

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ
Белорусский национальный технический университет

Строительный факультет

ПРОБЛЕМЫ СОВРЕМЕННОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

Материалы Международной научно-технической конференции

Минск, 28 мая 2019 г.

Минск
БНТУ
2019

УДК 69(083.7)(06)
ББК 624.07.04(083.7)(06)

Редакционная коллегия:

В. Ф. Зверев – канд. техн. наук, зав. кафедрой «Строительные конструкции»;

С. М. Коледа – ст. преп. кафедры «Железобетонные и каменные конструкции»

Рецензенты:

А. Н. Жабинский – канд. техн. наук, доцент кафедры «Строительные конструкции»

Н. А. Рак – канд. техн. наук, доцент кафедры «Строительные конструкции»;

А. И. Згировский – канд. техн. наук, доцент кафедры «Строительные конструкции»

Издание содержит материалы, раскрывающие проблемы и способы повышения качества подготовки кадров, результаты научно-исследовательских и опытно-конструкторских работ, а также результаты о приведении в соответствие с европейскими нормами и стандартами национальных правовых актов в области строительства.

Предназначено для научно-педагогических работников, проектировщиков, студентов, магистров и аспирантов.

ISBN 978-985-583-416-9

© Белорусский национальный
технический университет, 2019

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ

Чик В. М.

Крупнопанельное домостроение в Республике Беларусь 8

Раздел I. Подготовка инженерных кадров в строительной

отрасли

Фомичев В. Ф.

О необходимости корректировки учебного плана специальности ПГС для обеспечения всех требований к выпускникам на основе использования современных методов проектирования и строительства в Республике Беларусь 14

Раздел II. Совершенствование методов расчета и проектирования строительных конструкций

Борисевич А. А., Зверев В. Ф., Щербак С. Б.

Исследование динамической реакции каркаса здания на действие гармонической нагрузки..... 17

Бондарь В. В.

К оценке точности методик расчета сопротивления осевому местному сжатию элементов из конструкционного керамзитобетона..... 23

Верёвка Ф. А., Надольский В. В., Мартынов Ю. С.

Устойчивое развитие в строительстве. Обзор определений и концепций 29

Гринёв В. В., Крюковский А. П.

Отдельные аспекты методик расчета фундаментов стаканного типа по национальным приложениям РБ и Германии..... 38

Давыдов Е. Ю.

Предложения по корректировке ТКП EN 1990 «Основы проектирования строительных конструкций» 42

Жабинский А. Н.

Вопросы учета крановых нагрузок при расчете ПРЗ по Еврокоду 48

Бакшанский И. С., Жабинский А. Н.

Влияние конструктивных особенностей болтовых фланцевых узлов на распределение внутренних усилий в поперечной раме здания 49

<i>Жук В. В., Шевчук В. Л., Антипович А. В.</i>	
Экспериментальные исследования работы соединений деревянных элементов на жестких нагельных пластинах.....	60
<i>Згировский А. И., Коледа С. М.</i>	
О некоторых особенностях проектирования большепролетных арочных деревянных конструкций	66
<i>Змитрович М. А., Зверев В. Ф.</i>	
Применение постнапряжения в монолитных перекрытиях.....	74
<i>Ильин И. А., Сидорова А. И.</i>	
Современные тенденции в технологии предварительного напряжения железобетонных конструкций в построечных условиях: от проектирования до эксплуатации.	83
<i>Кононович К. В., Згировский А. И.</i>	
Конечно-элементное моделирование узлов железобетонных конструкций.....	88
<i>Курапов Д. В.</i>	
Расчет железобетонных конструкций, поврежденных пожаром	96
<i>Неверович И. И., Ловыгин А. Н.</i>	
Проблемные вопросы внедрения в практику строительства новых нормативных документов по каменным и армокаменным конструкциям	108
<i>Минчукова М. Е.</i>	
Конструктивно-технологические решения по возведению противофильтрационных вертикальных барьеров для гидроизоляции полигонов захоронения отходов.....	113
<i>Оковитый А. В.</i>	
Анализ конструктивных решений двускатных клефанерных балок пролетом более 12 м	119
<i>Семенюк С. Д., Мельянцова И. И., Тимофеева А. Б.</i>	
Стесненная деформация усадки армированного керамзитобетона и её опрелеление.....	121
<i>Семенюк С. Д., Ржевуцкая В. А.</i>	
Исследование деформаций набухания керамзитобетона.....	130
<i>Семенюк С. Д., Седляр Т. Н.</i>	
Расчет элементов конструкций из легких бетонов по эксплуатационной пригодности	137

<i>Семенюк С. Д., Кумашов Р. В.</i>	
Статический анализ НДС железобетонной плиты с учетом ее физической и геометрической нелинейности на упругом основании	141
<i>Уласевич В. П., Каковко В. И.</i>	
Алгоритм расчета на прочность и устойчивость стержневых систем по деформированной схеме матричным методом деформаций в PTS MathCAD	155
<i>Хотько А. А., Акбар С. М.</i>	
Анализ существующих методик расчета ширины раскрытия трещин изгибаемых бетонных конструкций со стеклопластиковой арматурой	173
Раздел III. Информационные технологии	
<i>Захаренко А. В., Пилипенко В. М.</i>	
Структурно-функциональное моделирование надежности жилых зданий	182
<i>Сидорович Е. М.</i>	
Нелинейное деформирование: терминология, теория, практика	189
Раздел IV. Экономика и организация строительства	
<i>Голубев Н. М., Пилипенко В. М.</i>	
О развитии энергоэффективного жилищного строительства	199
<i>Захаренко З. Н.</i>	
Анализ стоимости жилья с учетом социально-экономических факторов	203
<i>Яшина Т. В., Яшин В. В.</i>	
Актуальные вопросы альтернативного энерго–ресурсосбережения в строительстве	208
Раздел V. Технология производства строительных материалов, изделий и конструкций	
<i>Бозылев В. В., Ягубкин А. Н.</i>	
Подбор состава и дозировки добавок-модификаторов арболита	215
<i>Будревич Н. А., Леонович С. Н., Садовская Е. А.</i>	
Исследование бетона, модифицированного графеном	221

<i>Галузо О. Г., Слуцкий А. Г., Шейнерт В. А., Романов Д. В.</i> Технология получения литой металлической фибры и эксплуатационные характеристики фибробетона.	229
<i>Жуманова С. Б., Багитова С. Ж.</i> Способ повышение несущей способности наружных трехслойных стеновых панелей	237
<i>Малюк В. В.</i> Морозостойкость бетона при различных методах испытаний	246
<i>Повидайко В. Г.</i> Фосфогипсовые стеновые материалы с улучшенными показателями морозостойкости.....	256
<i>Полейко Н. Л., Леонович С. Н.</i> Об эффективном использовании крупного заполнителя в технологии бетона.....	260
<i>Полонина Е. Н., Леонович С. Н., Будревич Н. А.</i> Исследование бетонной смеси и тяжелого бетона, модифицированного нанодобавками (гидротермальным нанокремнеземом и многослойными углеродными нанотрубками)	267
<i>Рябчиков П. В., Якимович В. Д., Ковшар С. Н.</i> Оценка влияния углеродного нановещества на коррозионное состояние стальной арматуры в тяжелых конструкционных бетонах	273
<i>Садовская Е. А., Полонина Е. Н., Леонович С. Н.</i> Многоуровневая структура бетона: анализ и классификация уровней организации структуры конгломератных строительных композитов	285
<i>Снежков Д. Ю., Кондратенко А. А., Потес Т. А.</i> О метрологических проблемах ультразвукового импульсного метода контроля бетона	297
<i>Снежков Д. Ю., Кондратенко А. А., Потес Т. А.</i> Сравнение данных скорости распространения ультразвукового импульса и акустических волн метода свободных колебаний	303

<i>Стрелюхин А. В., Соловей Н. П.</i> Моделирование магнитных характеристик ферромагнитного материала	313
<i>Стрелюхин А.В.</i> Повышение точности при моделировании магнитного состояния ферромагнитного диска.....	317
<i>Юхневский П. И., Широкий Г. Т.</i> К вопросу расчета энтальпий образования органоминеральных соединений в цементном камне.....	319
<i>Lyu Ping, Che Kaiyuan, Zhang Yue, Zhang Chunyan, Chenyang</i> Study on the behavior and mechanism of accelerated aging of polyurea coating under xenon lamp	325
<i>Sadouskaya A., Leonovich S., Polonina A., Budrevich N.</i> Determination of critical stress fiber intensity factor of concrete by tearing off with a splitting.....	336
Раздел VI. Механика грунтов, основания и фундаменты	
<i>Ерохина Ю. А.</i> Определение несущей способности оснований набивных свай с использованием статических испытаний и данных статического зондирования	342
<i>Кравцов В. Н.</i> Особенности геотехнического проектирования оснований свай по Еврокод 7 в условиях Республики Беларусь (сравнительный анализ европейских и национальных норм).....	349
<i>Попов О.В.</i> Расчет несущей способности буронабивной сваи в несвязном грунте.....	368
Раздел VII. Реконструкция зданий и сооружений	
<i>Бозылев В. В., Лишенкевич Д. С.</i> К вопросу выбора способа устройства «дышащей» кровли	373
<i>Леонович С. Н., Гуринович В. Ю.</i> Технологическое проектирование реконструкции действующих заводов КПД: проблемы и решения	379
<i>Руденков А. В.</i> Проблема методологического обеспечения натурных исследований и испытаний.....	395

ПРОБЛЕМЫ СОВРЕМЕННОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

(г. Минск, БНТУ – 28.05.2019)

ВВЕДЕНИЕ

УДК 728.1

**КРУПНОПАНЕЛЬНОЕ ДОМОСТРОЕНИЕ
В РЕСПУБЛИКЕ БЕЛАРУСЬ**

ЧИК В. М.

Институт жилища – НИПТИС им. Атаева С.С.

Минск, Беларусь

В последние 60 лет в Республике ведется планомерное внедрение в индустрию строительства жилья зданий крупнопанельного домостроения (КПД). Пройдя довольно длинный путь от единственного комбината в г. Минске, сегодня в каждом областном центре работают домостроительные комбинаты, суммарной производственной мощностью порядка 2.7 млн. м² общей площади жилого здания. Если в первые десятилетия это были стандартные конструктивные системы жилых зданий КПД, как правило, не более 5 этажей, то в последствии произошел плавный переход к строительству 9 и 12 этажных зданий. При этом, в последние десятилетие, наблюдается увеличение этажности таких зданий до 16-19 этажей, в настоящее время проектируются здания КПД высотой 21-25 этажей.

