных. SCAD soft, занимающаяся разработкой программного обеспечения для инженерных расчетов, Лира софт разрабатывающая программный комплекс «Лира» для аналитических расчетов, Евро soft, являющаяся разработчиком комплекса для анализа строительных продуктов «Старкон», АСКОН, разработчик универсальной системы трехмерного моделирования Компас-3D, и объектных приложений на базе графических модулей, Pilot-iceEnterprise, позволяющее получить комплекты чертежей в виде электронных подлинников, формирующее обобщенные модели,

BIMLib собрание электронных библиотек, создающих связь между производителями материалов и застройщиками, ITland по решению задач по управлению заказами, проектами, ресурсами и финансами и многие другие.

Список литературы:

1. Федеральный закон от 29.12.2012 №273-ФЗ (ред. от 31.07.2020) «Об образовании в Российской Федерации» (с изм. и доп., вступ. в силу с 01.09.2020) [Электронный ресурс]. – Режим доступа: http://www.consultant.ru/document/cons_doc_LAW_140174/

2. Положение о реализации электронного обучения, дистанционных образовательных технологий в федеральном государственном бюджетном образовательном учреждении высшего образования «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова» (утверждено Ученым советом ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет им. И.Н. Ульянова» 26.03.2020 г. протокол №5).

3. Положение о зачете результатов освоения открытых онлайн-курсов в Федеральном государственном бюджетном образовательном учреждении высшего образования «Чувашский государственный университет им. И.Н. Ульянова, утвержденное Ученым советом ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет им. И.Н. Ульянова» 26.03.2020 г. протокол №5.

4. Иванова Н.В. Интеграция САПР в образовательном процессе подготовки специалистов строительной области / Н.В. Иванова, А.Г. Николаева // Развитие современного образования: от теории к практике: материалы III Междунар. науч.-практ. конф. (Чебоксары, 23 дек. 2017 г.) / редкол.: О.Н. Широков [и др.]. – Чебоксары: ЦНС «Интерактив плюс», 2017.

5. Онлайн-платформа по обучению BIM специалистов [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://www.bim-system.com/>

Иванова Наталья Васильевна, старший преподаватель ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, Россия, e-mail: sus-a@mail.ru

Николаева Анастасия Георгиевна, старший преподаватель ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, Россия, e-mail: nag_sf@mail.ru

Ivanova Natalia Vasilevna – senior lecturer of the "Chuvash state University named I. N. Ulyanov", Cheboksary, Russia, e-mail: sus-a@mail.ru

Nikolaeva Anastasia Georgievna – senior lecturer of the "Chuvash state University named I. N. Ulyanov", Cheboksary, Russia, e-mail: nag_sf@mail.ru

Для цитирования:

Иванова Н.В. Проблемы развития онлайн-обучения в строительном образовании / Н.В. Иванова, А.Г. Николаева // Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020: материалы V Международ. (XI Всерос.) конф. – Чебоксары, 2020. – С. 402–407.

Ivanova N.V. Problems of online learning development in construction education / N.V. Ivanova, A.G. Nikolaeva // Construction and development: life cycle – 2020: materials of the V International (XI All-Russian) conference. – Cheboksary, 2020. – P. 402–407.

УДК 666.64-413

ОБЖИГОВОЕ НАТРОВО-ИЗВЕСТКОВО-СИЛИКАТНОЕ СВЯЗУЮЩЕЕ ДЛЯ ОБЛЕГЧЕННЫХ МАТЕРИАЛОВ С КРУПНЫМ ЗАПОЛНИТЕЛЕМ

*Коротаев С.А.
Ерофеев В.Т.
Родин А.И.*

ФГБОУ ВО «Мордовский государственный университет им. Н.П. Огарёва»
г. Саранск, Россия

***Аннотация:** разработанная технология получения обжигового облегченного материала с крупным пористым заполнителем основана на использовании безусадочного поризованного обжигового связующего. В работе изучен механизм поризации обжигового связующего, представляющего собой натрово-известково-силикатную композицию. Показано, что источником газообразной фазы, являющейся вспучивающим агентом, являются новообразования, возникающие при взаимодействии компонентов натрово-известково-силикатного связующего при термообработке.*

***Ключевые слова:** керамзитовый гравий, обжиговое связующее, термогравиметрический анализ, ИК-спектроскопический анализ.*

FIRED SODIUM-LIME-SILICATE BINDER FOR LIGHTWEIGHT MATERIALS WITH LARGE FILLER

***Abstract:** the developed technology for obtaining a lightweight fired material with a large porous filler is based on the use of a non-shrinking porous firing binder. The mechanism of porosity of the firing binder, which is a soda-lime-silicate composition, is studied in work. It is shown that the source of the gaseous phase, which is a swelling agent, is the neoplasms that arise during the interaction of the components of the soda-lime-silicate binder during heat treatment.*

***Keywords:** expanded clay gravel, fired binder, thermogravimetric analysis, IR spectroscopic analysis*

Разработанная каркасная технология получения обжигового облегченного материала [1] предусматривает предварительное склеивание каркаса из зерен керамзитового гравия натриевым жидким стеклом, заполнение пустот каркаса водной суспензией порошка стекла, сушку и обжиг изделия сырца. В процессе последовательно проводимых этапов термообработки из жидкого стекла и суспензии порошка стекла формируется стеклообразное поризованное водостойкое связующее. Диаметр пор стеклообразного связующего, определенных микроскопическим исследованием, составляет 0,02–0,50 мм. Связующее имеет прочную адгезию к поверхности зерен заполнителя.

Объектом изучения являлся механизм поризации обжигового связующего, представляющего собой натрово-известково-силикатную композицию. Для изучения использовались термогравиметрический и ИК-спектроскопический методы анализа.

Для термогравиметрического анализа образцы связующего брали из материала после сушки при температуре 60–80°C пропитанного суспензией порошка стекла каркаса. Образцы были измолоты в агатовой ступке агатовым пестиком. Далее пробы были просеяны через сито с апертурой 90 мкм, далее остаток на сите вновь молотся до тех пор, пока вся проба не была просеяна через сито. Навеска измельченной пробы массой 0,38–0,40 г взвешивалась с точностью до 0,0001 г и засыпалась в алундовый тигель объемом 900 мкл. Пробу уплотняли постукиванием тигля о стол. Далее, тигель устанавливали на держатель и помещали в печь. Образец нагревался от 25 до 750°C со скоростью 8°C / мин. Изучение фазовых превращений, происходящих в образцах при нагревании, проводилось с помощью прибора TGA/DSC1 (Швейцария). В ходе анализа дериватографом автоматически регистрировались три параметра: подъем температуры (Т), термогравиметрия или потеря веса образца (ТГ), скорость изменения веса (интенсивность деструкции – ДТГ). Наибольший интерес представляют результаты анализа в области максимальной температуры нагрева образца связующего, при которой происходит его вспучивание. Анализ дериватограммы (рис. 1а) свидетельствует, что при нагреве образца от 625 до 720°C происходят изменения на кривых ТГ и ДТГ, что может быть связано с удалением воды из обводненной структуры связующего.

Термогравиметрический анализ был проведен также для отдельно взятых образцов жидкого стекла и образцов порошка стекла. Анализ дериватограммы жидкого стекла (рис. 1б) показал, что в области температур, соответствующих вспучиванию связующего, не наблюдается сколько-нибудь значительных процессов деструкции и разложения образца (отсутствии ступеней на кривой ТГ и пиков на кривой ДТГ), при которых могли бы выделяться газообразные продукты реакции. Анализ дериватограммы порошка стекла показал аналогичные результаты.

Проведенные ИК-спектроскопические исследования подтверждают, что вспучивающим агентом являются пары воды. На ИК-спектре поглощения натрово-известково-силикатного связующего после сушки пропитанного суспензией стекла каркаса фиксируются широкая полоса поглощения в интервале 3 300 – 3 600 см⁻¹, связанная с валентными колебаниями О – Н связи в оксигидрильных группах O_mH_n [2], и полоса поглощения при 1 446 см⁻¹, связанная с присутствием карбонат-ионов. После термообработки при максимальной температуре (обжига) связующего интенсивность полосы поглощения, связанной с валентными колебаниями связи О – Н, уменьшается, а полоса поглощения карбонат-ионов полностью исчезает. Таким образом, наличие поглощения в области 3 300 – 3 600 см⁻¹ в связующем после обжига свидетельствует, что вспучивающим агентом являются пары воды.

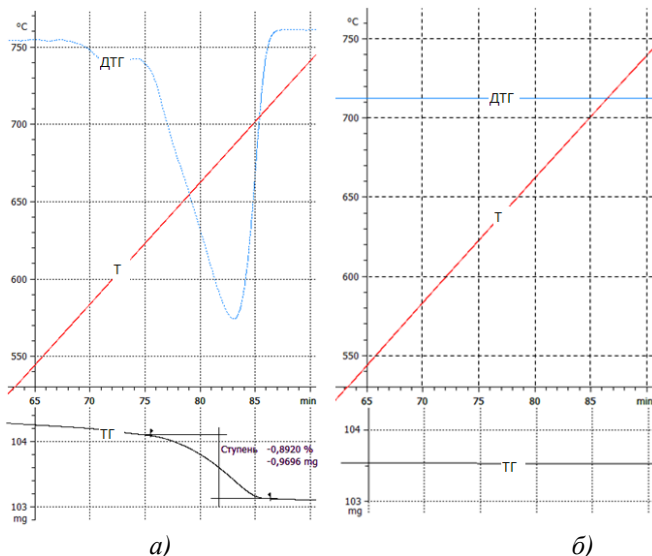


Рис. 1. Дериватограммы: а) натрово-известково-силикатной композиции, б) жидкого стекла

Таким образом, полученные результаты показывают, что процесс вспучивания связующего при обжиге обусловлен взаимодействием жидкостеклового связующего с частицами стекла пропитывающей суспензии в процессе термообработки материала, в результате которого возникают новообразования, являющиеся источником газообразной фазы при разложении связующего при максимальной температуре термообработки.

Список литературы:

1. Ерофеев В.Т. Каркасная технология обжигового материала с наполнителем на стеклообразном связующем / В.Т. Ерофеев, С.А. Коротаяев // Строительные материалы. – 2014. – №3. – С. 88–91.
2. Юхневич Г.В. Инфракрасная спектроскопия воды. – М.: Наука, 1973. – 208 с.