Быстрый рост объемов строительства крупнопанельных зданий был связан, главным образом, с необходимостью решения острой социальной проблемы нехватки жилья в Республике в послевоенное время. Необходимо отметить, что и до настоящего времени, для нашей климатической зоны, в секторе массового жилищного строи-

тельства не было найдено более дешевых конструктивно-технологических систем, чем здания крупнопанельного строительства. Для зданий КПД характерна простота конструктивного решения и возможность высокой технологической обеспеченности производства и монтажа конструкций. По сравнению с традиционными видами строительства жилья данный индустриальный класс зданий имеет определенный ряд преимуществ:

- высоко механизированное и автоматизированное производство сборных железобетонных конструкций. Практически все заводы ДСК на территории Республики, за последние 10 лет, прошли глубокую модернизацию. С внедрением современного технологического оборудования, причем иногда даже более современное, чем используется на заводах западной Европы, т.е. предприятия перешли на гибкие технологии. Если кассетное производство например внутренних стен, хорошо известно для отечественных ДСК, то для наружных стеновых панелей и плит перекрытия, переход от агрегатно-поточной технологии к линиям циркуляционных "палетт" либо стендовым технологиям производства железобетонных изделий в определенной мере инновационное решение;

- заводской контроль качества изделий. Надежность и безопасность подтверждается многолетним опытом эксплуатации таких систем, причем на данный момент, как минимум один из отечественных заводов ДСК уже аккредитовал внутреннюю лабораторию под стандарты Европейского союза, и может маркировать изделия собственного производства "СЕ". Еще два ДСК находятся на различных этапах этого пути;

- круглогодичная простота возведения зданий из отдельных элементов. Отсутствует потребность в высококвалифицированных специалистах узкого профиля. Низкая зависимость от неблагоприятных погодных условий;

- продольно-поперечная схема расположения несущих железобетонных стен каркаса, создает достаточно жесткую конструктивную систему, обеспечивающую восприятие силовых воздействий, в том числе экстремальных. При классических объемно-планировочных решениях КПД, стены выполняют функции диафрагм жесткости, с максимальным шагом в поперечном направлении порядка 3,6 метра;

- низкий расход металла на 1м² жилья;

– хорошая тепловая защита. В настоящее время заводы ДСК производят наружные стеновые панели с сопротивлением теплопередачи не менее $R_T=3,2 \text{ м}^2\cdot^{\circ}\text{C}/\text{Вт}$. Причем, согласно протоколам испытаний, фактические значения составляют $R_T=3,6-3,8 \text{ м}^2\cdot^{\circ}\text{C}/\text{Вт}$. Принятая суммарная толщина 350 мм позволяет, используя более эффективные теплоизоляционные материалы, довести это значение ориентировочно до, $5,0 \text{ м}^2\cdot^{\circ}\text{C}/\text{Вт}$. С целью поставки продукции на рынки Европейского союза, уже разработаны и налажен выпуск наружных стеновых панелей толщиной 390мм, со значением $R_T=6,0 \text{ м}^2\cdot^{\circ}\text{C}/\text{Вт}$. При необходимости, в указанном габарите, возможно доведение сопротивления теплопередачи наружных стеновых панелей до $8,0 \text{ м}^2\cdot^{\circ}\text{C}/\text{Вт}$, например для стран, имеющих более жесткие нормативные требования;

– скорость возведения зданий. Например стандартное двух секционное здание КПД высотой 10 этажей монтируется в течении 3 месяцев, причем с достаточно низкими трудозатратами при монтаже. При двух сменной работе на строительной площадке оборудованной одним крапом участвует 5-6 человек в смену. Что в свою очередь оказывает достаточно большое влияние на следующий фактор;

– стоимость. Как было сказано ранее, КПД является наиболее дешевым массовым жильем.

К основным недостаткам КПД следует отнести:

– стоимость. Да как не странно, но низкая себестоимость данного вида жилья играет и отрицательную роль. Многие позиционируют здания КПД именно с социальным жильем, ассоциируя с "серыми многоэтажками", которые призваны решать вопрос приобретения собственных квадратных метров малообеспеченными слоями населения. Вместе с тем практика последних лет свидетельствует, что даже при достаточно скромных инвестициях, возможно, добиться совсем иного архитектурного облика зданий, с привлекательными фасадами, что в принципе и продемонстрировал один из крупных застройщиков в г. Минске. Необходимо отметить и его положительный комплексный подход по формированию жилой среды в целом, при разработке проектных решений застройки жилых массивов. Существующие технологии на заводах КПД, при должном финансировании и заинтересованности со стороны заказчиков, позволяют получать комфортное жилье, имеющее более высокие потребительские качества;

- консервативность объемно-планировочных решений зданий;
- большой расход бетона на 1 м² жилой площади (до 0,75 м³/ м²);
- большой объем закладных деталей и сварочных работ при монтаже конструкций;

Более 25 лет институт НИПТИС ведет планомерные исследования и разработки в области совершенствования архитектурно-конструктивных решений КПД, внедрения современных технологий изготовления конструкций и их монтажа, совершенствования узлов и методов расчета несущего каркаса. Наблюдение за поведением конструкций в процессе эксплуатации здания, в том числе в случае экстремальных силовых воздействий (взрыв газа, пожар и т.д.).

Однако, необходимо констатировать, что сегодня в условиях городской застройки КПД ориентировано на решение социальных проблем.

Перед институтом была поставлена задача, на базе индустриального домостроения создать такие конструктивные системы зданий, которые обеспечивали бы любые запросы градостроительства и потребителей.

С этой целью была разработаны:

- каркасная система, которая является по своей сути модернизацией серий ИИ-20 и 1.020, с целью отказа от агрегатно-поточных связевых плит и переходу к применению плит безопалубочного формования, отказу от поперечных ригелей и диафрагм жесткости с полками, применением воротниковых консолей для колонн, преднапряженных ригелей с полкой 120 мм и т.д.;

- типовые проекты и конструктивные решения для некоторых ДСК республики («Гомельский ДСК», «Гродножилстрой», «Брестжилстрой», «16 трест Новополоцк») этажностью 10, 16, 19 этажей, с отказом от несущих наружных стеновых панелей и переходом на навесные стеновые панели, которые выполняют функцию только ограждающих конструкций. Преследуя цель увеличения этажности и создания возможности использовать, например, вместо трехслойных панелей - кладку из мелкоштучных материалов или однослойных наружных панелей с последующим утеплением и применением вентилируемых фасадов;

- разработана и внедрена смешанная конструктивная система, так называемый "неполный каркас", которая объединяет трехслойные

наружные стены классического КЖД и внутренний каркас из сборных железобетонных колон без консолей с применением плоских плит перекрытия. Разработка нового вида контактно-платформенного стыка позволило объединить сборный каркас с крупнопанельным зданием и обеспечить возможность создания так называемой «свободной планировки» квартир («Могилевский ДСК»);

– типовой проект для крупнопанельных 19 этажных зданий с продольным расположением внутренних несущих стен («Витебский ДСК»). Диск перекрытия в данной конструктивной системе образован преднапряженными плоскими плитами. Учитывая имеющееся в распоряжении Заказчика технологическое оборудование, пришлось отказаться от применения многопустотных плит безопалубочного формования, хотя их применение было бы с нашей точки зрения более перспективным и эффективным;

Необходимо отметить, что в странах европейского союза, возводятся достаточно большое количество зданий как жилых, так и общественных, основанных на применении сборных железобетонных элементов, и как правило в качестве плит перекрытия там как раз и выступают многопустотные плиты безопалубочного формования. В республике данные конструктивные системы известны под названием «широкий шаг». В принципе, при значительном отливке объемно-планировочных решений жилых домов, основные конструктивные решения подобны применяемым решениям на территории нашего государства. Ключевыми особенностями является применение многопустотных, а не плоских плит, однослойных, а не трехслойных наружных стеновых панелей, с последующим устройством вентилируемого фасада, отказ от использования сварных соединений на строительной площадке.

Отдельно хотелось бы обратить внимание, что для скандинавских стран, новое строительство многоквартирных жилых домов осуществляется в основном с использованием сборных железобетонных элементов, на базе описанной выше конструктивной системы с «широким шагом» внутренних стен. Для Финляндии порядка 70-75%, Швеции 80-82%, Дании 90-95% нового многоквартирного жилья.

В республике имеется более 13 стендовых линий для производства плит безопалубочного формования, причем уже 2 линии выпускают многопустотные плиты высотой 450 мм, что позволяет

перекрывать пролеты до 16 метров, конечно с учетом ограничения нагрузок.

С большой долей вероятности можно предположить, что в ближайшие годы здания КЖД будут прибавлять как в этажности, так и в увеличении шага внутренних стен с переходом на применение большепролетных многопустотных плит.

С учетом потребностей рынка институт ведет исследования в области совершенствования конструктивно-технологических систем зданий индустриального домостроения:

- исследование влияния жесткости платформенных узлов сопряжения дисков перекрытия, на пространственную работу конструктивной системы зданий КЖД;
- переход на бесшварные соединения железобетонных элементов, с созданием отечественных аналогов зарубежных метизов;
- создание комбинированных систем зданий КЖД с применением смешанных каркасов.

Сегодня можно привести в пример ДСК в городе Минске, находящийся в настоящее время в стадии реконструкции (КУП «Завод эффективных промышленных конструкций»), как единственный в республике коммунальный ДСК, способный выпускать всю номенклатуру индустриальных изделий для зданий из сборного железобетона. В различных конструктивных системах с различной планировкой квартир. ДСК оснащен современной кассетной технологией КЖД, технологическим оборудованием для изготовления каркасов зданий (колонна, ригель), стендовой технологией производства наружных панелей и плоских плит перекрытия, стендовой технологией для выпуска предварительно напряженных многопустотных плит безопалубочного формования высотой до 450 мм.

Таким образом, ДСК может возводить любые современные конструктивные системы зданий из сборного железобетона.

РАЗДЕЛ I. ПОДГОТОВКА ИНЖЕНЕРНЫХ КАДРОВ В СТРОИТЕЛЬНОЙ ОТРАСЛИ

УДК 624

О НЕОБХОДИМОСТИ КОРРЕКТИРОВКИ УЧЕБНОГО ПЛАНА СПЕЦИАЛЬНОСТИ ПГС ДЛЯ ОБЕСПЕЧЕНИЯ ВСЕХ ТРЕБОВАНИЙ К ВЫПУСКНИКАМ НА ОСНОВЕ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ СОВРЕМЕННЫХ МЕТОДОВ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И СТРОИТЕЛЬСТВА В РЕСПУБЛИКЕ БЕЛАРУСЬ

ФОМИЧЕВ В. Ф.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

В 2017 году по решению РИВШ, являющимся органом Министерства образования РБ, на основе положений Болонской конвенции, в БНТУ был разработан Учебный план первой ступени высшего образования по специальности 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство» и Типовой план для ВУЗов РБ с формальным сроком обучения 4 года (реальный – 3 года и 10 месяцев), и квалификацией выпускника «инженер - строитель». При этом на второй ступени высшего образования предусматривалась подготовка магистров в течение двух лет.

К середине 2018 года в стране сложилась ситуация, когда по строительным специальностям «Теплогазоснабжение и вентиляция», «Мосты и тоннели» и «Сельскохозяйственное строительство» срок обучения остался неизменным – 5 лет. Специальность ПГС традиционно является одной из самых сложных в строительной отрасли. До 2013 года количество курсовых проектов и работ, выполняемых студентами, составляло 15 – 16 единиц. Это обстоятельство обуславливалось тем, что выпускники специальности ПГС работали в проектных организациях и в строительных организациях выполняющих функции генподрядчика. Таким образом, именно инженеры специальности ПГС должны заниматься проектированием и

строительством большого количества разнообразных зданий и сооружений обеспечивая безопасную эксплуатацию возведенных строительных объектов.

Уже к началу 2018/2019 учебного года стало ясно, что разработанные и принятые к применению в 2017 году Учебные планы по специальности ПГС никак не смогут обеспечить подготовку студентов на требуемом современном уровне. По планам РИВШ на обучение в магистратуре должно направляться небольшое количество (порядка 14%) выпускников 1 ступени обучения. При этом срок обучения в магистратуре сокращается с 2 лет до 1 года.

В этом случае строительная отрасль практически лишается инженеров-проектировщиков по специальности ПГС поскольку малочисленные исследования магистрантов по некоторым направлениям никак не могут закрыть все насущные проблемы, имеющиеся в проектных организациях страны. Эти проблемы связаны с ускорением сроков проектирования и повышением качества возводимых объектов, на основе BIM-технологий и улучшения организационно-технологических решений в процессе строительства. Такие требования были поставлены перед строительной отраслью страны на совещании у Президента РБ 23 ноября 2018 года.

28 ноября 2018 года в БНТУ состоялось заседание Совета УМО Вузов Республики Беларусь по образованию в области строительства и архитектуры. Рассматривались вопросы развития BIM-технологий в строительстве и в учебном процессе подготовки инженеров строительного профиля. Практически все выступившие отметили необходимость внедрения в учебный процесс стандартов BIM-технологий. Для успешного продвижения в этом направлении необходимо решение ряда задач. Среди них обязательное возвращение 5 летнего срока подготовки инженеров строительного профиля на основе па основе переработанных учебных планов, где в должной мере будут представлены учебные дисциплины обеспечивающие необходимые знания, навыки и умения выпускников для применения их в практической работе с BIM-технологиями. При этом Минобразованию РБ при поддержке Минстройархитектуры РБ в ВУЗах страны необходимо создать современную материальную базу и обеспечить учебный процесс необходимыми программными продуктами. Первоначально это могут быть учебные версии компьютерных программ, а затем обязательно профессиональные вер-

сии. Начинать освоение этих программных комплексов должен профессорско-преподавательский состав ВУЗов.

Решением Совета БНТУ от 30 ноября 2018 года принята формулировка Миссии Белорусского национального технического университета. В качестве цели заявлено «Обеспечение опережающего, качественного инженерного образования, соответствующего требованиям мирового рынка труда, на основе тесной интеграции образовательного, научного, инновационного, производственного, идеологического и воспитательного процессов». При этом основными ценностями признаны; качество, профессионализм, креатив, этика и традиции инженерного образования.

После этого решения прошло более полугода. К сожалению, приходится констатировать, что в БНТУ реализация заявленных целей для специальности ПГС практически даже не планируется.

РАЗДЕЛ II. СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ МЕТОДОВ РАСЧЕТА И ПРОЕКТИРОВАНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

УДК 624.04

ИССЛЕДОВАНИЕ ДИНАМИЧЕСКОЙ РЕАКЦИИ КАРКАСА ЗДАНИЯ НА ДЕЙСТВИЕ ГАРМОНИЧЕСКОЙ НАГРУЗКИ

БОРИСЕВИЧ А. А., ЗВЕРЕВ В. Ф., ЩЕРБАК С. Б.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Для исследования напряженно-деформированного состояния каркаса (рис. 1.) использована программа конечно-элементного анализа Siemens FEMAP with NX Nastran [1, 2].

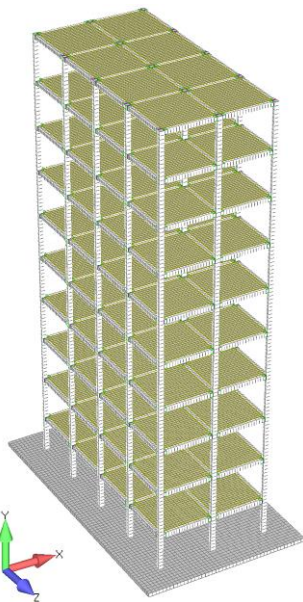


Рис. 1. Исследуемый каркас здания

Для описания железобетонных элементов модели 10-этажного каркаса использованы объемные элементы типа SOLID (Твердотельный, пространственный конечный элемент (КЭ) с характерным размером 0.4 м) и линейные (одномерные) элементы типа ROD (Стержень) – для моделирования арматуры. Сечение колонн железобетонного каркаса принято размером 0.4×0.4 м неизменным по высоте десятиэтажного здания, ригели перекрытий имеют прямоугольное сечение размером 0.3×0.4 м, толщина плит перекрытия – 0.2 м.

Для анализа чувствительности напряженно-деформированного состояния (НДС) каркаса к изменению некоторых его параметров приняты следующие характеристики материалов.

Характеристики бетона: класс C30/37, коэффициент Пуассона $\nu = 0.2$, плотность материала $\rho = 2500 \text{ кг/м}^3$; модуль сдвига вычисляется по формуле $G = E_{cm} / (2 (1 + \nu))$.

Колонны армированы: продольная арматура размещена в каждом углу сечения колонны (площадь сечения арматуры в одном углу равна 491 мм², что соответствует площади стержня $\varnothing = 25 \text{ мм}$); поперечная арматура на модели отсутствует. Ригели имеют нижнюю и верхнюю рабочую арматуру (площадь сечения каждой соответствует площади четырех стержней $\varnothing = 20 \text{ мм}$).

Характеристики арматуры класса S500: модуль упругости $E_s = 2 \times 10^5 \text{ МПа}$, коэффициент Пуассона $\nu = 0.3$, плотность материала $\rho = 7850 \text{ кг/м}^3$; модуль сдвига вычисляется по формуле $G = E / (2(1 + \nu))$.

Внешняя вертикальная нагрузка на узлы ригелей по всем этажам принята равной 3 кН, на узлы ригелей покрытия — 1.5 кН. Горизонтальная нагрузка направлена вдоль оси X (вдоль меньшего размера в плане каркаса), нагрузка на узел равна 0.5 кН, приложена ко всем узлам на плоскости XY. Предполагается, что в принятом для расчета нагружении заданы расчетные значения нагрузок.

Расчет каркаса на действие статических нагрузок показал, что наиболее нагруженным КЭ колонны, оси которой соответствуют координаты $x = 6.0 \text{ м}$, $z = 12 \text{ м}$, является элемент у основания колонны. Нормальные напряжения в направлении оси Y равны -42.98 МПа. Соответствующие напряжения в КЭ 794 колонны на уровне перекрытия первого этажа равны -41.91 МПа. Именно в этом КЭ оказываются наибольшие напряжения от динамической нагрузки.

Для каркаса, расположенного на неподатливом основании, получен спектр собственных частот: [5.842E-7, 5.857E-7, 0.0539, 0.107, 0.149, 0.203, 0.215, 0.296, 0.362, 0.400] Hz. В дальнейшем результаты модального анализа используются в динамическом расчете.

Гармоническая нагрузка приложена на ригели первого этажа (отметка $Y = 4.8$ м), окаймляющие прямоугольник с угловыми координатами x и y (м): (5.4, 8.4), (12.2, 24.2), (12.2, -0.2), (-0.2, -0.2). Нагрузка на узлы каждого ригеля приложена в двух точках на расстоянии 1.9 м от колонн и равна 500 Н (амплитудное значение).

Задача динамического расчета в данной постановке сводится к исследованию изменения напряженно-деформированного состояния каркаса в зависимости от частоты изменения гармонической нагрузки и выявлению наиболее интенсивных зон резонанса.

В соответствии с шириной частотной полосы получены расчетные точки для частотного анализа (соответствующий график показан на рис. 2).

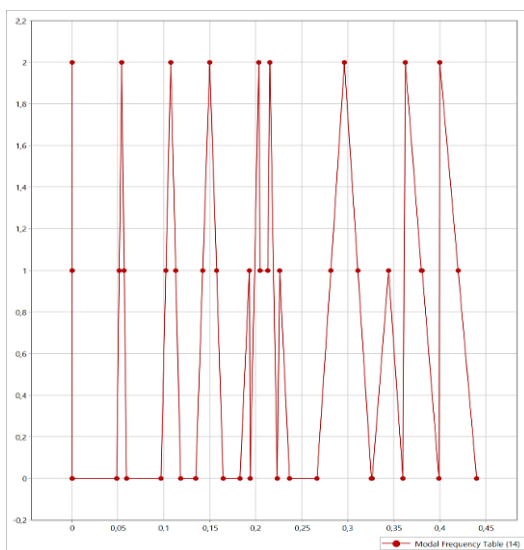


Рис. 2

В таблице содержится 40 значений частот, по которым произведен расчет амплитудно-частотной характеристики.

На рис. 3 и 4 представлены графики горизонтального и вертикального перемещений узла каркаса на уровне покрытия. Максимальные перемещения имеют место при самой высокой частоте $\nu = 0.430$ Hz.

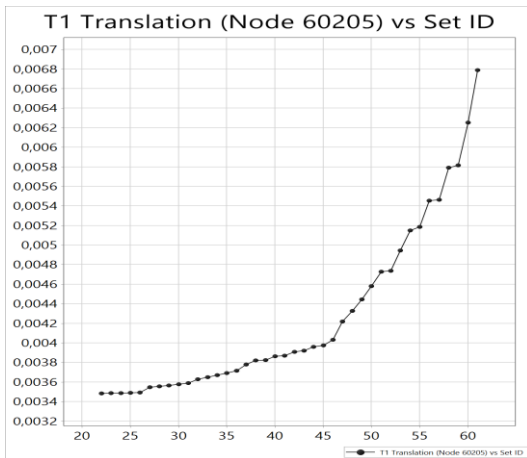


Рис. 3

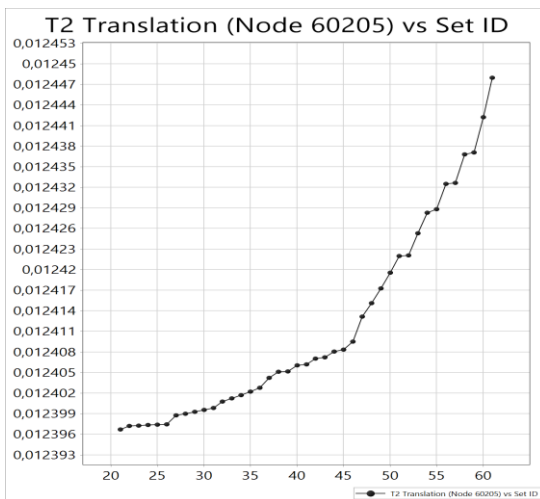


Рис. 4. Узел 60205 имеет координаты: $x = 4.5$ м, $y = 38.4$ м, $z = 7.5$ м.

Наиболее напряженным элементом оказался КЭ 794. Элемент 794 относится к колонне первого этажа (координаты оси колонны: $x=6.0$ м, $z=12$ м; координата центра тяжести элемента $y=4.2$ м).

Особенности взаимосвязи нормальных напряжений в КЭ 794 и перемещений одного из узлов каркаса (узел 60205) с изменением частоты динамической нагрузки показаны на рис. 5.

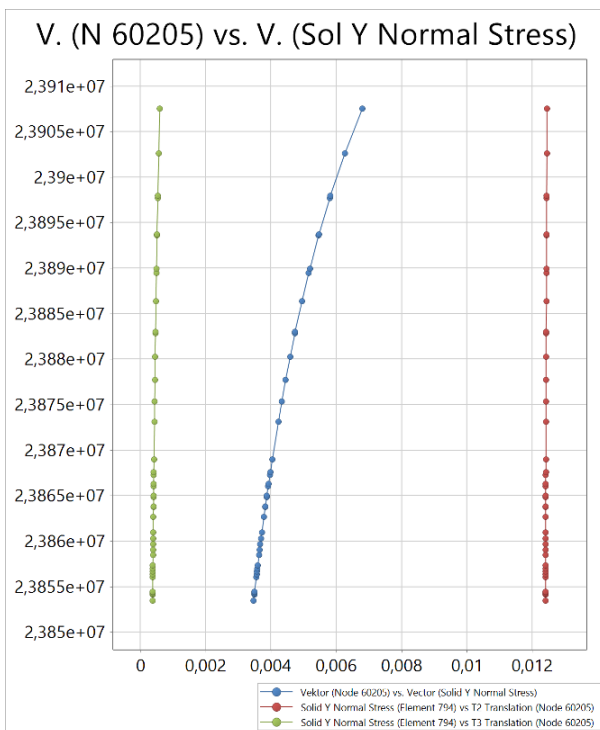


Рис. 5. Перемещению узла по оси X (T1 Translation) соответствует средний график, по оси Y (T2 Translation) — правый, по оси Z (T3 Translation) — левый

Элемент 794 относится к колонне (координаты оси колонны: $x=6.0$ м, $z=12$ м; координата центра тяжести элемента $y=4.2$ м); элемент 1005 расположен на ригеле (координаты оси ригеля: $x=6.0$ м, $z=7.95$ м; координата центра тяжести элемента $y=4.6$ м).