Коротаяев С.А., канд. техн. наук., доцент, доцент кафедры зданий, сооружений и автомобильных дорог ФГБОУ ВО «Мордовский государственный университет им. Н.П. Огарёва», г. Саранск, Россия, e-mail: kortaevc@yandex.ru

Ерофеев В.Т., д-р техн. наук, проф., акад. РААСН, декан архитектурно-строительного ф-та ФГБОУ ВО «Мордовский государственный университет им. Н.П. Огарёва», г. Саранск, Россия, e-mail: fac-build@adm.mrsu.ru

Родин А.И., канд. техн. наук., доцент, доцент кафедры строительных материалов и технологий ФГБОУ ВО «Мордовский государственный университет им. Н.П. Огарёва», г. Саранск, Россия, e-mail: al_rodin@mail.ru

Sergey Aleksandrovich Korotaev, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Associate Professor of the Department of Buildings, Structures and Roads of Mordovia State University, Russia, e-mail: korotaevc@yandex.ru

Vladimir Trofimovich Erofeev, Doctor of Technical Sciences, Professor, Dean of the Department of Architecture and Civil Engineering of Mordovia State University, Russia. Academician of the Russian Academy of Architecture and Construction Sciences, e-mail: fac-build@adm.mrsu.ru

Alexander Ivanovich Rodin, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Associate Professor of the Department of Building Materials and Technologies of Mordovia State University, Russia, e-mail: al_rodin@mail.ru

Для цитирования:

Коротаев С.А. Обжиговое натрово-известково-силикатное связующее для облегченных материалов с крупным наполнителем / С.А. Коротаев, В.Т. Ерофеев, А.И. Родин // Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020: материалы V Междунар. (XI Всерос.) конф. – Чебоксары, 2020. – С. 408–411.

Korotaev S.A. Fired sodium-lime-silicate binder for lightweight materials with large filler / S.A. Korotaev, V.T. Erofeev, A.I. Rodin // Construction and development: life cycle – 2020: materials of the V International (XI All-Russian) conference. – Cheboksary, 2020. – P. 408–411.

УДК 728.2.011.7

КРЕМНЕЗЕМСОДЕРЖАЩЕЕ СЫРЬЕ РЕСПУБЛИКИ МОРДОВИЯ ДЛЯ ПРОИЗВОДСТВА ОБЖИГОВЫХ ОБЛЕГЧЕННЫХ СТРОИТЕЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ

Коротаев С.А.

Молодых С.А.

Кузнецов Н.М.

ФГБОУ ВО «Мордовский государственный
университет им. Н.П. Огарёва»
г. Саранск, Россия

***Аннотация:** в статье приведены результаты исследований кремнеземсодержащего сырья Республики Мордовия, предполагаемого к использованию в качестве сырья для производства обжиговых облегченных материалов. Получены результаты, показывающие более высокую физико-химическую активность опоки по сравнению с диатомитом.*

***Ключевые слова:** пористый обжиговый материал, диатомит, опока, обжиговое свойство.*

SILICON-CONTAINING RAW MATERIALS OF THE REPUBLIC OF MORDOVIA FOR THE PRODUCTION OF FIRED LIGHTWEIGHT BUILDING MATERIAL

Abstract: the results of studies of silica-containing raw materials of the Republic of Mordovia, which are supposed to be used as raw materials for the production of fired lightweight materials, are given in the article. Results have been obtained showing a higher physicochemical activity of the moldings compared to diatomite.

Keywords: porous firing material, diatomite, flask, firing property.

В России в последние 15–20 лет в гражданском строительстве массово используются трехслойные ограждающие конструкции с теплоизоляционным слоем из эффективных утеплителей на органической основе или с использованием органических связующих. Особенностью работы таких многослойных конструкций является сокращение межремонтного эксплуатационного периода ввиду меньшей долговечности утеплителя по сравнению с конструкционными и защитными материалами. Кроме этого, такие утеплители при нагреве в случае возникновения пожара способны выделять токсичные вещества.

В этой связи представляется целесообразным в ряде случаев отдавать предпочтение ограждающим конструкциям с теплоизоляционными и конструкционно-теплоизоляционными пожаробезопасными неорганическими материалами, имеющими несколько более высокую теплопроводность по сравнению с эффективными утеплителями с органической составляющей, но которые обладают стабильными теплотехническими свойствами в процессе длительной эксплуатации и равной долговечностью с конструкционными и защитными материалами.

Прочность пористых конструкционно-теплоизоляционных материалов позволяет использовать их при кладке стен с перевязкой или соединением гибкими металлическими связями с конструкционным несущим и защитным кирпичным или бетонным слоями, обеспечивая однородную (монолитную) конструкцию стены. Теплоизоляционные неорганические материалы также целесообразно использовать для устройства разделяющих преград в пожароопасных утеплителях.

Для расширения номенклатуры неорганических пористых материалов может быть использовано широко распространенное в нашей стране кремнеземсодержащее сырье, к которому относятся диатомит, трепел и опока. Эти породы состоят в основном (на 80–97% по массе) из различных модификаций диоксида кремния и литологически связаны друг с другом в силу особенностей их образования.

Диатомитовые изделия плотностью 350–500 кг/м³ на протяжении длительного времени широко используются в качестве теплоизоляции промышленного оборудования, имеющего температуру изолируемой поверхности до 900°С. До недавнего времени считалось проблематичным использование диатомитового кирпича, плит и блоков в кладке наружных стен в силу повышенного сорбционного увлажнения диатомита, приводящего к снижению прочности и увеличению теплопроводности. Так, природный диатомит при относительной влажности воздуха 97% имеет сорбционную влажность 12%. Представленные в [1] результаты исследований показали,

что с повышением температуры обжига изделий из диатомита резко снижается их сорбционная влажность: пенодиатомитовый кирпич, обожженный при температуре 950 °С, имеет сорбционную влажность 6,1% при относительной влажности воздуха 97%. Экспериментальными и натурными исследованиями установлено, что влажность кладки из пенодиатомитового кирпича плотностью 465 кг/м³ на легком (теплоизоляционном) растворе плотностью 500–1000 кг/м³ при относительной влажности воздуха 97% не превышает 4,6%, при этом теплопроводность кладки составляет 0,12 Вт/(м · °С). Ограждающая конструкция с использованием такого утеплителя толщиной 250 мм из пенодиатомитовых блоков в сочетании с наружными кирпичными слоями толщиной в пол кирпича (120 мм) будет иметь сопротивление теплопередаче около 3,18 (м² · °С)/Вт.

В последнее время получены хорошие результаты по технологии пористой керамики с использованием кремнистых пород – опок, трепелов, диатомитов [2; 3].

Сырьевой базой кремнеземсодержащего сырья для пористых обжиговых материалов в Республике Мордовия может служить Атемарское месторождение диатомитов и опок. Данное месторождение исследовано Камско-Волжской комплексной геологической экспедицией. Запасы по промышленным категориям составили: диатомита А+В+С – 5370,2 тыс. м³; опоки – 2477,7 тыс. м³.

В атемарском диатомите SiO_2 представлен своей аморфной разновидностью в виде опала ($SiO_2 \cdot nH_2O$) слагающего характерную первично-биогенную микроструктуру материала.

В кремнистой опоке Атемарского месторождения по данным дифрактометрического анализа наблюдается уменьшение, по сравнению с диатомитом, рентгеноаморфной разновидности за счет увеличения кристаллических модификаций α -кварца, кристобалита, тридимита. Это подтверждает известное положение, что в зависимости от возраста и условий залегания первично-опаловый кремнезем метаморфизуется через метастабильную фазу опал-кристобалита в α -кристобалит и далее в α -кварц.

В одновозрастных генетически связанных породах месторождения с примерно одинаковым химическим составом на абсолютно сухое вещество (диатомит, опока) существенно различаются соотношения аморфной и кристаллических модификаций кремнезема и структура. Диатомит сложен малосвязанными кремнистыми остатками микроорганизмов, опока – сцементированными силикатным раствором глобулярными частицами кремнезема. Наряду с кремнистой составляющей в породах Атемарского месторождения наблюдается постоянное присутствие глинистых минералов (до 10 мас. %) и обломочного песчано-алевритового материала (до 5 мас. %), представленного кварцем. Таким образом, диатомит можно рассматривать как породу, состоящую из формы проявления минерала кремнезема – опала. Опока же содержит промежуточные формы непрерывного ряда кремнеземистых минералов, члены которого имеют различное соотношение аморфной и кристаллической фаз SiO_2 .

Для прогнозирования обжиговых свойств диатомита и опоки Атемарского месторождения определялась величина их физико-химической активности по традиционной методике (метод поглощения извести, ГОСТ 6269-63), а также методом дифференциальной микрокалориметрии. Установлено, что диатомит и опока Атемарского месторождения обладают высокой хемосорбционной активностью (количество поглощенного CaO за 30 суток составляет 183 мг/г для диатомита и 299 мг/г для опоки), обусловленной

большим содержанием (75–90% по массе) водосодержащих физико-химически активных модификаций кремнезема. Более высокая, по сравнению с диатомитом, физико-химическая активность опоки, оцененная методами поглощения извести и микрокалориметрии, связана с присутствием в ней переходной метастабильной опал-кристобалитовой фазы.

По специально разработанным методикам для исследуемых пород были определены теплоты смачивания полярной (водой) и неполярной (толуолом) жидкостями, вычислены удельные поверхности и коэффициент фильности – коэффициент Ребиндера, таблица 1. Полученные результаты показывают, что исследованные материалы гидрофильны ($\beta > 1$). Отмечены высокая теплота смачивания водой атемарской опоки (6,76 кДж/кг) сравнима с теплотой смачивания атемарского диатомита (6,96 кДж/кг) при большой разнице их удельных поверхностей 22,1 м²/г против 36,2 м²/г, а также наибольший коэффициент фильности опоки.

Таким образом, проведенные исследования кремнеземсодержащего сырья Атемарского месторождения показывают, что опока обладает более высокой физико-химической активностью, по сравнению с диатомитом, что связано с присутствием в опоке переходной метастабильной опал-кристобалитовой фазы.

Таблица 1

Результаты микрокалориметрических исследований пород

Наименование	Теплота смачивания материала, кДж/кг		Удельная поверхность, м ² /г	Коэффициент фильности по Ребиндеру, $\beta = Q_w / Q_t$
	водой, Q_w	толуолом, Q_t		
Диатомит атемарский	6,96	3,35	36,2	2,08
Опока атемарская	6,76	2,08	22,1	3,25

Список литературы:

1. Ананьев А.И. Теплотехнические свойства и морозостойкость теплоизоляционного диатомитового кирпича в наружных стенах зданий / А.И. Ананьев, В.П. Можаяев, Е.А. Никифоров [и др.] // Строит. матер. – 2003. – №7. – С. 14–16.

2. Ашмарин Г.Д. Инновационные технологии высокоэффективных керамических строительных изделий на основе кремнистых пород / Г.Д. Ашмарин, В.Г. Ласточкин, В.В. Илюхин [и др.] // Строительные материалы. – 2011. – №7. – С. 28–30.

3. Малиновский Г.Н. Стеновые блоки на основе карбонатсодержащего трепела месторождения Стальное Республики Беларусь / Г.Н. Малиновский, В.Ю. Мелешко, О.А. Сергивич // Строительные материалы. – 2011. – №12. – С. 12–16.