Определенному напряжению в элементе 1005 может соответствовать, как следует из графика, два достаточно близких значения напряжений в элементе 794 (рис. 6).

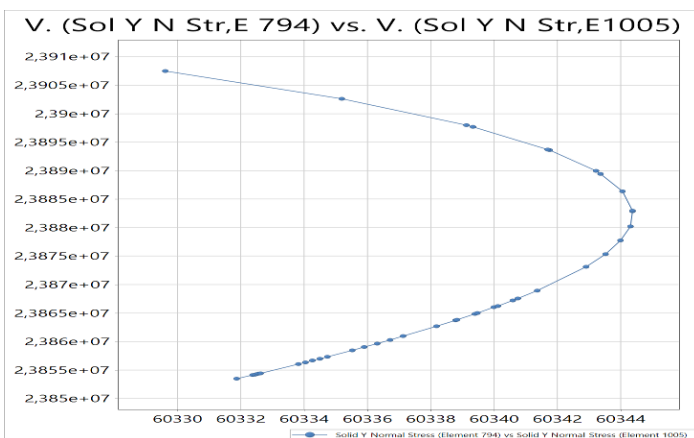


Рис. 6

Исследуемая система является системой с бесконечно большим числом степеней свободы. Для первой и второй собственных частот период колебаний оказывается очень большим, поэтому соответствующие напряжения (и деформации) в элементах системы надо понимать как напряжения от статической нагрузки, численно равной амплитудному значению динамической нагрузки. С увеличением частоты динамической нагрузки деформации и напряжения конструктивных элементов исследуемой системы нарастают, что и подтверждается представленными ранее графиками. Для 10-й частоты период колебаний равен 2.5 секунды.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Рычков С. П. Моделирование конструкций в среде Femap with NX Nastran. — М.: ДМК Пресс, 2013. — 784 с.: ил
2. Шимкович Д. Г. FEMAP & NASTRAN. Инженерный анализ методом конечных элементов. — М.: ДМК Пресс, 2008. — 701 с.
3. Ильичев, В. А., Мангушев, Р. А. и др. Справочник геотехника. Основания, фундаменты и подземные сооружения. Москва: Изд-во АСВ, 2016. — 1031 с.

**К ОЦЕНКЕ ТОЧНОСТИ МЕТОДИК РАСЧЕТА
СОПРОТИВЛЕНИЯ ОСЕВОМУ МЕСТНОМУ СЖАТИЮ
ЭЛЕМЕНТОВ ИЗ КОНСТРУКЦИОННОГО
КЕРАМЗИТОБЕТОНА**

БОНДАРЬ В. В.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Введение. Перспективы роста объемов строительства в странах Таможенного союза, Евросоюза, а также стран дальнего зарубежья, постоянно возрастающая конкуренция на рынке строительных услуг и материалов, предъявляют новые требования по дальнейшему улучшению не только прочностных и деформативных характеристик бетонных и железобетонных конструкций, но и параметров бетона и бетонных смесей, характеризующих долговечность, удобоукладываемость, плотность, эксплуатационную пригодность.

Основными направлениями технического прогресса в указанных областях можно признать следующие: облегчение веса зданий и сооружений, расширение использования предварительно напряженных железобетонных конструкций, в том числе с применением самонапрягающихся и самоуплотняющихся бетонов, повышение качества применяемых материалов, совершенствование конструкций, технологии их изготовления, организации и методов производства работ.

С учетом вышеизложенного, вопрос о применении легких бетонов и, в частности, керамзитобетона в ограждающих и несущих конструкциях, приобретает чрезвычайно важное и особое место. В то же время полное обоснование экономичности применения керамзитобетона в любых конструкциях зданий и сооружений различного функционального назначения является задачей сложной, требующей прежде всего комплексного подхода и в ряде случаев проведения трудоемких научных исследований.

Современное состояние теории расчета бетонных и железобетонных конструкций, опыт их применения нашли свое отражение в нормах проектирования бетонных и железобетонных конструкций

[0]. Указанные нормы по расчету бетонных и железобетонных конструкций, действующие в Республике Беларусь, распространяются на конструкции из бетонов со средней плотностью от 2000 до 2800 кг/м³. В связи с этим до сего времени проектирование конструкций из легкого бетона необходимо выполнять по нормам бывшего СССР [2], либо по недавно введенным на территории Республики Беларусь Европейским нормам [3].

Тем не менее, целый ряд вопросов, касающихся расчета и конструирования элементов из легкого бетона, нуждается в дальнейших исследованиях. Одним из таких вопросов является сопротивление местному сжатию неармированных и армированных керамзитобетонных элементов в сложных напряженных состояниях, например, в условиях местного сжатия. Решение этого вопроса позволит с большей надежностью и более экономично проектировать узлы сопряжения легкобетонных конструкций каркаса зданий, а также узлы сопряжения элементов каркаса зданий и сооружений из тяжелого бетона с ограждающими и несущими конструкциями из легкого бетона.

Краткий обзор методик расчета сопротивления местному сжатию элементов из керамзитобетона.

В содержащихся в нормах [2, 3, 4, 5, 6] методиках расчета сопротивления местному сжатию элементов из легкого бетона используются эмпирические зависимости, по сути лишенные физического смысла. В результате этого, как показано в публикациях [7, 8, 9], происходит существенное, до 23%, занижение сопротивления местному сжатию керамзитобетонных элементов. Кроме того, обнаруживается еще и низкая точность теоретических функций сопротивления, содержащихся в указанных нормах, что выражается в неприемлемо высоких значениях коэффициента вариации [9].

В различных исследованиях по результатам проведенных экспериментов [10-14] предложены отличающиеся от нормативных методики расчета сопротивления местному сжатию элементов из легкого бетона.

Как указано в публикации [9], выборка доступных экспериментальных данных по сопротивлению элементов из легкого бетона (неармированных) при осевом местном сжатии до недавнего времени (до проведения исследований [14]) составляла менее 100 образцов. При этом количество образцов из керамзитобетона, подвергавшихся испытаниям местному сжатию (без дополнительного од-

ноосного или двухосного обжатия, либо применения дополнительного армирования в виде рамок из арматуры, как это было сделано в работе [11]) составляло менее 30 штук (работы [10] и [13]).

Данная публикация является логическим продолжением исследования [7-9, 14] и направлена на решение следующих вопросов:

1. Проверка применимости и оценка точности методик расчета, в работах [10, 11, 13] для условий концентричного местного сжатия, на фоне экспериментальных данных исследования [14];

2. Оценка точности предложенной в исследованиях [14] методики расчета на фоне экспериментальных данных исследований [14] для условий концентричного местного сжатия;

Анализ результатов проверки применимости и оценки точности различных методик расчета сопротивления керамзитобетонных элементов при местном сжатии на фоне экспериментальных данных различных исследований. Анализ результатов представлен ниже в порядке рассмотрения перечисленных выше вопросов.

1. Основные результаты расчета (поправочные коэффициенты b к среднему значению и соответствующие им коэффициенты вариации V_δ вектора ошибок, вычисленные согласно приложению D норм [15]), представлены в таблице 1.

Как видно из таблицы 1 точность предложенной в работе [14] методики расчета вполне удовлетворительная.

В тоже время предложенная авторами работы [13] методика расчетов несколько завышает сопротивление керамзитобетонных элементов при местном сжатии при неприемлемо высоком значении коэффициента вариации V_δ вектора ошибок (таблица 1).

Методики расчета, предложенные в работе [11] и, в особенности, в работе [10], также завышают сопротивление керамзитобетонных элементов при местном сжатии при приемлемых значениях коэффициента вариации V_δ вектора ошибок (таблица 1).

Таблица 1

Основные результаты расчетов по предложенным в работах [10, 11, 13] методикам расчета для условий концентричного местного сжатия на фоне экспериментальных данных исследования [14]

Автор методики расчета	Поправочный коэффициент b к среднему значению	Коэффициент вариации V_{δ} вектора ошибок
Г.Д. Цискрели и др. [10]	0,857	0,149
С.Ю. Цейтлин, Д.И. Яровский [11]	0,973	0,184
Б.С. Соколов, И.И. Мустафин [13]	0,928	0,314
В.В. Бондарь, Рак Н.А [8, 9, 14]	0,993	0,144

2. Основные результаты расчета расчетов по предложенной в исследованиях [14] методики расчета на фоне экспериментальных данных исследований [14] для условий концентричного местного сжатия представлены в таблице 2.

Таблица 2

Результаты расчетов по методике расчета [14]
по экспериментальным данным исследований [10, 13]
при концентричном местном сжатии

Автор исследований	Маркировка группы образцов	Отношение A_{c1} / A_{c0}	Опытные значения разрушающей нагрузки $N_{ult,obs}$ кН	Теоретические значения разрушающей нагрузки $N_{ult,cal}$ кН	$N_{ult,obs} / N_{ult,cal}$
Цискрели Г.Д., Пирадов А.Б. [10]	Z-6-100-a	2	2	212,88	1,080
	Z-6-50-a	4	125	106,74	1,171
	Z-6-30-a	6,67	78	64,11	1,217

Окончание табл. 2

	Z-7-100-a	2	420	391,07	1,074
	Z-7-50-a	4	197	186,52	1,056
	Z-7-30-a	6,67	104	109,75	0,948
Соколов Б.С., Мустафин И.И. [13]	M-6	3,33	62	70,82	0,875
	M-7	3,33	60	77,71	0,772
	M-8	3,33	65	70,82	0,917
	M-11	1,667	148	136,28	1,086
	M-12	1,667	146	136,28	1,071
	M-13	1,667	173	151,35	1,143
	M-14	1,667	172	136,28	1,262
	M-17	1,25	187	198,19	0,944
	M-18	1,25	187	198,19	0,944
Поправочный коэффициент b к среднему значению					1,054
Коэффициент вариации V_δ вектора ошибок					0,099

2. Наилучшей сходимостью опытных и расчетных значений, а также наибольшей точностью обладает методика расчета, основанная на результатах экспериментальных исследований [14] и разработанная в развитие положений норм [0]. По своей точности, как отмечено в публикациях [8, 9], предложенная методика расчета значительно превышает точность методик расчета норм [2, 3, 5]. Более, того, данная методика, в большинстве случаев, по своей точности превышает точность методик расчета, предложенных другими исследователями в работах [10-13].

3. С учетом вышеизложенного, методика работы [14], разработанная для расчета сопротивления местному сжатию элементов из керамзитобетона плотностью от 1200 до 1800 кг/м³ и прочностью от 6,0 до 23 МПа может быть рекомендована для включения в отечественные ТНПА в области расчета бетонных и железобетонных конструкций. В связи с возможностью получения при использовании керамзита, изготовленного на Петриковском керамзитовом заводе ОАО «Гомельский ДСК», керамзитобетона прочностью кубов на сжатие 30 МПа и более для проверки надежности этой методики

расчета сопротивления местному сжатию необходимо проведение дополнительных экспериментальных исследований.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01–02 с изменениями №1-5. – Введ. 01.07.03. – Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2003. – 132 с.

2. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования: СНиП 2.03.01-84*. – Введ. 20.08.84. – М: ЦИТП Госстроя СССР, 1989.– 80 с.

3. ТКП EN 1992-1-1:2009*. Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий. – Введ. 01.01.2010. – Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2015. – 205 с.

4. ACI 318-14. Building Code Requirements for Reinforced Concrete. ACI 318-14 and Commentary. (318-14R). – American Concrete Institute, Farmington Hills. Mich., 2014. – 524 pp.

5. СП 63.13330.2012. Свод правил. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. Институт ОАО НИЦ «Строительство». – М, 2013. – 152 с.

6. DIN 1045-1:2008-08. Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Teil 1: Bemessung und Konstruktion – 148 p.

7. Рак, Н.А. Сравнение отечественных и зарубежных норм по расчету элементов из легкого бетона при местном сжатии / Н.А. Рак, В.В. Бондарь // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Респ. Беларусь: Сборник научных трудов Междунар. науч.-метод. межвузовского семинара, Могилев, 16-18 ноября 2005 г. / Белорусско-Российский университет. – Могилев, 2005 – С. 399-403.

8. Рак, Н.А. Методика расчета прочности при местном сжатии элементов из легкого бетона / Н.А. Рак, В.В. Бондарь // Вестник Полоцкого государственного университета. Серия Ф. Строительство. Прикладные науки.– 2011.– №16 – С. 40-47.

9. Бондарь, В.В. Сопротивление элементов из легкого бетона при местном сжатии / В.В. Бондарь, Н.А. Рак // Современные проблемы расчета железобетонных конструкций зданий и сооружений на аварийные воздействия: сб. докладов Междунар. научной конфе-

ренции, посвященной 85-летию кафедры железобетонных и каменных конструкций и 100 летию со дня рождения Н.Н. Попова / Министерство образования и науки РФ, НИ МГСУ;. - Москва, НИ МГСУ. – 2016. – С. 62-67.

10.Цискрели, Г.Д. Прочность легкого бетона на смятие / Г.Д. Цискрели, А.Б. Пирадов, А.С. Кубанейшвили, О.М. Тодрия // Бетон и железобетон. – 1970. - № 6. – С. 18-20.

11.Цейтлин, С.Ю. Прочность бетона на смятие по очень малым площадкам / С.Ю. Цейтлин, Д.И. Яровский // Бетон и железобетон. - 1992. - № 11.- С. 16-17.

12.Соколов, Б.С. Исследования керамзитобетонных элементов при местном действии нагрузки / Б.С. Соколов, И.И. Мустафин // Изв. Вузов. Строительство, 1995, №1.– С. 7–10.

13.Соколов, Б.С. Прочность керамзитобетонных элементов при действии местной нагрузки / Б.С. Соколов, И.И. Мустафин // Инженерные проблемы современного железобетона: Сб. ст.– Иваново, ИВЙСИ, 1995.– С. 381–387.

14.Бондарь, В.В. Сопротивление местному сжатию элементов из конструкционного керамзитобетона / В.В. Бондарь // Дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. – Минск, 2017. – 160 с.

15.ТКП ЕН 1990-2011. Еврокод. Основы проектирования строительных конструкций. – Введ. 01.07.2012. – Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2012. – 70 с.

УДК 624.426.5

УСТОЙЧИВОЕ РАЗВИТИЕ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ. ОБЗОР ОПРЕДЕЛЕНИЙ И КОНЦЕПЦИЙ

ВЕРЁВКА Ф. А., НАДОЛЬСКИЙ В. В, МАРТЫНОВ Ю. С.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

В статье выполнен обзор текущих положений об устойчивом развитии в строительстве. На основании анализа ряда зарубежных источников выделены основные признаки устойчивости в области строительства, а также приведены исчерпывающие определения и

выявлены критерии устойчивого развития в данной отрасли, получена модель устойчивого развития в строительстве с учетом экологических, социальных, экономических и технических аспектов.

Введение. Строительная отрасль имеет чрезвычайно важное влияние на решение задач устойчивого развития не только отдельных регионов или стран, но и всего международного сообщества в целом. Во многом это определяется не столько тем, что строительство является одним из важнейших сегментов национальной экономики, но в большей степени тем, что создание искусственной среды обитания имеет чрезвычайно высокий уровень влияния на качество жизни людей, комфорт, безопасность, здоровье и т.д.

Строительство, эксплуатация и постоянное обновление искусственно созданной среды имеют потенциальное воздействие на окружающую естественную природную среду. Важно отметить, что здания потребляют большую часть не возобновляемых природных ресурсов и создают большое количество отходов, более того, согласно различным исследованиям, на долю зданий и сооружений приходится половина всего выделяемого углекислого газа.[1]

Одной из наиболее актуальных и перспективных задач строительства в настоящий момент является создание экономичных зданий, которые способны повысить качество жизни при одновременном снижении социальных, экономических и экологических последствий. [1]

Таким образом, достижение целей устойчивого развития в архитектуре и строительстве является целью, которая выступает одной из основополагающих в наши дни. Существует множество теоретических методик по решению данных задач, но далеко не все из них являются практичными.

Традиционные архитектурные (проектные) решения и строительные технологии прошлого ввиду различных факторов во многом соответствовали современным критериям устойчивого развития, однако после промышленной революции не удовлетворение данным критериям в строительной отрасли стало приводить к серьезным последствиям. В настоящее время основное внимание уделяется развитию технологий, связанных с увеличением экономической прибыли. Данные «высокие» технологии основаны на чрезмерной эксплуатации возобновляемых природных ресурсов (земля, леса и т.д.) и истощении не возобновляемых ресурсов (минералы,

ископаемое топливо и т.д.). Как следствие строительство превращается из «части среды» в «отдельную среду».

Таким образом, для значительного сокращения и в будущем, возможно, устранения негативного влияния строительной отрасли на окружающую среду должны быть предложены новые технологические и проектные решения, позволяющие извлечь выгоду из технологий в дополнение к взаимодействию с окружающей средой.

Определения и концепции устойчивости

Понятие устойчивости и устойчивого развития

В рамках данной статьи приведены различные концепции устойчивости в целом, а также приведены определения устойчивого развития в строительстве различных авторов. Одно из распространенных определений устойчивого развития – «развитие, которое способно обеспечить потребности настоящих и не ставит под угрозу возможности будущих поколений удовлетворять свои потребности» [1]. Это требует одновременного решения четырех ключевых задач в мире в целом [2]:

- Обеспечение социального прогресса, в рамках которого признаются потребности каждого;
- Эффективная защита окружающей среды;
- Разумное использование природных ресурсов;
- Поддержание высоких и стабильных уровней экономического роста и занятости.

Основная идея устойчивости заключается в том, чтобы сконцентрироваться на условиях сохранения окружающей среды, чтобы получить спроектированный продукт с максимальными внутренними атрибутами окружающей среды, чтобы он мог минимизировать нежелательные аспекты влияния этих конструкций на экосистему. Таким образом, здания должны «взаимодействовать» с окружающей средой ещё на стадии проектирования [2]. На рисунке 1 представлены концепции, отражающие принципы устойчивости. В таблице 1 приведены некоторые из определений устойчивости и устойчивого развития.

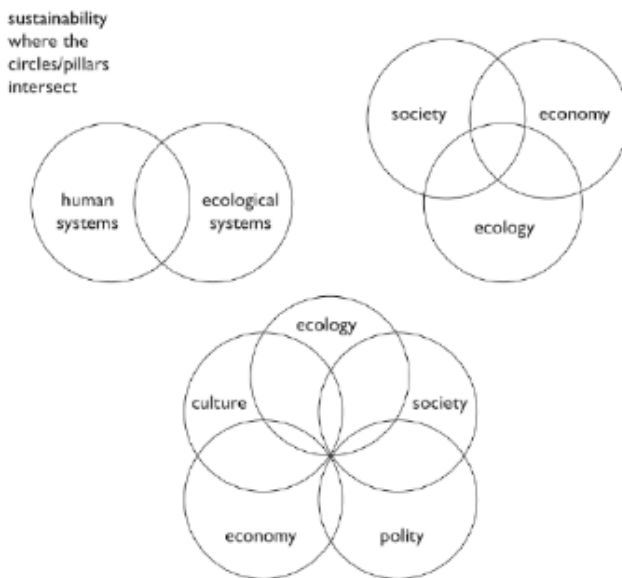


Рис. 1. Основные концепции устойчивости [4]

Таблица 1

Варианты определений устойчивости и устойчивого развития

Устойчивость	Концепция устойчивости будет использоваться в обществе, основываясь на принципе тройного результата. Тройной результат означает три составляющих социальной, экологической и финансовой деятельности, которые напрямую связаны с концепцией и целью устойчивого развития. Они тесно взаимосвязаны и имеют одинаковое значение».	Cooper (2002)	[3]
Устойчивость	Устойчивость как трехногая табуретка, каждая из ног которой представляет экосистему, экономику и общество. Любая нога, отсутствующая в «табурете устойчивости», приведет к нестабильности, потому что общество, экономика и экосистема неразрывно связаны друг с другом.	Young (1994)	[3]

Устойчивое развитие	«...Требуется удовлетворения основных потребностей всех людей и расширения возможностей для экономического и социального развития. ...Инициатива в области развития считается устойчивой, если в дополнение к защите окружающей среды и созданию возможностей с её помощью возможно генерирование собственных финансовых ресурсов после того, как закончатся «донорские» инвестиции».	Bread for the World, (1993)	[4]
Устойчивое развитие	«[использует]...природные возобновляемые ресурсы таким образом, чтобы не устранять и не ухудшать их или иным образом не снижать их возобновляемую полезность для будущих поколений, сохраняя при этом фактически постоянные или не уменьшающиеся запасы природных ресурсов, таких как почва, грунтовые воды и биомасса.».	Guide to the Global Environment (1992)	[4]
Устойчивое развитие	«[основано на предпосылке, что].... текущие решения не должны ухудшать перспективы поддержания или улучшения будущего уровня жизни.... Это подразумевает, что наши экономические системы должны управляться так, чтобы мы жили за счет дивидендов наших ресурсов, поддерживая и улучшая базу активов.	R. Repetto (1986)	[4]
Устойчивое развитие	«...является поиском и реализацией рациональных стратегий, позволяющих обществу вечно равновесно управлять своим взаимодействием с экосистемой таким образом, чтобы общество в целом получало выгоды, а экосистема поддерживалась на уровне, способствующем её рекуперации».	San Jose (1993)	[4]

Устойчивое проектирование

В последние годы растет количество литературы, посвященной устойчивому строительству и архитектуре. Можно выделить сле-

дующие основные цели устойчивости при проектировании строительных конструкций и элементов инфраструктуры [3]:

- Максимальный комфорт для человека;
- Эффективное планирование;
- Проектирование с учетом будущих возможных изменений;
- Минимизация потерь пространства;
- Минимизация расходов на строительство;
- Минимизация расходов на содержание зданий;
- Защита (сохранение) и улучшение природных ресурсов.

Устойчивость в проектировании предполагает максимальный учет возможных будущих изменений в технологиях строительства. Устойчивое развитие направлено не только на физическую устойчивость, но также и на поддержание и защиту земли и ее энергетических ресурсов. Устойчивое проектирование объединяет две цели, включая развитие технологий и достижение целей человека. Международный совет по строительству (International Council for Research and Innovation in Building and Construction) (CIB)) в 1994 году определили цель создания устойчивой архитектуры и создания инновационной искусственной здоровой среды на основе экологически ориентированного проектирования и эффективности использования ресурсов.