С.А. Коротаев, канд. техн. наук., доцент, доцент кафедры зданий, сооружений и автомобильных дорог ФГБОУ ВО «Мордовский государственный университет им. Н.П. Огарёва», г. Саранск, Россия, e-mail: korotaevc@yandex.ru

С.А. Молодых, канд. техн. наук., доцент, доцент кафедры строительных материалов и технологий ФГБОУ ВО «Мордовский государственный университет им. Н.П. Огарёва», г. Саранск, Россия, e-mail: smit-108@yandex.ru

Н.М. Кузнецов, канд. техн. наук., доцент, доцент кафедры зданий, сооружений и автомобильных дорог ФГБОУ ВО «Мордовский государственный университет им. Н.П. Огарёва», г. Саранск, Россия, e-mail: kanm54@yandex.ru

Sergey Aleksandrovich Korotaev, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Associate Professor of the Department of Buildings, Structures and Roads of Mordovia State University, Russia, e-mail: korotaevc@yandex.ru

Sergey Anatolyevich Molodykh, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Associate Professor of the Department of Building Materials and Technologies of Mordovia State University, Russia, e-mail: smit-108@yandex.ru

Nikolay Mikhailovich Kuznetsov, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Associate Professor of the Department of Buildings, Structures and Roads of Mordovia State University, Russia, e-mail: kanm54@yandex.ru

Для цитирования:

Коротаев С.А. Кремнеземсодержащее сырье Республики Мордовия для производства обжиговых облегченных строительных материалов / С.А. Коротаев, С.А. Молодых, Н.М. Кузнецов // Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020: материалы V Междунар. (XI Всерос.) конф. – Чебоксары, 2020. – С. 411–415.

Korotaev S.A. Silicon-containing raw materials of the Republic of Mordovia for the production of fired lightweight building material / S.A. Korotaev, S.A. Molodykh, N.M. Kuznetsov // Construction and development: life cycle – 2020: materials of the V International (XI All-Russian) conference. – Cheboксary, 2020. – P. 411–415.

УДК 628.316

ПРЕОДОЛЕНИЕ ПРОБЛЕМ С ОЧИСТКОЙ СТОЧНЫХ ВОД ОТ ПЛОТНЫХ ЭМУЛЬСИЙ В НЕФТЕПЕРЕРАБАТЫВАЮЩЕЙ ПРОМЫШЛЕННОСТИ

*Микрюкова Е.М.
Суворова Е.В.*

ФГБОУ ВО «Ижевский государственный
технический университет
им. М.Т. Калашникова»
г. Ижевск, Россия

***Аннотация:** нефтехимическая отрасль несёт ответственность не только, непосредственно, за переработку веществ, получаемых из нефти и природного газа, но и за очистку технологических нефтесодержащих стоков, которые входе производства поступают в канализацию, а также попадают в окружающую среду. Отсюда вытекает одна из важнейших целей для нефтеперерабатывающих заводов – обеспечение высочайшего уровня очистки воды. В данной статье рассмотрены наиболее популярные методы очистки сточных вод и особое внимание уделяется процессу коалесценции, а именно мембранным коалесцентрам.*

***Ключевые слова:** коалесценция, мембранная коалесценция, мембраны, предварительная очистка, очистка сточных вод, нефтесодержащие сточные воды, методы очистки, плотные эмульсии, адсорбция, разделение двух жидких фаз.*

OVERCOMING PROBLEMS WITH WASTE WATER TREATMENT FROM DENSE EMULSIONS IN THE OIL REFINING INDUSTRY

Abstract: the petrochemical industry is responsible not only, directly, for the processing of substances obtained from oil and natural gas, but also for the treatment of technological effluents that enter the sewage system and enter the environment. Hence, one of the most important tasks for oil refineries follows - to ensure the highest level of water purification. This article discusses the most popular wastewater treatment methods and focuses on the coalescence process, namely, membrane coalescences.

Keywords: *coalescence, membrane coalescence, membranes, preliminary treatment, waste water treatment, oily waste water, treatment methods, dense emulsions, adsorption, separation of two liquid phases.*

Введение

Нефтехимическая отрасль в наше время занимает одно из первых мест в экономике России. К сожалению, добыча, переработка, транспортировка и хранение нефти и ее производных зачастую влекут за собой выбросы в окружающую среду углеводородов, загрязняющих ее. Из-за их высокой токсичности, по данным ЮНЕСКО, нефтехимические загрязнения относят к числу десяти самых опасных загрязнителей окружающей среды [1]. В данный момент на заводах нефтехимической промышленности уже скопилось несколько миллионов тонн нефтешламов. Отходы нефтепереработки образуются при очистке сточных вод, в системе оборотного водоснабжения, бурения, подготовки нефти и при чистке резервуаров. Спрос на более совершенные технологии очистки воды с каждым годом растет и расширяется из-за воздействия ухудшения состояния окружающей среды на экономику [2].

Материал и методы исследования

Нефтехимическая отрасль несёт ответственность не только, непосредственно, за переработку веществ, произведенных из нефти и природного газа, но и за очистку технологических стоков, которые в ходе производства поступают в канализацию, а также попадают в окружающую среду, в дальнейшем смываясь ливневыми водами [3]. Отсюда вытекает важная задача – обеспечение высочайшего уровня очистки сточных вод посредством использования современных технологий и последних научных разработок. Стоки, направляемые на очистку, включают в себя различные примеси: растворенные органические соединения, в том числе углеводороды; следы тяжелых металлов; растворенные соли минералов; химические реактивы, используемые в производстве; частицы нефти в виде эмульсии; песок.

Сточные воды нефтехимических заводов очень токсичны и могут нанести серьезный урон окружающей среде. Очистка стоков нефтеперерабатывающих предприятий – это сложный процесс, требующий соответствующей поэтапной очистки, поскольку побочные продукты могут быть летучими, токсичными и даже взрывоопасными. Кроме того, нефтесодержащие сточные воды требуют комбинированного подхода к очистке стоков для устранения масел, нефтепленок, веществ органического происхождения, тяжелых металлов и солей [4].

Основополагающими методиками очистки сточных вод от нефти и её производных являются:

- механический;
- химический;
- физико-химический;
- биологический.

Метод механической очистки стоков

В качестве автономного метода механическая очистка сточных вод применяется в тех случаях, когда очищенная таким образом вода подходит для потребностей технологического процесса или сброса в природный водоем без нанесения ущерба окружающей среде [3,5].

В других ситуациях этот способ используется в качестве первой ступени очистки сточных вод от нефти и её производных. Данная методика очистки позволяет отделить 60–65 процентов взвешенных частиц [6].

Самые популярные способы механической очистки сточных вод от нефтепродуктов:

- отстаивание;
- центробежное удаление загрязняющих воду примесей;
- фильтрация.

Очистка химическими методами

Идея данного метода – это введение в очищаемые сточные воды заведомо подготовленных химических реагентов, которые начинают взаимодействовать с нефтехимическими загрязнениями и нефтепродуктами. Итогом данной химической реакции является выпадение примесей в виде осадка. Это обусловлено окислением углеводородных составляющих нефти и её производных [7].

Методы физико-химической очистки

К основным методам физико-химической очистки сточных вод относятся:

- коагуляция;
- флотация;
- сорбция.

Основа коагуляции заключается в быстром преобразовании тонкодисперсных (размеры частиц – 1–100 микрометров) и эмульгированных типов загрязнений в частицы более крупного размера, которые дальше выпадают в виде осадка. Обычно, этот процесс стимулируют особые химические вещества – коагулянты [8].

Их действие приводит к образованию в воде хлопьев, со слабым электростатическим положительным зарядом. Эти хлопья начинают взаимодействовать с нефтяными примесями, находящимися в коллоидном состоянии, и так же имеющие слабый электростатический заряд. Коагулянт электростатически притягивает нефтяные примеси и в результате они, под действием силы тяжести, выпадают осадком рыхлой структуры на дно очистного резервуара. Дальше они легко удаляются [9].

Процесс флотации же, наоборот, ведёт к образованию устойчивой пены на поверхности очищаемой воды, благодаря которой вредные примеси нефти и её производные улавливаются и удерживаются в течение длительного времени. Такой слой пены также можно легко отделить от очищенных сточных вод. Основа вышеупомянутой пены – стойкий состав воздушных или газовых пузырьков с нефтепродуктовыми частицами [10; 11].

Тем не менее, высокая степень очистки нефтяных стоков может быть достигнута лишь после использования метода сорбции.

Физико-химические очистные методы определяют сорбцию как поглощение из очищаемой воды адсорбентом имеющихся в ней вредных примесей, в том числе и нефтепродуктов. В качестве сорбентов могут использоваться различные материалы с пористой структурой: торф, кокс, зола, силикатный гель и различные виды активированных глин. Специалисты считают, что наиболее эффективными адсорбирующими материалами являются различные виды активированного угля [12].

Очистка сточных вод биологическими методами

В настоящий момент многие специалисты сходятся во мнении, что биологический способ очистки сточных вод является одним из самых многообещающих направлений в этой сфере.

Сущность этого метода основывается на использовании разлагающей способности различных микроорганизмов и способности поглощать, расщеплять и усваивать вредные примеси для очистки воды от нефти и ее производных.

Иными словами, нефть и нефтепродукты используются микроорганизмами в процессе их жизнедеятельности как источники питания. Благодаря биологическим методам очистки происходит окисление нефтепродуктовых примесей и превращение их в абсолютно безопасные продукты: углекислый газ, обычную воду, нитратные и сульфатные соли и другие безвредные соединения [13].

Применение биологических методов очистки сточных вод от примесей нефти и ее производных предполагает использование специальных аэротенков и биологических фильтров.

Результаты и проблематика

Использование процесса коалесценции для очищения сточных вод нефтеперерабатывающих предприятий.

Наиболее часто встречающимся оборудованием для извлечения нефти и нефтепродуктов из сточных вод являются гидроциклоны, отстойники, нефтеловушки, гидрофобные и гидрофильные фильтры, флотаторы, электролизеры, фильтры с зернистой загрузкой, мы рассмотрим более подробно процесс коалесценции (рис. 1).

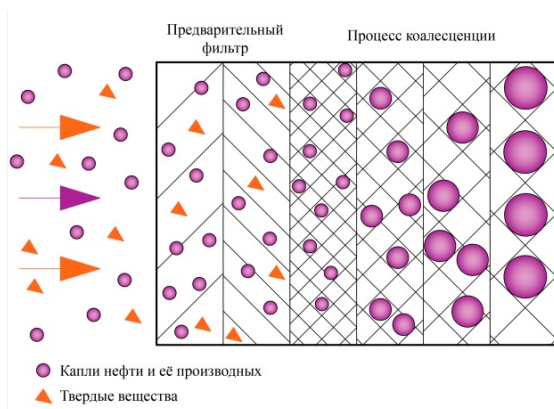


Рис. 1. Процесс коалесценции

Основой процессов коалесценции эмульгированных нефтепродуктов и жиров на фильтрующем материале являются процессы адгезии и смачивания, которые в какой-то степени влияют и на процессы обычного фильтрования.

Путём коалесценции разделяются: эмульсии и дисперсии, посредством межфазного натяжения между углеводородной и водной фазами. В процессе коалесценции две капли одной фазы и идентичного состава контактируют друг с другом, образуя одну большую каплю и, тем самым, уменьшая их удельную поверхность (поверхность на единицу объема) [14].