Устойчивое строительство

Устойчивое строительство определяется как «создание и ответственное управление здоровой экосистемой, основанной на ресурсосберегающих и экологических принципах» [4]. Проект OECD (Organisation for Economic Cooperation) определил для устойчивых зданий следующие пять целей [4]:

- Ресурсоэффективность;
- Энергоэффективность (включая сокращение выбросов парниковых газов);
- Предотвращение загрязнения (включая обеспечение должного качества воздуха в помещениях и снижение шума);
- Гармонизация с окружающей средой (включая оценку окружающей среды);
- Интегрированный и системный подходы (включая систему управления окружающей средой).

В таблице 2 приведены некоторые из определений устойчивого строительства и устойчивых зданий.

Таблица 2

Варианты определений устойчивого строительства и устойчивых зданий (здания, удовлетворяющие целям устойчивого развития в строительстве)

Устойчивое строительство	Подразумевает такие строительные работы, негативные воздействия которых сведены к минимуму, а позитивные воздействия максимизированы с целью достижения баланса в отношении экологических, экономических и социальных показателей.		[4]
Устойчивое строительство	Высокоэффективное строительство, которое учитывает и уменьшает его воздействие на окружающую среду и здоровье человека.	Yudelson 2008	[4]
Устойчивое строительство	«Устойчивое строительство» можно определить как методы строительства, которые стремятся к достижению комплексного качества (включая экономические, социальные и экологические показатели) в широком смысле. Таким образом, рациональное использование природных ресурсов и надлежащее управление строительным фондом будет способствовать экономии не возобновляемых ресурсов, снижению энергопотребления (энергосбережению) и улучшению качества окружающей среды.	OECD Project	[4]
Устойчивые здания	«Здоровые» объекты, спроектированные и построенные ресурсосберегающим образом, с использованием экологически обоснованных принципов	Kibert 2008	[4]
Устойчивые здания	Можно определить как те здания, которые оказывают минимальное неблагоприятное воздействие на застроенную (искусственную) и природную среду с точки зрения самих зданий, их непосредственной окружающей среды, а также в региональном и глобальном масштабах в целом.	OECD Project	[4]

Модель устойчивого развития в строительстве

Достижение устойчивости при проектировании и строительстве зданий и сооружений является целью, которой в наши дни уделяется много внимания. Существует много теоретических предпосылок для реализации этих целей, но далеко не все из них являются практичными.

В целом можно выделить четыре основных аспекта устойчивости в строительстве:

- Экологический (защита ресурсов и экосистемы в целом);
- Социальный (участие общественности с упором на будущее и преемственность поколений);
- Экономический (сокращение отходов, эффективное планирование);
- Технический (гибкость и адаптивность, оптимизация).

В соответствии с этими четырьмя аспектами на основании анализа [1, 3, 6, 7] в таблице 3 представлена модель устойчивого развития в строительстве.

Таблица 3

Модель устойчивого развития в строительстве

Аспекты	Этапы продвижения к достижению целей устойчивого развития			
	1	2	3	4
Экологический	Сокращение загрязнения и отходов	Уменьшение потребления	Переработка отходов	Совместимость технологий и экосистемы
Социальный	Общественное участие	Гибкость	Индивидуальный подход	Систематизация действий
Экономический	Программный подход	Оптимальная скорость строительства	Сокращение отходов	Получение прибыли
Технический	Совместимость принимаемых решений с тремя другими аспектами	Повышение качества	Упрощение решений	Оптимальное проектирование

Заключение. В рамках настоящего исследования приведены определения основных признаков устойчивости в области строительства и получены исчерпывающие определения устойчивости в данной отрасли.

Обобщена и приведена модель устойчивого строительства (таблица 3) с учетом четырех категорий, для каждой из которой иерархически выделены этапы достижения критериев устойчивости. На основании анализа ряда зарубежных источников выявлено, что функции устойчивого строительства связаны с решением четырех основных (базовых) задач в рамках социальных, экономических, технических, технологических и экологических аспектов:

1. увеличение финансовых и экономических сбережений;
2. уменьшение воздействия на окружающую среду и повышение совместимости (сочетаемости) с окружающей средой;
3. повышение социальной эффективности для общества;
4. повышение качества строительства и оптимизации эксплуатации здания.

Представленная модель указывает на параметры, которыми здание должно обладать для достижения критериев устойчивости.

Для дальнейших исследований особый интерес представляет обзор и анализ международных систем «зеленой» сертификации таких, как LEED (США), BREEAM (Великобритания), Green Star (Австралия), «Зеленые стандарты» (Россия) и т.д. с выделением основных категорий оценки объектов.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. DuBose, J.R. and Pearce, A.R. (1997) The Natural Step as an assessment tool for the built environment. Proceedings Second International Conference on Buildings and the Environment, CSTB and CIB, Vol. 2, Paris, June, pp. 595-602.
2. Bani Masood .a," Postmodernism and Architecture", Khak publication, Iran, 2007.
3. Ding.G.K.C, "Sustainable Construction, the Role of Environmental Assessment Tools" „Journal of Environmental Management, 86(2008), pp. 451–464.
4. <http://www.arch.hku.hk/research/beer/sustain.htm>. (date of access: 20.05.2019)

ОТДЕЛЬНЫЕ АСПЕКТЫ МЕТОДИК РАСЧЕТА ФУНДАМЕНТОВ СТАКАННОГО ТИПА ПО НАЦИОНАЛЬНЫМ ПРИЛОЖЕНИЯМ РБ И ГЕРМАНИИ

ГРИНЁВ В. В., КРЮКОВСКИЙ А. П.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Аннотация. В данной статье рассмотрены отличия при расчетах отдельностоящего фундамента под сборную колонну крайнего ряда по немецким нормам и традиционным методикам расчета используемых в РБ [4, 8].

В качестве анализируемого источника принята книга «Beispiele zur Bemessung nach DIN 1045-1: Hochbau» [10].

Основные разделы расчета фундамента с подколонником стаканного типа

Под колонны каркасного одноэтажного промышленного здания устраивают, как правило, столбчатые фундаменты с подколонниками стаканного типа, а стены опирают на фундаментные балки.

Расчет и конструирование фундамента включает следующие как правило разделы:

- определение сечения подколонника;
- подбор размеров подошвы;
- проверка фундамента на продавливание;
- проверка фундамента на «обратный» момент;
- подбор армирования подошв;
- подбор вертикального армирования подколонника;
- подбор горизонтального армирования в стенках стакана подколонника;
- подбор косвенного армирования днища стакана подколонника.

В связи с интеграцией с европейскими стандартами отдельные разделы расчета претерпели изменения.

Ниже приведены разделы расчета, использование которых в национальной практике позволило бы экономичнее использовать материалы.

Определение положения подошвы плитной части фундамента

В данном примере рассматривается фундамент стаканного типа, подошва которого смещена относительно центра колонны рис. 1.

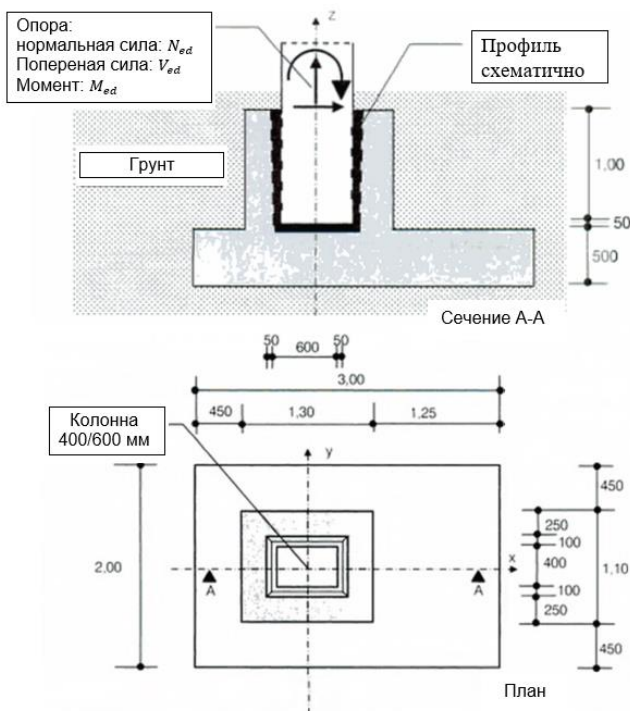


Рис. 1. План фундамента, сечение А-А

Такое решение предотвращает опрокидывание стакана с колонной при меньшем расходе бетона, если сравнивать с симметрично запроектированным фундаментом. Это происходит за счет уменьшения момента на подошве фундамента рис.2, т.к. вертикальная нагрузка от колонны имеет эксцентриситет относительно оси симметрии (S) в фундаментной подошве. Таким образом возникает момент уменьшающий, суммарный момент действующий на подошве фундамента. Что приводит к уменьшению максимальное давление на грунт.

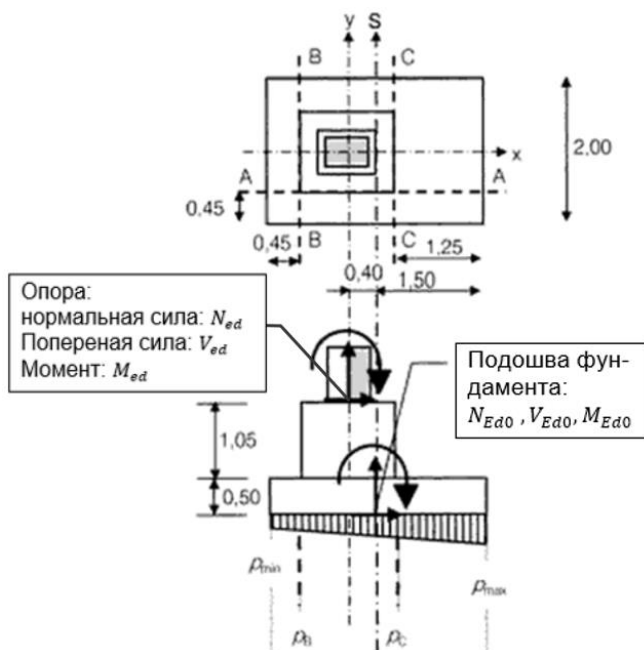


Рис. 2. Усилия в фундаменте

Толщина фундаментной плиты с учетом поперечного армирования

При дальнейшем расчете фундамента со смещённой подошвой необходимо уделить внимание силам продавливания.

При смещении подошвы мы вывели бетон фундамента за пределы призмы продавливания настолько, что одного бетона уже недостаточно для восприятия поперечных сил рис. 3. Следовательно, предусматривается поперечное армирование рис. 4. В целях экономии принят шпоночный стык колонны с фундаментом, что позволило увеличить призму продавливания и тем самым сэкономить на поперечном армировании и бетоне.