Существует множество видов коалесцирующих сред, от стекловолокна с умеренными характеристиками до специальных полимерных мембран, которые могут обеспечить отличные характеристики при разделении плотных эмульсий, например, с определенным содержанием соединений поверхностно-активных веществ [15].

По структуре используемого материала коалесцирующие материалы можно разделить на следующие основные виды: волокнистые, вязаные, пористые и гранулированные.

В первом случае используются волокнистые материалы преимущественно с ворсистой поверхностью волокон. Во втором - плетение из полимерных нитей специальной пористой структуры, в некоторых случаях используются композитные материалы, например полимерные и стальные нити. В роли пористых могут служить жесткие материалы, специально полученные путем прессования или склеивания полимеров, и эластичные материалы типа пенополиуретанов. В гранулированных, соответственно, используются гранулированные полимерные или гидрофобизированные материалы [16].

Рассмотрим более подробно полимерные мембраны.

Мембранная коалесценция – более эффективный метод, чем традиционные методы разделения. Мембрана – это барьер между двумя фазами, который избирательно разделяет и ограничивает перенос многих химических веществ. В зависимости от структуры мембраны можно разделить на четыре категории: гомогенные, гетерогенные, симметричные и асимметричные. Мембраны могут разделять твердое вещество или жидкость, а также могут нести положительный или отрицательный заряд, быть нейтральными или биполярными [17].

Как эффективный метод, мембранная технология является одним из наиболее часто используемых методов разделения водонефтяных сточных вод или эмульсий. По сравнению с другими видами обработки метод мембранной коалесценции имеет более высокую эффективность, стабильное качество сточных вод и более низкое потребление энергии. В зависимости от разделения и типа пор мембраны можно разделить на микрофильтрацию (MF, размер пор от 0,1 до 5 мкм), ультрафильтрацию (UF, диапазон размеров пор 0,01–0,1 мкм), нанофильтрацию (NF, диапазон размеров пор от 0,01 до 0,1 мкм) и обратного осмоса (RO, размер пор от 0,0001 до 0,001 мкм) [18–20].

Мембраны для коалесценции представляют собой полимерные волокна, которые различаются по диаметру и размеру обработки поверхности в зависимости от области применения. Связанная структура волокон образует очень мелкие поры, которые позволяют собирать капли размером 0,2–50 мкм и превращать их в дисперсию более крупных капель диа-

метром 500–5000 мкм. Но из-за небольшого размера пор структуры волокон твердые частицы должны быть удалены из жидкости до того, как она пройдет через мембрану [21].

Механизм мембранной коалесценции определяется следующими этапами:

1. Удаление твердых частиц из фильтра предварительной очистки.
2. Адсорбция капель на волокнах мембраны.
3. Движение капель к волокнам мембраны за счет захвата технологическим потоком.
4. Слияние двух крошечных капель с образованием более крупной, при достижении второй каплей того же пересечения волокон.
5. Накопление и высвобождение более крупных капель из пересечений волокон и унос их технологическим потоком.
6. Повторение шагов со второго по пятый с постепенно увеличивающимися каплями и более крупными порами в структуре волокна [17; 22].

В соответствии с указанным выше механизмом, мембранная коалесценция разрабатывается в промышленном масштабе, как правило, со следующей технологической схемой: предварительная фильтрация, коалесценция и разделение.

В большинстве случаев, предварительная фильтрация протекает в контейнере с фильтрующими картриджами с размером ячеек, зависящим от количества и размера частиц, ранее измеренных или оцененных. Цель этого шага – удалить твердые частицы, которые могут повысить стабильность эмульсии и этим самым, не допуская закупоривания пор мембраны для поддержания ее функциональности длительное время.

В то время как предварительная фильтрация проводится в отдельном сосуде, слияние и разделение происходит в одном и том же оборудовании, но проводится в отдельных отсеках.

Независимо от того, что разделение является формальным шагом в механизме коалесценции, оно необходимо для достижения главной цели коалесценции, а именно разделения двух жидких фаз.

Для отделения углеводородов от непрерывной водной фазы чаще всего используют горизонтальное расположение. В таком случае после проведения коалесценции разделение фаз достигается за счет отстаивания водной фазы.

Заключение

1. Мембранная коалесценция – это успешная технология очистки сточных вод от плотных эмульсий, способствующая повышению устойчивости работы нефтехимических предприятий.

2. Способ коалесценции укрупняет капли нерастворимых в воде жидкостей без излишних дорогостоящих элементов и способствует значительному увеличению степени очистки сточных вод.

3. Применение процесса коалесценции при очистке сточных вод позволит значительно снизить нагрузку на главные очистные сооружения, увеличить их производительность и, тем самым, значительно снизить вредные выбросы в окружающую среду.

4. Учитывая полидисперсность нефтесодержащих стоков промышленных предприятий, использовать только один метод очистки для получения воды нужного качества не удастся. В связи с этим, рекомендуется очистка нефтесодержащих стоков в несколько стадий, избавляясь сначала

от грубоэмульгированных частиц, а затем уже переходить к работе с тонкоэмульгированными частицами.

Список литературы:

1. The United Nations world Water Development Report, 2017: Wastewater: The Untapped Resource – UNESCO Digital Library. [(accessed on 18 July 2019)]; Available online: <https://unesdoc.unesco.org/ark:/48223/pf0000247153>.
2. Семенова И.В. Промышленная экология: учебное пособие для студентов высших учебных заведений. – М.: Академия, 2009. (Природные и промышленные воды, с. 140–204. Энергетическая промышленность, с. 252–269. Газонефтедобывающий комплекс, с. 305–352. Нефтеперерабатывающая промышленность, с. 360–394. Нефтехимическая промышленность, с. 394–410).
3. Соковнина О.В. Разработка локальных очистных сооружений поверхностного стока в г. Ижевске Первомайского района / О.В. Соковнина, Е.М. Микрюкова // Инновационные технологии в системах водоснабжения и водоотведения: сборник статей по материалам Международной научно-практической конференции. ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет И.Н. Ульянова». – 2019. – С. 105–110.
4. Устинова Т.П. Об эффективности локальных установок очистки производственных сточных вод / Т.П. Устинова, Е.И. Титоренко, С.Е. Артеменко [и др.] // Хим. пром. – 2001. – №2. – С. 20–25.
5. Микрюкова Е.М. Подбор наиболее оптимального насосного оборудования КНС для решения проблемы ливневой канализации Первомайского района г. Ижевска / Е.М. Микрюкова, О.В. Соковнина // Интеллектуальные системы в производстве. – 2018. – Т. 16. – №3. – С. 22–27
6. Адельшин А.Б. Осветление сточных вод с применением напорных гидроциклонов / А.Б. Адельшин, И.Н. Иванов // Нефтегазопромислое дело. – 1976. – №8.
7. Yu L., Han M., He F. A review of treating oily wastewater. Arab. J. Chem. 2017;10:S1913–S1922. – doi: 10.1016/j.arabjc. 2013.07.020.
8. Investigation of the Electrocoagulation Treatment Technique for the Separation of Oil from Wastewater – SciAlert Responsive Version. [(accessed on 22 July 2019)]
9. Гетманцев С.В. Очистка производственных сточных вод коагулянтами и флокулянтами / С.В. Гетманцев, И.А. Нечаев, Л.В. Гандурина. – М.: ABC, 2008. – 272 с.
10. Rocha e Silva F.C.P., Rocha e Silva N.M.P., Luna J.M., Rufino R.D., Santos V.A., Sarubbo L.A. Dissolved air flotation combined to biosurfactants: A clean and efficient alternative to treat industrial oily water. Rev. Environ. Sci. Biotechnol. 2018;17: 591–602. – doi: 10.1007/s11157-018-9477-y.
11. Sylvester N.D., Byeseda J.J. Oil/Water Separation by Induced-Air Flotation. Soc. Pet. Eng. J. 1980; 20:579–590. – doi: 10.2118/7886-PA.
12. Веприкова Е.В. Особенности очистки воды от нефтепродуктов с использованием нефтяных сорбентов, фильтрующих материалов и активных углей / Е.В. Веприкова, Е.А. Терещенко, Н.В. Чесноков [и др.] // Journal of Siberian Federal University. Chemistry. – 2010. – №3. – Р. 285–304.
13. Швецов В.Н. Современные технологии биологической очистки нефтесодержащих сточных вод / В.Н. Швецов, К.М. Морозова, И.А. Нечаев [и др.] // Водоснабжение и санитарная техника. – 2002. – №3. – С. 9–12.
14. Basu S, A study on effect of wetting on mechanism of coalescence, J. of Colloid and Interface Sci., 1993, 159, 68.
15. Hu S, Kintner R C, The fall of single liquid drops through water, AIChE J., 1955, 42.
16. Урмитова Н.С. Коалесцирующие материалы, применяемые в насадках установок очистки нефтесодержащих сточных вод / Н.С. Урмитова, Р.Н. Абитов, А.Х. Низамова: сб. трудов XII Международной научно-технической конференции памяти академика РАН С.В. Яковлева «Яковлевские чтения» / НИУ МГСУ. – М., 2017. – С. 912.

17. Abd El-Gawad S.H. Oil and Grease Removal from Industrial Wastewater Using New Utility Approach. [(accessed on 17 December 2019)].

18. Fan L., Yan J., He H., Deng N., Zhao Y., Kang W., Cheng B. Electro-blown spun PS/PAN fibrous membrane for highly efficient oil/water separation. *Fibers Polym.* 2017; 18: 1988–1994. – doi: 10.1007/s12221-017-7429-8.

19. Zoubeik M., Salama A., Henni A. Investigation of Oily Wastewater Filtration Using Polymeric Membranes: Experimental Verification of the Multicontinuum Modeling Approach. *Ind. Eng. Chem. Res.* 2018;57:11452–11464. – doi: 10.1021/acs.iecr.8b02529

20. Zhu Y., Wang D., Jiang L., Jin J. Recent progress in developing advanced membranes for emulsified oil/water separation. *NPG Asia Mater.* 2014;6:e101. – doi: 10.1038/am.2014.23.

21. Sprow F.B. Drop size distribution in strongly coalescing agitated liquid-liquid systems, *AIChE J.*, 1967, 13, 995.

22. Kocherginsky N.M., Tan C.L., Lu W.F. Demulsification of water-in-oil emulsions via filtration through a hydrophilic polymer membrane // *Journal of Membrane Science.* – 2003. – №220. – P. 117–128.

Микрюкова Е.М., старший преподаватель, ФГБОУВО «Ижевский государственный технический университет им. М.Т. Калашникова», г. Ижевск, Россия, e-mail: t90q@mail.ru

Суворова Е.В., магистрант, ФГБОУ ВО «Ижевский государственный технический университет имени М.Т. Калашникова», г. Ижевск, Россия, e-mail: ekaterina_suvorovaa@mail.ru

Mikryukova E.M., supervisor, seniorlecturer, Kalashnikov Izhevsk State Technical University, Izhevsk, Russia, e-mail: t90q@mail.ru

Suvorova E.V., Master's student, Kalashnikov Izhevsk State Technical University, Izhevsk, Russia, e-mail: ekaterina_suvorovaa@mail.ru

Для цитирования:

Микрюкова Е.М. Преодоление проблем с очисткой сточных вод от плотных эмульсий в нефтеперерабатывающей промышленности / Е.М. Микрюкова, Е.В. Суворова // *Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020: материалы V Междунар. (XI Всерос.) конф.* – Чебоксары, 2020. – С. 415–422.

Mikryukova E.M. Overcoming problems with waste water treatment from dense emulsions in the oil refining industry / E.M. Mikryukova // *Construction and development: life cycle – 2020: materials of the V International (XI All-Russian) conference.* – Cheboksary, 2020. – P. 415–422.

УДК 691.7

ОРГАНИЗАЦИЯ СЛУЖБЫ ТЕХНИЧЕСКОГО НАДЗОРА ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ НЕФТЕПЕРЕРАБАТЫВАЮЩЕГО КОМПЛЕКСА

Соколов Н.С.

ФГБОУ ВО «Чувашский государственный
университет им. И.Н. Ульянова»

г. Чебоксары, Россия

ООО «Научно-производственная
фирма «ФОРСТ»

г. Чебоксары, Россия

Антонова Ю.В.

ФГБОУ ВО «Чувашский государственный
университет им. И.Н. Ульянова»

г. Чебоксары, Россия

Аннотация: в данной статье рассматриваются основные понятия и виды служб технического надзора при строительстве нефтеперерабатывающих комплексов в Российской Федерации, а также условия и свод правил необходимых для постройки данных комплексов по всем стандартам.

Ключевые слова: технический надзор, строительный контроль, Градостроительный кодекс РФ, нефтеперерабатывающий комплекс, строительство.

ORGANIZATION OF THE TECHNICAL SUPERVISION SERVICE IN THE CONSTRUCTION OF THE OIL REFINING COMPLEX

Abstract: this article describes the basic concepts and types of technical supervision services in the construction of oil refining complexes in the Russian Federation, as well as the conditions and set of rules necessary for the construction of these complexes according to all standards.

Keywords: technical supervision, construction control, Urban Planning Code of the Russian Federation, oil refining complex, construction.

Одной из наиболее нефтедобывающих стран является Россия и строительство нефтеперерабатывающих заводов здесь всегда востребовано. Компании строят небольшие нефтеперерабатывающие заводы, помимо крупных перерабатывающих комплексов. Такое решение позволяет запустить или расширить свой бизнес, построить комплексы и мини-заводы непосредственно в таких регионах, где имеется высокий спрос на нефтепродукты, а также такое строительство не требует больших инвестиций. Обычно, крупные нефтяные компании нашей и других стран, являются владельцами мощных нефтеперерабатывающих комплексов. Но в последнее время в России растет количество и небольших нефтеперерабатывающих заводов, которые имеют небольшую площадь и быстро строятся.

Многоступенчатый процесс, которым является переработка нефти, должен быть построен в комплексе, обеспечивающим идеальные условия для производства.

Во время строительства нефтеперерабатывающего комплекса необходимо учитывать несколько условий:

- способ переработки;
- глубина переработки;
- объемы переработки.

На этапе старта нефтеперерабатывающего комплекса необходимо соблюдать нормы и правила, установленные международными стандартами и действующими законами Российской Федерации. Таких же правил необходимо придерживаться и во время строительства. Существуют такие компании, которые предлагают решения, позволяющие в течение двух–трех месяцев построить современный готовый нефтеперерабатывающий завод, соответствующий всем требованиям, с минимальными вложениями.

Когда строительством занимаются ответственные и добросовестные мастера, это дело считается достойным и прибыльным. Но, к сожалению, в наше время в этой сфере работает много недочетов, которые не соблюдают строительные нормы и порой даже не составляют проектно-сметную документацию. Появление таких «профессионалов» и повышение требований к качеству выполнения строительных работ, в это же время, приводят к необходимости обращения в службы технического надзора.

Технический надзор за строительными работами производит подрядчик, то есть заказчик, и затрагивает строительные работы от земляных работ до момента завершения строительства. Технический надзор обеспечивает выполнение работ в соответствии со строительным проектом, договором и законодательством. К тому же обеспечивает выполнение норм, установленных технической документацией проекта и нормативными документами строительной безопасности и назначения.

Посредством служб технического надзора можно соблюсти следующие условия:

- контроль и надзор за тем, чтобы строительные работы выполнялись в соотношении со строительным проектом;
- контроль качества строительных материалов и оборудования;
- контроль качества и масштаба строительных работ;
- информация для клиента о строительных работах, не соответствующих нормативным стандартам качества;
- обследование на скрытые дефекты конструкции; присутствие при инспектировании строительных служб, инженерных систем, устройств и сооружений строительными регулирующими органами;
- подготовка документов для свидетельства о завершении строительства и наличие при проверке органами выдачи свидетельства;
- технический надзор за общестроительными работами, координированный технический надзор за специальными работами и деятельностью руководителей надзора.

В 2004 году в нашей стране вступил в силу Градостроительный кодекс РФ, в котором отсутствует употребление термина «технический надзор». Теперь это понятие заменяется «строительным надзором», который является неотъемлемой частью «строительного контроля».

Техническим надзором является комплекс экспертно-проверочных мероприятий, ориентированных на сохранение надлежащего качества строительства объекта в соответствии установленным в нормативных документах срокам, стоимости и объемам материалов.

Технический надзор можно считать таким же, как и строительный надзор, так как является его частью, такой же, как и строительный. Технический надзор – это деятельность, осуществляемая управлением строительного надзора и экспертизы.

Если требуется технический надзор за строительством, то необходимо знать, какие нормативные документы будут использоваться в его ходе. Существуют две группы документов:

Нормативная документация, регулирующая деятельность в области технического надзора: Градостроительный кодекс Российской Федерации (в частности, статьи 52 и 53), правила в области строительной документации, технические положения.

Нормативно-правовые акты, регламентирующие деятельность исполнительных органов технического надзора: ГОСТ и СНиП в целях обеспечения безопасности зданий и сооружений, а также ведомственные нормативно-правовые акты, касающиеся, например, пожарной безопасности, санитарно-эпидемиологической безопасности, экологической безопасности.

На сегодняшний день были утверждены следующие виды технического надзора в строительстве:

- государственный строительный надзор;
- административный и технический надзор;
- финансовый контроль.

По своему характеру технический надзор – популярная в России служба субподряда, когда ее клиент передает специализированной компании исполнение основной функции, которая относится к контролю за реализацией строительных, реставрационных или ремонтных работ.

Государственный технический надзор гарантирует, что работы, выполненные строительными предприятиями, соответствуют утвержденным требованиям технических правил и проектной документации. В ходе этого мероприятия служба государственного строительного надзора выявляет и устраняет нарушения, допущенные компанией-разработчиком в будущем. Контроль проводится в ходе работ по строительству, реконструкции и проверке ключевых объектов недвижимости. В то же время имеющаяся проектная документация должна проходить государственную экспертизу. В противном случае это разработанный проект или его модификация. Исключения составляют жилые здания высотой менее 3 этажей (индивидуальная и блокадная застройка) и объекты без необходимости получения разрешений.

Государственная служба строительного надзора не проводится для сооружений высотой не более 2 этажей и площадью не более 1500 квадратных метров.

В случае строительства объекта недвижимости, соблюдение требований к подготовке участка и реализации необходимых земельных движений, строительство фундамента и инженерных сетей (как внешних, так и внутренних) подлежат проверке. При проведении восстановительных работ требования соблюдаются на подготовительном этапе, то есть укрепления конструкции фундамента (капитальный монтаж). Кроме того, могут измениться основные параметры ключевого объекта капитального строительства и качество инженерной и технической поддержки. При проведении капитального ремонта требования к подготовке здания к ремонтным или реставрационным работам должны быть выполнены без отрыва от производства.

Административно-технический надзор в первую очередь предполагает мониторинг внедрения всех стандартов и норм в строительстве. В первых, речь идет о комплексной оценке всего процесса ремонта, начиная с уровня его безопасности и заканчиваясь детальным анализом оценок. В результате можно оптимизировать все затраты и определить реальные условия плановых работ.

Финансовый контроль предназначен для эффективного контроля за расходованием средств клиентов. Он начинается с первых дней проекта и продолжается до его окончательного завершения - ввода в эксплуатацию той или иной установки.

Эффективный процесс выявления правонарушений предполагает следующие виды действий:

- обзор объема работы, выполненной на основе определенного периода времени в контексте соответствия с данными проектной документации;
- проверка достоверных данных по заявленной стоимости приобретения строительных и отделочных материалов, а также оборудования;
- рассмотрение документации доклада, в ходе которой уполномоченные лица проверяют точность расчетов, а также использованные цены, постоянные коэффициенты, коэффициенты конверсии, ставки накладных расходов и т. д.

Все перечисленные нормативные показатели должны соответствовать оценочным. Для решения этих проблем инвестору необходимо привлечь службу технического надзора на ранних этапах строительства объекта.

В настоящее время технический надзор за строительством не является обязательным. Их реализация и выбор организации полностью зависят от решения заказчика. Клиент или подрядчик может проводить технический надзор независимо, но более эффективно будет привлекать к этому делу третью сторону. Договор на реализацию функций технического надзора с заказчиком можно заключить только при наличии разрешения на строительство.

Заключение: Организация, принявшая твердое решение насчет строительства нефтеперерабатывающего завода, не может полагаться только на свои силы, и поэтому вынуждена привлекать к работе сторонних подрядчиков в области проектирования и строительства. У всех объектов нефтеперерабатывающей отрасли имеется повышенный класс опасности, что при должном отношении и соблюдении всех правил эксплуатации не позволит возникнуть проблемам, которые понесут за собой жизни людей, экологию и т.п. Но именно благодаря привлечению служб технического надзора на выходе владелец завода или комплекса сможет получить действительно то, что будет приносить ему прибыль. Строительство нефтеперерабатывающего завода – верный шаг вперед в организации высоко прибыльного и стабильного бизнеса в России.

Список литературы:

1. Федеральный закон «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений» от 30.12.2009 №384-ФЗ (последняя редакция) [Электронный ресурс]. – Режим доступа: http://www.consultant.ru/document/cons_doc_LAW_95720
2. Градостроительный кодекс Российской Федерации от 29.12.2004 №190-ФЗ (ред. от 24.04.2020) [Электронный ресурс]. – Режим доступа: http://www.consultant.ru/document/cons_doc_LAW_51040/
3. Жадановский Б.В. Контроль качества получаемых строительных материалов, изделий и конструкций на строительную площадку / Б.В. Жадановский, М.В. Кудрявцев, Е.С. Ерижкова // Системные технологии. – 2018. – №29. – С. 11–18.