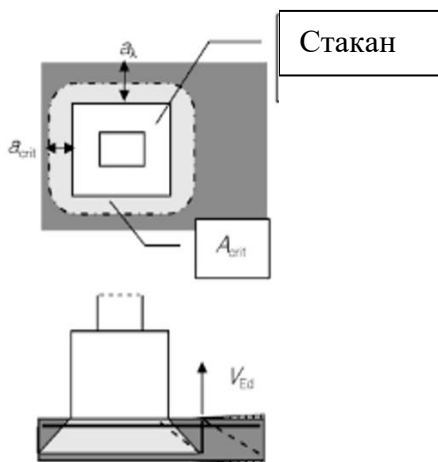


Рис. 3. Призма продавливания

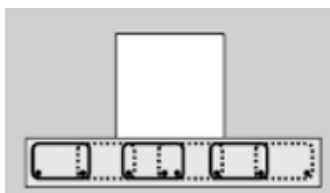


Рис. 4. Поперечное армирование

Выводы. При использовании выше приведенных рекомендаций учебном процессе и в реальном проектировании позволит, по мнению авторов, получить более экономичную конструкцию фундамента.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. ТКП EN 1990-2011* (02250). Еврокод. Основы проектирования строительных конструкций. – Введ. 2011-11-15. – Минск : Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2012. – 61.
2. ТКП EN 1997-1-2009. (02250). Еврокод 7. Геотехническое проектирование. Часть 1. Общие правила. – Введ. 2009-12-10. – Минск : Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2010. – 121.

3. ТКП EN 1992-1-1-2009* (02250). Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий. – Введ. 2009-12-10. – Минск : Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2015. – 205 с.

4. ТКП 45-5.01-67-2007. Фундаменты плитные. Правила проектирования. – Введ. 2007-04-02. – Минск : Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2008. – 136 с.

5. Пособие к выполнению 2-го курсового проекта и раздела дипломного проекта по курсу «Железобетонные конструкции» 2-ое изд. Брест 2014 г.

6. Włodzimierz Starosulski. Konstrukcje żelbetowe według Eurokodu 2 i norm związanych. Wydawnictwo naukowe PWN. Warszawa 2012.

7. RF-/FUND Pro. Bemessung von Einzelfundamenten nach EN 1992-1-1 und EN 1997-1. Programmbeschreibung. Dlubal Software GmbH 2016. Am Zellweg 2 D-93464 Tiefenbach Deutschland.
www.dlubal.de

УДК 624.072.33.04 (083.75)

ПРЕДЛОЖЕНИЯ ПО КОРРЕКТИРОВКЕ ТКП EN 1990 «ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ»

ДАВЫДОВ Е. Ю.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

ТКП EN 1990 является основным европейским документом по проектированию строительных конструкций. В этом документе приведены основополагающие принципы и правила по расчету конструкций, по определению расчетных характеристик материалов, расчетных значений нагрузок, приведены также требования к составлению сочетаний нагрузок и показатели надежности конструкций, вычисляемые вероятностными методами теории надежности. Исходя из сказанного следует, что изложенные в ТКП EN 1990 положения не должны допускать каких-либо двусмысленных толко-

ваний, содержать неопределенности в формулировках, а также не должны снижать уровень надежности конструкций и, соответственно, зданий и сооружений. Целью данной статьи является обратить внимание специалистов на некоторые несоответствия, имеющие место в анализируемом документе.

Прежде всего, следует обратить внимание на некоторые, не совсем привычные с точки зрения нашего инженера, формулировки. В тексте документа довольно часто используются названия групп предельных состояний в виде: «предельные состояния несущей способности» или «предельные состояния эксплуатационной пригодности». «Предельное состояние» и «несущая способность» это применительно к строительным конструкциям одно и то же и поэтому такая формулировка уже логически неверна. Кроме того, в указанной формулировке «предельное состояние» является определением к «несущей способности», что также является неправильным, так как должно быть наоборот. Аналогичные замечания имеются и по второй формулировке. Поэтому предлагается вернуться к прежним формулировкам: «предельное состояние по несущей способности» и «предельное состояние по эксплуатационной пригодности».

В существующем издании ТКП EN 1990 используется определение (название), которое совершенно не соответствует определениям, используемым в нашей учебной, справочной и нормативной литературе. Например, слово «конструкция» по ТКП EN 1990 это «организованная совокупность соединенных между собой частей здания»; «элемент конструкции» по ТКП EN 1990 это «физически различимая составная часть конструкции, например, колонна, балка, плита, свая», и т.д. Во всякой дополнительной (новой) технической литературе следует для лучшего понимания применять устоявшиеся термины и определения. При этом, следует учитывать, что дословный перевод – это не всегда правильный перевод.

В нормативных документах все приведенные правила и указания не должны допускать каких либо субъективных толкований и не должны быть неконкретными. В ТКП EN 1990 имеется множество таких правил и указаний. Примеры некоторых таких неопределенностей:

- п.4.1.2 (2) Р «если изменчивость величины «G» может рассматриваться как *малая*»;
- п.4.1.2(3) «если величина «G» *существенно* не изменяется»;

– п.4.1.2(4) «если конструкция **чувствительна** к изменению величины «G»;

– п.5.1.2(3) Р «если они **существенно** повышают эффекты воз- действий»;

– п.6.3.3(1) «любые другие **значимые** параметры» и т.д. Очевидно, что все эпитеты «малая», «существенно», «чувствительная», «значимые» должны иметь конкретное числовое сопровождение.

Таблица А1.1, приведенная в Приложении А1 (обязательное Приложение) нуждается в существенной корректировке. Приведенная в данной статье таблица1 является копией таблицы, приведенной в Национальном приложении. Цифры в скобках добавлены автором.

Таблица 1.

Рекомендуемые значения коэффициентов Ψ для зданий

Воздействие	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Равномерно распределённая нагрузка в зданиях в зависимости от категории (см. EN 1991-1-1)			
Категория А: жилые помещения	0,7 (0,9)	0,5	0,3 (0,35)
Категория В: офисные помещения	0,7 (0,9)	0,5	0,3 (0,35)
Категория С: залы для собраний	0,7 (0,9)	0,7	0,6 (0,35)
Категория D: торговые площади	0,7 (0,9)	0,7	0,6 (0,35)
Категория Е: складские прощадии	1,0	0,9	0,8
Категория F: проезжая часть для транспортных средств весом менее 30 кН	0,7 (0,9)	0,7 (0,5)	0,6 (0,35)
Категория G: проезжая часть для транспортных средств весом от 30 до 160 кН	0,7 (0,9)	0,5	0,3
Категория Н: покрытия	0,0 (0,9)	0,0 (0,5)	0,0 (0,35)
Снеговые нагрузки на здания (см. EN 1991-1-3)	0,7 (0,9)	0,5	0,35
Ветровые нагрузки на здания (см. EN 1991-1-4)	0,6 (0,9)	0,2 (0,5)	0,0
Температурные нагрузки (исключая пожары) на здания	0,6 (0,9)	0,5	0,0

Неприемлемым здесь является то, что при расчете покрытий коэффициенты Ψ_0 Ψ_1 Ψ_2 приняты равными 0. Ниже приведена формула по составлению сочетаний нагрузок в случае постоянных или переходных расчётных ситуаций (основные сочетания). Приведен-

ная формула является копией формулы 6.10 приведенной в ТКП EN 1990.

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} "+" \gamma_P P "+" \gamma_{Q,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (1)$$

Исходя из формулы (1) следует, что при расчете покрытий может быть учтена только одна временная нагрузка, например, снеговая, как доминирующая временная нагрузка. Все остальные временные нагрузки уже не могут быть учтены т.к. коэффициенты сочетаний при этих нагрузках равны 0. Как правило, на покрытие действуют не только постоянная и снеговая нагрузки, но также могут иметь место нагрузки от оборудования, подвесных грузоподъемных механизмов, нагрузки при ремонте и т.д., которые также должны входить в расчетное сочетание нагрузок. Исходя из этого, коэффициенты Ψ_0 Ψ_1 Ψ_2 не могут быть приняты равными 0. В таблице (1) в скобках указаны значения коэффициентов Ψ_0 Ψ_1 Ψ_2 принятые в Российской Федерации. При этом, по российским правилам для второй и последующих по степени влияния временных нагрузок коэффициенты Ψ_0 Ψ_1 Ψ_2 могут быть уменьшены на 20%.

В Национальном приложении проекта Изменения N2 ТКП EN 1990 указывается: «для дифференциации надежности объектов следует руководствоваться Приложением В». В этом Приложении дифференциация надежности представлена индексами надежности и вероятностью отказа (см. таблицу 2).

Таблица 2

Соответствия между вероятностью отказа
и индексами надёжности

P_f -вероятность отказа	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}
β - индекс надёжности	1,28	2,32	3,09	3,72	4,27	4,75	5,20

Нужно отметить, что значения параметров, приведенных в данной таблице, получены еще Ржанициным А.Р. 70 лет тому назад. При этом, Ржаницын А.Р. предполагал, что все задействованные величины подчиняются только нормальному закону, что является, конечно, большой натяжкой. Авторы еврокода использовали другие законы распределения: логарифмически нормальные распределения

или распределения Вейбула для характеристики свойств материалов, нормальные распределения для собственного веса конструктивных элементов и для переменных воздействий. Но результаты получились точно такими же. Здесь следует проявить некоторый скептицизм к полученным результатам вероятностных расчетов применительно к области строительных конструкций. Для этого имеются следующие основания:

1. Согласно теории вероятностей изучаемые случайные события должны иметь массовый характер, допускающий многократную их реализацию в практически однородных условиях. Последнее требование, как правило, практически никогда не выполняется;

2. Не учитывается сложность взаимодействия строительных конструкций с окружающей средой. Например, снеговые и ветровые нагрузки зависят не только от района и высоты зданий и сооружений, но и от расположения других объектов, окружающих исследуемое здание, от форм покрытия, от оборудования, которое может располагаться на покрытии. Все эти факторы, которые к тому же могут быть непостоянными, учесть при вычислении вероятности отказа невозможно;

3. Большинство нагрузок и воздействий не имеют статистических данных и назначены на основании инженерного опыта, также как и частные коэффициенты, используемые при расчете конструкций. Использование вероятностных методов для обработки параметров, не имеющих статистических данных, является не корректным;

4. Если на какие то величины имеются статистические данные, но при их использовании в расчетах конструкций они умножаются на частные коэффициенты, то в этом случае также использование вероятностных методов становится не корректным;

5. Применять одну и ту же методику для определения вероятности отказа для совершенно разных конструктивных форм например, для башни и каркаса здания, для статически определимой и статически неопределимой конструкции, представляется совершенно неприемлемым.

Для того, чтобы спрогнозировать наступление предельных состояний (вероятности отказа) нужно, как минимум, исключить из рассмотрения человеческий фактор и природные катаклизмы. Именно эти факторы на 95% являются причиной наступления отказов. Понятно, что исключение указанных факторов не представля-

ется возможным. Поэтому вероятности и отказов и значения индексов надежности приведенные в ТКП EN 1990 не представляет практической ценности, что признается и авторами европейских норм (см. п.С.4(3) Примечание, п.С.5 (3), п.С. 6(2)). Тем более малодостоверными являются так называемые «целевые значения индексов надежности» (см. таблицу N3), которые, по замыслу авторов европейских норм должны представлять результаты оптимизации индексов надежности.

Таблица 3

Целевые значения индекса надёжности
для класса надёжности RC 2

Предельное состояние	Контрольное значение индекса надёжности	
	1 год	50 лет
Несущая способность	4,7	3,8
Усталость		1,5 – 3,8
Эксплуатационная пригодность (необратима)	2,9	1,5

Выводы:

1. В переводных технических документах, в том числе и в европейских нормах, необходимо в меньшей степени вводить какие-либо новые определения или названия, но в большей степени использовать определения и названия устоявшиеся в нашей технической литературе;
2. Значения коэффициентов сочетаний, принятые ТКП EN 1990, т. А1.1, следует скорректировать по примеру Российской Федерации;
3. Индексы надёжности и вероятности отказов, приведенные в ТКП EN 1990, в таблицах С1 и С2, Приложения С, не представляют никакого практического значения и делать ссылки на них в Национальном приложении представляется неуместным.