4. СП 48.13330.2011 «Организация строительства. Актуализированная редакция СНиП 12-01-2004 с изменением 1 от 27.02.2017 г.»

5. Матюхина М.А. Ведение технического надзора за строительством объектов различных конструктивных схем, вида и назначения // Дни студенческой науки: сборник докладов научно-технической конференции по итогам научно-исследовательских работ студентов института строительства и архитектуры. – 2017. – С. 1041–1042 [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://elibrary.ru/item.asp?id=29414005>

6. Воронцова Е.А. О процедуре авторского надзора // Традиции и инновации в строительстве и архитектуре. Социальногуманитарные и экономические науки: сборник статей / под ред. М.И. Бальзанникова, К.С. Галицкова, А.А. Шестакова; Самарский государственный архитектурно-строительный университет. – Самара, 2015. С. 364–366 [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://elibrary.ru/item.asp?id=24175812>

7. Топчий Д.В. Актуальные направления совершенствования строительного контроля при реализации объектов капитального строительства, реконструкции и перепрофилирования / Д.В. Топчий, А.Ю. Юргайтис, Д.Д. Зуева [и др.] // Перспективы науки. – 2018. – №12 (111). – С. 20–29 [Электронный ресурс]. – Режим доступа: https://elibrary.ru/cit_items.asp?id=37283826

Соколов Николай Сергеевич, канд. техн. наук, заведующий кафедрой, доцент кафедры «Строительных технологий, геотехники и экономики строительства», строительного факультета ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет им. И.Н. Ульянова», г.Чебоксары, Россия. Директор ООО НПФ «ФОРСТ», г.Чебоксары, Россия, e-mail: ns_sokolov@mail.ru

Антонова Юлия Вадимовна, магистрант строительного факультета ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, Россия, e-mail: ns_sokolov@mail.ru

Sokolov Nikolay Sergeevich, Ph.D. Sci., Head of the Department, Associate Professor of the Department of "Building Technologies, Geotechnics and Construction Economics", Faculty of Civil Engineering "Chuvash State University named after I.N. Ulyanova", Cheboksary, Russia. Director of NPF FORST, Cheboksary, Russia, e-mail: ns_sokolov@mail.ru

Antonova Yulia Vadimovna, undergraduate of «Chuvash State University. I.N. Ulyanova», Cheboksary, Russia, e-mail: ns_sokolov@mail.ru

Для цитирования:

Соколов Н.С. Организация службы технического надзора при строительстве нефтеперерабатывающего комплекса / Н.С. Соколов, Ю.В. Антонова // Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020: материалы V Междунар. (XI Всерос.) конф. – Чебоксары, 2020. – С. 423–427.

Citation:

Sokolov N.S. Organization of the technical supervision service in the construction of the oil refining complex / N.S. Sokolov, Yu.V. Antonova // Construction and development: life cycle – 2020: materials of the V International (XI All-Russian) conference. – Cheboksary, 2020. – P. 423–427.

ЗНАЧЕНИЕ СОВРЕМЕННОГО ОБОРУДОВАНИЯ В ГЕОДЕЗИЧЕСКОЙ СЛУЖБЕ СТРОИТЕЛЬНО-МОНТАЖНОГО УПРАВЛЕНИЯ

Соколов Н.С.

ФГБОУ ВО «Чувашский государственный
университет им. И.Н. Ульянова»
г. Чебоксары, Россия.

ООО «Научно-производственная
фирма «ФОРСТ»
г. Чебоксары, Россия

Теславский С.С.

ФГБОУ ВО «Чувашский государственный
университет им. И.Н. Ульянова»
г. Чебоксары, Россия

Аннотация: в статье рассматриваются главные задачи геодезической службы в структуре строительного-монтажного управления. А также значимость деятельности инженерно-геодезической службы строительного-монтажного управления и необходимости использования современного оборудования и методик, используемых в настоящее время при капитальном строительстве промышленных и гражданских зданий и сооружений.

Ключевые слова: строительное-монтажное управление, геодезическая служба, тахеометр, геодезист, значимость, цифровая модель, современное геодезическое оборудование.

THE IMPORTANCE OF MODERN EQUIPMENT IN THE GEODETIC SERVICE OF CONSTRUCTION AND INSTALLATION MANAGEMENT

Abstract: the article discusses the main tasks of the geodetic service in the structure of construction and installation management. As well as the importance of the activities of the engineering and geodetic service of the construction and installation management and the need to use modern equipment and techniques that are currently used in the capital construction of industrial and civil buildings and structures.

Keywords: construction and installation department, geodetic service, total station, surveyor, significance, digital model, modern geodetic equipment.

Капитальное строительство есть неотъемлемая часть экономики любой страны и представляет собой большую индустриальную отрасль всего народного хозяйства России, оказывающее влияние на развитие других отраслей стран и благосостояния народа в целом.

По своему назначению строительство может быть разделено на следующие основные группы:

– промышленное строительство (строительство различных промышленных предприятий, сооружений, предназначенных для выпуска какой-либо продукции);

– гражданское строительство (строительство жилых зданий и зданий общего назначения. К жилым относятся здания, предназначенные для

проживания людей, к общественным – административные, культурно-зрелищные, лечебные, спортивные, учебные здания, объекты коммунально-бытового назначения);

– строительство санитарно-технических сооружений (строительство очистных и насосных станций, водонапорных башен, водозаборных сооружений);

– строительство энергетических систем (строительство ТЭЦ, атомных станций, котельных);

– гидротехническое строительство (ГЭС, строительство плотин и дамб);

– транспортное строительство (строительство мостов, автомобильных дорог, железнодорожных дорог);

– сельскохозяйственное строительство (фермы, загоны, птичники, элеваторы);

– специальное строительство (строительство космодромов, ракетных площадок, шахт) [1].

В данной статье будет рассмотрена значимость деятельности инженерно-геодезической службы строительного-монтажного управления (треста, управления) и необходимости использования современного оборудования и методик, использующихся в настоящее время при капитальном строительстве промышленных и гражданских зданий и сооружений.

Строительно-монтажной организацией называется предприятие, постоянно функционирующее в строительной сфере. Она выполняет работы по капитальному ремонту, реконструкции, строительству гражданских и промышленных сооружений, установке оборудования и пр. Основой для осуществления деятельности является договор подряда. [2].

Подрядными предприятиями считаются государственные строительно-монтажные, строительные, специализированные, ремонтно-строительные и монтажные управления и тресты, управления механизации и прочие организации, привнесенные к управлению или тресту.

Основные задачи СМУ:

– своевременное и качественное выполнение задач строительства (комплекс строительно-монтажных работ);

– четкое следование плану введения в эксплуатацию объектов;

– постоянное совершенствование производственного процесса и качества выполнения работ, а также снижение себестоимости производства;

– повышение квалификации сотрудников, улучшение условий и быта работников, совершенствование культурно-технического уровня [3].

Заметим, что к строительно-монтажным организациям (управлениям, трестам) относятся только те организации и управления, которые осуществляют свою деятельность продолжительное время независимо и самостоятельно.

Для начала нужно отметить, что создание инженерно-геодезической службы, в структуре строительного предприятия, не является целесообразным если строительное предприятие занимается малыми объектами строительства и в этом случае лучше привлекать к работе сторонние организации, специализирующиеся на инженерно-геодезических изысканиях.

Согласно Постановлению Государственного Комитета СССР от 19 января 1987 года №10 «Типовое положение о геодезической службе в строительстве», геодезическая служба организуется в министерствах (ведомствах), главных территориальных управлениях по строительству, строительно-монтажных организациях объединениях, трестах, управлениях

строительства и других, приравненных к ним организациях, в подчиненных им строительных, строительного-монтажных управлениях и приравненных к ним организациях [2].

Главными задачами геодезической службы в строительстве являются:

– качественное и своевременное выполнение комплекса геодезических работ как составной части технологического процесса строительного производства, обеспечивающих точное соответствие проекту геометрических параметров, координат и высотных отметок зданий и сооружений при их размещении и возведении;

– развитие технологий и организации геодезических работ основываясь на внедрении современных достижений науки, техники и передового опыта.

В комплекс основных геодезических работ, выполняемых строительными-монтажными организациями, входят:

а) приемка от заказчика геодезической разбивочной основы для строительства, в том числе главных (основных) осей зданий и сооружений, трасс инженерных коммуникаций, с соответствующей технической документацией и с проведением полевых проверок;

б) проверка геометрических размеров, координат и высотных отметок в рабочих чертежах и согласование с заказчиком вопросов по устранению обнаруженных в них неувязок;

в) составление проектов производства геодезических работ (ППГР) или геодезической части проектов производства работ (ППР) и согласование проектов организации строительства (ПОС) в части создания геодезической разбивочной основы и ведения геодезических работ в процессе строительства;

г) осуществление разбивочных работ в процессе строительства, с передачей необходимых материалов линейному персоналу;

д) контроль за сохранностью знаков геодезической разбивочной основы и организация восстановления их в случае утраты;

е) проведение выборочного инструментального контроля за соблюдением геометрических параметров зданий, сооружений, конструкций и их элементов в процессе строительного-монтажных работ, а также контроля за перемещениями и деформациями конструкций и элементов зданий и сооружений в процессе производства строительного-монтажных работ в случаях, предусмотренных ППР;

ж) осуществление исполнительных съемок, составление исполнительной геодезической документации по законченному строительством зданиям, сооружениям и их отдельным частям, а также подземным инженерным коммуникациям (в открытых траншеях) [2].

Из выше написанного можно сделать вывод, инженерно-геодезическая служба, в составе строительного-монтажного управления, это комплекс, сложных, тесно взаимосвязанных работ, направленных на подготовку выделенного участка земли, под организацию строительной площадки с четко обозначенными границами, созданию геодезической разбивочной основы для дальнейшего проведения строительного-монтажных работ, постоянный контроль за соблюдением геометрических форм, а также наблюдением за деформациями зданий и сооружений в процессе строительного-монтажных работ и составление исполнительной документации по окончании строительства зданий.

Сложность, точность и ответственность проводимых работ требует высокой квалификации, работников и специалистов, занятых в этой области, на всех этапах проведения геодезических исследований.

Геодезические работы играют не малую роль в процессе проектирования и строительства, а их качество выполнения имеют большое значение для дальнейшего составления цифровых моделей топографических планов и в связи с этим они выполняются в строгом соответствии с нормативными документами. Поэтому использование современного оборудования является одним из ключевых условий, для получения высокоточных измерений, что позволяет избежать, в будущем, излишних затрат на стадиях проектирования и строительства. Также необходимо отметить, что применение современного оборудования позволяет сократить время проведения геодезических изысканий, что положительно скажется на себестоимости строительных работ.

На сегодняшний день на рынке геодезического оборудования прослеживается высокая конкуренция, что подталкивает производителей современного геодезического оборудования, постоянно совершенствовать характеристики выпускаемого ими оборудования. Также в совершенствовании геодезического оборудования не малую роль играют постоянно растущие требования к качеству строительных работ и времени на их производство.

Современные тахеометры – это продукт высоких технологий, соединяющий в себе последние достижения точной механики, электроники, оптики, GPS-навигации, материаловедения и других отраслей. Например, тахеометр LEICA TS07 обладает технологией Autoheight которая дает возможность автоматически измерять высоту прибора, что значительно сокращает время на установку и минимизирует ошибки устройства. Прибор оснащен безотражательным дальномером с самым маленьким лазерным пятном, позволяющим производить измерения с высокой точностью 2 мм + 2x10-6xD (от 0 до 500 м) и 4 мм + 2x10-6xD (> 500 м) [4]. Также на рынке представлены электронные, роботизированные, тахеометры которые позволяют проводить измерения одному специалисту и обладают возможностью интеграции с GNSS станциями, что дает возможность осуществлять мониторинг и измерения с недоступных для человека мест, производить сканирование небольших участков, высокоскоростные измерения (как правило в 1,5–2 раза больше чем механический). И это только незначительная часть приборов и оборудования, представленного на рынке, также на нем присутствуют БПЛА (беспилотные летательные аппараты), станции лазерного сканирования местности, различные дальнометры, трасоискатели, металлодетекторы (помогают в поисках подземных коммуникаций), станции лазерного 3D-сканирования и т. д., все это сопровождается специализированным программным обеспечением. Наличие такого количества современного геодезического оборудования, предъявляет повышенные требования к квалификации инженеров геодезистов.

Согласно данным сайта <https://rabota.yandex.ru/>, оклад инженера геодезиста варьируется от 50 до 120 тыс. руб., эти значения, по данным Росстата, значительно выше среднего заработка на душу населения по Чувашской Республике, что делает работу специалиста данной области довольно востребованной.

Если один современный геодезический тахеометр позволяет сократить штат сотрудников геодезической службы на одного человека, при этом не теряя времени на производстве геодезических работ, а в некоторых случаях и

сокращая его, это позволит сэкономить как минимум 600–800 тыс. рублей в год. Эта сумма равна средней стоимости современного тахеометра.

В заключение хотелось бы подчеркнуть, что применение современного геодезического оборудования в инженерно-геодезической службе строительного-монтажного управления, играет значительную роль в строительном процессе, так как его наличие влияет не только на точное следование нормативным погрешностям при строительстве зданий и сооружений, а также разработки ППГР, но положительно влияет на себестоимость строительства в целом.

Список литературы:

1. Маслова Н.В. Организация строительного производства: электрон. учеб.-метод. пособие / Н.В. Маслова Л.Б. Кивилевич. – Тольятти: Изд-во ТГУ, 2015. – 147 с.
2. Государственный строительный комитет СССР постановление от 19 января 1987 года №10 «Типовое положение о геодезической службе в строительстве».
3. Строительно-монтажная организация: виды выполняемых работ, допуск персонала. Строительно-монтажное управление [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://businessman.ru/stroitelno-montajnaya-organizatsiya-vidyi-vyipolnyaemyih-rabot-dopusk-personala-stroitelno-montajnoe-upravlenie.html>
4. LEICA TS07 [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://www.eft-ts.ru/products/68>
5. Яндекс Работа [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://rabota.yandex.ru/>
6. Федеральная служба государственной статистики [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://rosstat.gov.ru/>

Соколов Николай Сергеевич, канд. техн. наук, заведующий кафедрой, доцент кафедры «Строительных технологий, геотехники и экономики строительства», строительного факультета ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет им. И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, Россия. Директор ООО НПФ «ФОРСТ», г. Чебоксары, Россия, e-mail: ns_sokolov@mail.ru

Теславский Сергей Сергеевич, магистр строительного факультета, ФГБОУ ВО Чувашский государственный университет им. И.Н. Ульянова, г. Чебоксары, Россия, e-mail: sergeiteslavski@gmail.ru

Sokolov Nikolay Sergeevich, Ph.D. Sci., Head of the Department, Associate Professor of the Department of "Building Technologies, Geotechnics and Construction Economics", Faculty of Civil Engineering "Chuvash State University named after I.N. Ulyanova", Cheboksary, Russia. Director of NPF FORST, Cheboksary, Russia, e-mail: ns_sokolov@mail.ru.

Teslavsky Sergey Sergeevich undergraduate of «Chuvash State University. I.N. Ulyanova», Cheboksary, Russia, e-mail: sergeiteslavski@gmail.ru

Для цитирования:

Соколов Н.С. Значение современного оборудования в геодезической службе строительного-монтажного управления / Н.С. Соколов, С.С. Теславский // Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020: материалы V Междунар. (XI Всерос.) конф. – Чебоксары, 2020. – С. 428–432.

Sokolov N.S. The importance of modern equipment in the geodetic service of construction and installation management / N.S. Sokolov, S.S. Teslavsky // Construction and development: life cycle – 2020: materials of the V International (XI All-Russian) conference. – Cheboksary, 2020. – P. 428–432.

КРЕАТИВНЫЙ ПОДХОД К ОБУЧЕНИЮ КАК ФАКТОР ПРОФЕССИОНАЛЬНОГО РАЗВИТИЯ СТУДЕНТОВ

Тыщук Г.Ф.
ФГБОУ ВО НИУ
«МГУ им. Н.П. Огарева»
г. Саранск, Россия

Аннотация: в статье кратко затронуты вопросы развития творческого мышления и интеллекта в системе высшего профессионального образования.

Ключевые слова: инновационное мышление, креативность, непрерывность, научность, интеллект, рациональное мышление.

CREATIVE APPROACH TO THE EDUCATION AS FACTOR OF STUDENTS' PROFESSIONAL DEVELOPMENT

Abstract: the article briefly considers the questions of creative thinking and intellect in the system of higher professional education.

Keywords: creative thinking, creativity, continuity, scientificity, intellect, rational thinking.

*Люди могут оказаться непригодными
из-за их подгонки к негодной пригодности.*

Берке К. Успехи современного естествознания // РАЕ. – 2007. – №7

Вхождение России в единое Европейское образовательное пространство задает ориентиры к модернизации системы отечественного образования и требует подготовки творчески мыслящих профессионально развитых субъектов образовательного процесса.

Анализ экспертных оценок, на основании имеющихся официальных данных ООН, показывают, что хотя по уровню общей образованности Россия находится сегодня на четвёртом месте в мире (после Израиля, Норвегии и США), но сама образовательная отечественная система не является *креативной*, т.е. развивающей инновационное мышление. А этот аспект весьма важен в рыночной социально-экономической системе. Дело в том, креативное образование должно способствовать развитию экономических отношений, которые, в свою очередь, предполагают накопление богатства нации. При этом нужно отметить, что богатство – это не только материальные предметы, но и полноценная качественная жизнь людей, возможность учёта каждым своих индивидуальных предпочтений (любовь к профессиональным знаниям, к близким людям, забота о своём физическом и моральном здоровье и т. п.). Высшее образование должно необходимым образом способствовать созданию именно такого богатства нации, а не ставить своей целью накопление денежных средств и материальных продуктов. Для того и нужна *особая креативность* высшего образования.

I. Одним из основных *креативных методов* образования, полагаю, является непрерывность образования. Роберт Мертон, основоположник социологии, отмечает: *«Вообще, если человек предпринимает меры в соответствии со своими прежними знаниями, не понимая, что новые условия существенно отличаются от старых, то именно высокое качество обучения может привести к принятию неверной процедуры»*. Это утверждение как нельзя справедливо для современного российского общества. Казалось бы, фундаментальное образование бывшего СССР должно способствовать наполнению необходимого богатства, но этого не происходит. В современной России размыто само понятие «ценность» жизни, резко увеличилось количество богатых олигархов, но при этом увеличивается смертность населения, увеличивается количество граждан, оказавшихся за чертой бедности, ухудшаются демографические показатели. По-видимому, можно сделать вывод, что существующая система отечественного образования (доставшаяся в наследство от бывшего СССР) создаёт, очевидно, «негодную пригодность» для создания необходимых ценностей в современном российском обществе.

Как известно, движущимися силами рыночной экономики являются два фактора: – 1) частная собственность на средства производства, интеллект, имущество; – 2) конкуренция. Конкуренентоспособность высшего образования обеспечивается уровнем его креативности, т. е. способностью подстраиваться под изменяющиеся условия жизнеобеспечения, что и подтверждает утверждение – образование должно быть непрерывным и касается это, в первую очередь, ведущего субъекта образовательного процесса – преподавателя высшей школы.

II. Другой, не менее важный метод креативного образования – научность. Западная модель высшего образования обеспечивает необходимый конкурентоспособный уровень подготовки студентов за счёт умелого сочетания *теоретического и практического* обучения. Дело в том, что высшее образование это, в первую очередь, научное образование. Научность образования обеспечивается умением выпускников выстраивать самые разнообразные теоретические конструкции возможного решения прикладных задач. теоретическое конструирование предполагает появление и развитие в головах самых разных «бредовых» идей. Студент должен знать, что существует высший уровень вероятности воплощения его идей в практическую жизнь, и это, в свою очередь, способствует интенсификации его теоретических размышлений.

В российском высшем образовании, к сожалению, высоко развит догмат «эпигонства», т. е. сдерживания креативных способностей студентов, что естественно, резко снижает конкурентоспособность этого образования. В сознании студента ещё со школы сохраняется представление об «идеале учителя» – как о «человеке, который очень много знает». В основе методики начального обучения заложен так называемый «принцип подражания», который заключается в том, что дети учатся по заранее подготовленным образцам, учитель выступает как человек, который всё знает и должен всему этому научить ребёнка. Ребёнку нужно быть очень послушным и аккуратным исполнителем – и в этом залог его успеха. Этот принцип, заложенный в раннем детстве, к сожалению, автоматически переходит и в студенческую среду.

Однако мир вокруг стремительно изменяется, и учитель (преподаватель) оказался в довольно сложной ситуации: знания, информация, а вместе с ними и технология её добычи меняются со стремительной скоростью, образование с трудом успевает отслеживать эти перемены. Именно такая стремительная динамика происходящих в обществе на современной ступени развития социальных и культурных перемен, высочайший уровень развития науки вызывает необходимость переноса внимания педагогов с процесса передачи готовых знаний на процесс добывания знаний, то есть на развитие мышления и творческих способностей.

Понятно, что немаловажным условием для решения обозначенной проблемы является воспитание педагогом собственной креативности. Чтобы развивать творческие способности студентов, преподаватель сам должен быть творческой личностью, стремиться к преодолению в себе силы инерции, шаблона, формальности в преподавании.

Статистика свидетельствует: если создать для обучающихся надлежащие условия, не менее 30% из них достигают в жизни вершин. Чем активнее педагог (преподаватель) включится в проблемы интеллектуальной одарённости, тем быстрее общество получит профессионально ориентированных и психологически устойчивых молодых людей, способных плодотворно трудиться, сумевших реализовать свой творческий потенциал.

Так что же это за надлежащие условия, способные стимулировать творческую активность в процессе подготовки инженеров-строителей?

Во-первых, обеспечение благоприятной атмосферы. Доброжелательность со стороны преподавателя, его отказ от критики в адрес студента (особенно в присутствии его однокурсников), отсутствие образца регламентируемого поведения, обеспечение возможности свободного посещения аудиторных занятий (к примеру, студент может спокойно, не привлекая к себе внимания, без объяснения причины войти и выйти из аудитории, если это необходимо). Здесь, по-видимому, требуется пояснение позиции автора. К сожалению, очень часто можно наблюдать, когда во время занятий студенты слоняются по коридорам. На вопрос, почему Вы не на занятиях, отвечают: а нас не пускают, мы опоздали. По отношению к взрослым, уже совершеннолетним людям это, по меньшей мере, неуважение. Ведь причина опоздания может быть самой банальной и даже не зависящей от студента (например, автомобильные «пробки»).

К обеспечению благоприятной атмосферы следует отнести и отказ от выставления оценок. Конечно, это вопрос будущего и однозначного решения здесь пока не может быть.

На собственном опыте могу утверждать, что даже такие незначительные «уступки» со стороны преподавателя по обеспечению благоприятной атмосферы способствуют свободному проявлению дивергентного мышления, раскрепощению студента и созданию атмосферы доверия.

Во-вторых, обогащение окружающей среды самыми разнообразными, новыми для обучающегося предметами и стимулами с целью развития его любознательности.

В-третьих, поощрение высказывания оригинальных идей.

В-четвёртых, обеспечение возможностей для упражнения и практики. Широкое использование вопросов дивергентного характера применительно к самым разнообразным областям как учебного, так и внеучебного характера. Предоставление возможности активно задавать вопросы.

В-пятых, использование личного примера творческого подхода к решению проблем.

Психолог В.Н. Дружинин считает, что *креативность является свойством, которое актуализируется лишь тогда, когда это позволяет окружающая среда.*

Таким образом, по мнению большинства исследователей, креативность поддаётся развитию.

Несомненно, что развитие креативности обучающихся неразрывно связано с содержанием учебного материала. В связи с этим необходимо:

- проводить ежегодную корректировку учебных планов. Возможно следует включать в учебные планы факультативы и спецкурсы, способствующих развитию познавательных потребностей и творческой активности учащихся. В настоящее время видится необходимым более широко привлекать студентов к самостоятельной работе с предоставлением полной свободы выбора способа отчётности (сообщение, доклад, реферат, презентация, мультимедиа и т.д.);

- более активно внедрять вариантное проектирование в курсовых работах и проектах;

- обязательное вариантное проектирование в выпускных квалификационных работах. Практика проведения I этапа смотра-конкурса и участия во II-ом этапе (региональном) и III-ем (всероссийском) показывает, что выпускные квалификационные работы без вариантное проектирования, где решена задача так называемого «закрытого» типа с единственным правильным ответом не является конкурентоспособной уже на стадии защиты дипломного проекта перед ГАК;

- создавать условия для сотворчества преподавателей и студентов путём включения их в учебно-исследовательскую и научно-исследовательскую деятельность. В этом направлении в последнее время ведётся активная работа и получены позитивные результаты. Так, к примеру, следует отметить, что дипломные проекты с элементами учебного и научного исследования успешно конкурируют с проектами ведущих вузов Поволжья и России.

А теперь позвольте выступить в некоторой степени оппонентом к изложенному выше.

Увлекаясь погоней за креативностью легко впасть в другую крайность – вытесняется, становится чем-то вроде атавизма интеллект, научное, рациональное, доказательное мышление. А обладатель такого мышления не соответствует требованию времени. Идёт спланированная атака на интеллект.

Современные инноваторы пытаются убедить нас в том, что развитие творческих способностей (креативности) детей и юношества является центральной проблемой и основной задачей современной гуманистической школы и высшего образования. Но так ли это? Действительно ли развитие креативности является безусловным благом для молодого человека

и для его ближайшего окружения? Известный учёный, специалист в области психологии интеллекта В.Н. Дружинин отмечает весьма интересную тенденцию в работах психологов-гуманистов современности – они «...*во весь голос утверждают, что творческие люди характеризуются эмоциональной и социальной зрелостью, высокой адаптивностью, уравновешенностью, оптимизмом и т.п.*».

Однако вопреки этому мнению *«большинство экспериментальных результатов противоречат этому...»*. Специальные исследования подтвердили, что для одарённых людей характерны высокая тревожность и низкая адаптированность, переживание серьёзных проблем в личной и эмоциональной сферах, а также в сфере межличностных отношений. Их ждёт тяжелая судьба, они подвержены депрессии, часто страдают от одиночества. И лишь тогда, когда высокая креативность сочетается с высоким уровнем интеллекта, наблюдается хорошая адаптация к социальной среде, эмоциональная уравновешенность, независимость, высокая и продолжительная творческая активность.

Очень интересны результаты изучения школьников, разбитых на несколько групп по уровню развития интеллекта и креативности. Вот краткая характеристика одной из групп. Низкоинтеллектуальные креативы с трудом приспосабливаются к школьным требованиям, они очень тревожны, страдают от неверия в себя, «от комплекса неполноценности». Учителя часто характеризуют их как тупых, невнимательных, они очень неохотно выполняют рутинную работу и не могут сосредоточиться. У них очень редко бывают друзья, зачастую они попадают в положение изгоев. Развитие только творческого начала вызывает появление множества проблем во взаимоотношениях с окружающими, приводит к отторжению от коллектива сверстников, порождает неверие в собственные силы.

Любопытно, но авторы инновационных школ практически никогда не говорят о задаче развития интеллекта и когнитивных способностей учащихся, видимо, полагая, что они не являются существенной характеристикой личности. И что более любопытно, что в нынешней студенческой среде эта концепция очень легко вживается! Они креативны, и этого, считают, достаточно. А повышение интеллекта: – «когда-нибудь научимся!» – как бы откладывается на потом.

Однако именно уровень развития интеллекта не только определяет достижения личности на её жизненном пути, но и в определённой степени влияет на интеллектуальный потенциал общества (подтверждением этому могут служить, к примеру, исследования английского психолога Г. Айзенка). Роль интеллекта на современном этапе развития российской цивилизации блестяще исследована М.А. Холодной: *«... работа интеллекта – это гарантия личной свободы человека и самодостаточности его индивидуальной судьбы. Чем в большей мере человек использует свой интеллект в оценке происходящего, тем в меньшей степени он податлив по отношению к любым попыткам манипулирования им извне»* [4].

Само собой напрашивается заключение, что именно последнее обстоятельство и является истинной причиной **атаки на интеллект**.

Борясь за свободу учащегося и превознося творчество, инноваторы бумерангом возвращают нас к значительно более серьёзной проблеме сохранения личной свободы в условиях государства низкоинтеллектуальных

креативов, обуреваемых жадной постановки смелых социальных экспериментов.

Голосуя сердцем, мы потом долго не можем понять умом, почему реальность так далека от наших надежд и чаяний. Мы забываем бессмертные слова Гойя: «сон Разума рождает Чудовищ», а потом изумляемся, глядя на орды активных, раскрепощённых и самореализующихся подростков и молодёжи, устраивающих оргии и погромы на улицах наших городов.

Да, костры из книг, горящих на университетских площадях Германии 30-х годов прошлого века, не научили нас ценить старое, доброе, классическое образование. Трудно назвать школы Германии тех лет инновационными и гуманистическими, зато фюреры всех мастей понимали, насколько опасен думающий человек.

Креативность лучше выявляется и развивается в классических университетах, где представлены все научные направления и где сам дух универсализма требует самостоятельного, независимого мышления, направленного на создание единой картины мира. Когда стоит такая глобальная задача, студент тянется вверх и смотрит на то, что он учит и готовится делать не как нечто замкнутое и готовое, а как на то, что постоянно изменяется и совершенствуется.

И в заключение: «... великие народы, ведомые по жизненному пути великими государственными деятелями, оказываясь в форс-мажорных обстоятельствах, выходят из кризиса путём создания высших учебных заведений нового типа (здесь уместно вспомнить образовательные реформы графа С.Ю. Витте). Так же, как в процедуре выпечки хлеба малую весовую долю составляют дрожжи, так и в ежегодном выпуске молодых специалистов и инженеров должна присутствовать доля элитных специалистов, с высоким уровнем интеллекта, способных работать нестандартно, творчески...» (Карлов Н.В. «Система Физтех» и креативность).

Список литературы

1. Айзенк Г.Ю. Интеллект. Новый взгляд // Вопросы психологии. 1995. – №3. – С. 121–126.
2. Дружинин В.Н. Когнитивные способности. Структура. Диагностика. Развитие. – М.; СПб., PerSe, Иматон, 2001.
3. Лившиц В.М. К истории изучения волн обучения // Вопросы психологии. – 2006. – №6. – С. 160–162.
4. Холодная М.А. Психология интеллекта: парадоксы и исследования. – 2-е изд., перераб. и дополн. – СПб.: Питер, 2002.

Тыщук Г.Ф., старший преподаватель ФГБОУ ВО НИУ «МГУ им. Н.П. Огарева», г. Саранск, Россия, e-mail: antovd@mail.ru

GF Tyshchuk, senior lecturer, National Research University Mordovia State University N.P. Ogareva, Saransk, e-mail: antovd@mail.ru

Для цитирования:

Тыщук Г.Ф. Креативный подход к обучению как фактор профессионального развития студентов // Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020: материалы V Междунар. (XI Всерос.) конф. – Чебоксары, 2020. – С. 433–438.

Tyshchuk G.F. Creative approach to the education as factor of students' professional development / G.F. Tyshchuk // Construction and development: life cycle – 2020: materials of the V International (XI All-Russian) conference. – Cheboksary, 2020. – P. 433–438.

Для заметок

Научное издание

**СТРОИТЕЛЬСТВО И ЗАСТРОЙКА:
ЖИЗНЕННЫЙ ЦИКЛ – 2020**

Материалы V Международной
(XI Всероссийской) конференции
(Чебоксары, 25–26 ноября 2020 г.)

**CONSTRUCTION AND DEVELOPMENT:
LIFE CYCLE – 2020**

Materials of the V International
(XI All-Russian) conference
(Cheboksary, November 25–26, 2020)

Редактор *А.Н. Плотников*
Компьютерная верстка *Е.В. Кузнецова*
Дизайн обложки *Н.В. Фирсова*

Подписано в печать 15.12.2020 г.
Дата выхода издания в свет 28.12.2020 г.
Формат 60×84/16. Бумага офсетная. Печать офсетная.
Гарнитура Times. Усл. печ. л. 25,575. Заказ К-785. Тираж 500 экз.

Издательский дом «Среда»
428005, Чебоксары, Гражданская, 75, офис 12
+7 (8352) 655-731
info@phsreda.com
https://phsreda.com

Отпечатано в Студии печати «Максимум»
428005, Чебоксары, Гражданская, 75
+7 (8352) 655-047
info@maksimum21.ru
www.maksimum21.ru