ВОПРОСЫ УЧЕТА КРАНОВЫХ НАГРУЗОК ПРИ РАСЧЕТЕ ПРЗ ПО ЕВРОКОДУ

ЖАБИНСКИЙ А. Н.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

В настоящее время определение нагрузок и воздействий на ПРЗ, а также составление комбинаций РСУ, для определения расчетных усилий в элементах рамы выполняют в соответствии ТКП EN 1991 и ТКП EN 1990. Степень надежности каркаса и его экономичность в значительной мере зависит от правильного определения нагрузок и воздействий.

Вертикальные и горизонтальные нагрузки на колесо мостовых кранов определяют в соответствии с ТКП EN 1991-3. Они включают гравитационные нагрузки, в том числе грузоподъемность, инерционные силы, вызванные ускорением/торможением и перекосом, а также другими динамическими эффектами. Динамические компоненты, вызванные колебаниями под воздействием инерционных или демпфирующих сил, как правило, учитываются коэффициентами динамичности φ , которые применяются к значениям статического воздействия $F_{\varphi,k} = \varphi F_k$,

где: $F_{\varphi,k}$ – характеристическое значение воздействия крана;

φ_i – коэффициент динамичности;

F_k – характеристический статический компонент воздействия крана.

В таблице 2.1 ТКП EN 1991-3 приведены значения коэффициентов динамичности $\varphi_1 - \varphi_7$, которые учитываются при определении нагрузок как случайные воздействия. Коэффициенты φ_1 и φ_2 , учитывающие эффекты возбуждения конструкции крана вследствие подъема груза и передачи грузоподъемной нагрузки от земли к крану находятся в пределах 0,9-1,2 и более (φ_2 – зависит от скорости подъема груза).

Для анализа крановых воздействий был выполнен расчет определений нагрузок на колесо крана и давления на колонну по ТКП EN и СП РФ. Результаты расчета показали, что крановая нагрузка на колесо крана и опорное давление на колонну (при 2-х кранах), подсчитанные по ТКП EN, оказались, соответственно, больше значений по СП РФ в 1,3-1,5 раза. Это связано с тем, что в правилах EN более высокие частные коэффициенты надежности по нагрузке (1,35, в СП 1,2), не учитываются при расчете коэффициенты сочетаний $\Psi=0,85$ (для 2-х кранов). Следует отметить, что вопрос касающийся сочетаний нагрузок, зависящий от количества кранов и режима работы, в европейских нормах, на наш взгляд, в полной мере не изучен, поскольку в промышленных зданиях в основном применяются напольные мостовые краны.

УДК 624

ВЛИЯНИЕ КОНСТРУКТИВНЫХ ОСОБЕННОСТЕЙ БОЛТОВЫХ ФЛАНЦЕВЫХ УЗЛОВ НА РАСПРЕДЕЛЕНИЕ ВНУТРЕННИХ УСИЛИЙ В ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЕ ЗДАНИЯ

БАКШАНСКИЙ И. С., ЖАБИНСКИЙ А. Н.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

В настоящее время в зарубежной и отечественной практике строительства каркасов одноэтажных и многоэтажных зданий и сооружений узловые соединения балок с колоннами в основном проектируют с использованием фланцевых соединений на болтах. Это объясняется тем, что при таких соединениях значительно упрощается монтаж конструкций, исключается применение монтажной сварки на высоте и ее контроль, повышается надежность и безопасность каркаса в целом. Степень надежности каркаса в значительной мере зависит от правильного применения метода расчета и проектирования таких соединений.

**Отечественные и европейские правила проектирования
фланцевых соединений на болтах. Классификация соединений.**

Проектирование фланцевых соединений на болтах балок с колоннами сечением из двутавров выполняют в соответствии с требованиями, приведенными в документах [1] – [6] или европейскими правилами (Еврокод 3), приведенными в [7] – [11].

В отечественной практике проектирования фланцевых соединений на болтах, приведенными в документах [1] – [4], устанавливают порядок расчета и конструирования соединений на жестких фланцах и высокопрочных болтах с контролируемым предварительным натяжением. В серия [5] (выпуск 7), содержится методика оценки несущей способности и вращательной жесткости для основных типов рамных узлов (рис. 1).

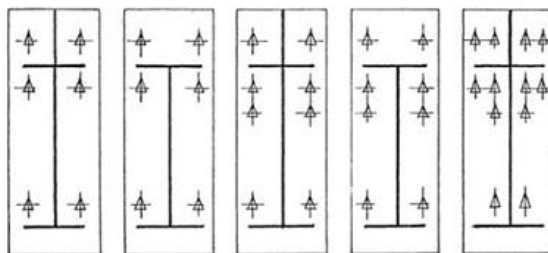


Рис. 1 Некоторые типы фланцевых соединений балок и колонн

В работе В.В.Катюшина – [6], приводится методика определения несущей способности и вращательной жесткости фланцевых соединений и оценки напряженно-деформированного состояния (НДС) фланцев и болтов с учетом их совместной работы, а также физической и геометрической нелинейности элементов соединения.

Европейскими правилами, устанавливающими порядок расчета фланцевых соединений на болтах, является EN [7] и в РБ – ТКП EN [8]. В разделах 5 и 6 [8] приведены правила классификации, конструктивные решения, порядок и методы определения расчетных сопротивлений и вращательной жесткости узлов фланцевых болтовых соединений. В пособиях по проектированию [9], [10] и [11], содержится порядок расчета и конструирования шарнирных, жестких и полужестких фланцевых узлов.

Фланцевые соединения с высокой вращательной жесткостью (рис. 2) определенные в пособии [10], как и в отечественных документах [3, 5], проектируют с относительно толстыми фланцами с

или без усиления стенки колонны (рис. 3), или с опорными столиками под фланцами ([4] и [5]), что влияет на вращательную жесткость узла.

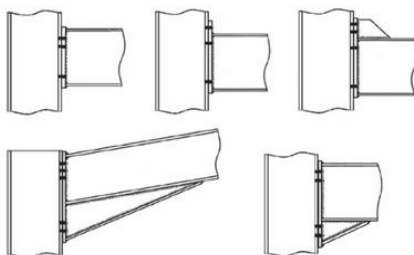


Рис. 2. Рамные фланцевые узлы согласно [10]

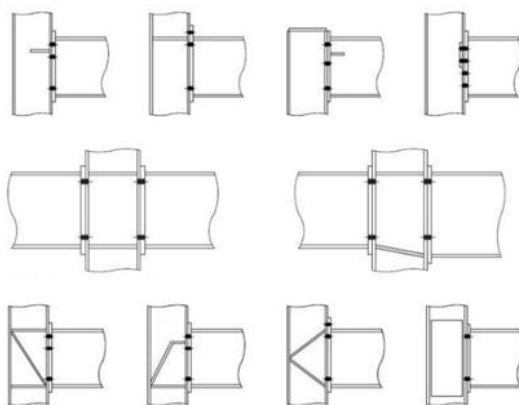


Рис. 3. Способы усиления фланцевых узлов согласно [10]

Конструктивные решения шарнирных узлов (рис. 4) на тонких фланцах (10 – 12мм) и методика их расчета приведена в пособии [9]. Полужесткие соединения, согласно [11], имеют толщины фланцев 12-15мм (рис. 5), рассчитываются как шарнирные при действии вертикальных нагрузок, и передающие момент от действия горизонтальных нагрузок [12]. Для шарнирных и полужестких узлов отсутствуют усиления в виде ребер, ответных планок и накладок, что соответствует критериям работы таких узлов, определенных в EN [7].

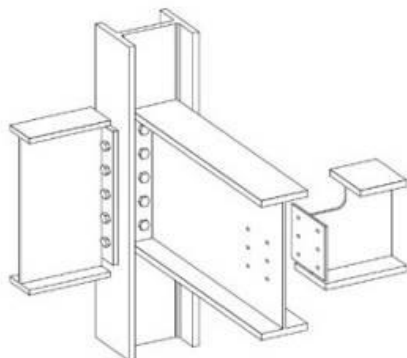


Рис. 4. Общий вид шарнирных фланцевых узлов

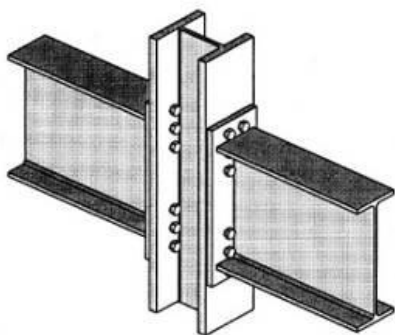


Рис. 5. Общий вид полужестких фланцевых узлов согласно [11]

Зависимость «изгибающий момент – угол поворота». Понятие вращательной жесткости

Согласно EN [7] и ТКП EN [8] расчетная зависимость «момент-угол поворота» описывает связь между изгибающим моментом в узле и углом поворота его опорного сечения, и определяет такие конструктивные свойства соединения, как сопротивление изгибу (прочность), вращательная жесткость и вращательная способность (рис. 6). В серии [5] данная зависимость (рис. 7) определяет прочность, изгибную жесткость и деформативность, что соответствует европейским нормам [7].

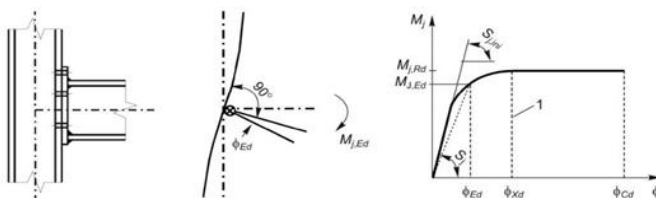


Рис. 6. Зависимость «момент – угол поворота», где:

$S_{j,ini}$ – начальная вращательная жесткость соединения, соответствующая упругой работе; S_j – секущая вращательная жесткость; $M_{j,Ed}$ – изгибающий момент в соединении; $M_{j,Rd}$ – предельный изгибающий момент (расчетное сопротивление узла); ϕ_{Ed} – угол поворота опорного сечения, соответствующий действующему моменту; ϕ_{Xd} – угол поворота опорного сечения, соответствующий расчетному сопротивлению и являющийся границей для определения S_j

Расчетное сопротивление изгибу (прочность) – способность соединения воспринимать изгибающий момент, его значение соответствует максимальному значению изгибающего момента на кривой зависимости момента и угла поворота ($M_{j,Rd}$ на рис. 6 и $M_{A,B,B}$ на рис. 7). Вращательная (изгибная) жесткость характеризует жесткость всех элементов соединения и определяется тангенсом угла наклона касательной к кривой «момент – угол поворота» в определенной точке согласно [5], и является секущей жесткостью согласно [7] (S_j и $S_{j,ini}$ на рис. 6). Вращательная способность (деформативность) – способность узла поворачиваться под действием момента, согласно [7] определяется максимальным значением угла поворота на диаграмме (ϕ_{Cd} на рис. 7).

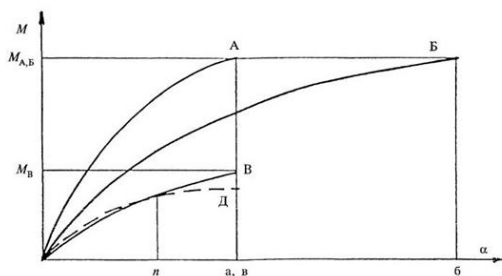


Рис.7 Зависимости «момент – угол поворота» для соединений различной конструктивной формы согласно [5], где: M_A , M_B и M_B – изгибающие моменты в соединениях; α – угол поворота опорного сечения; A, B, B – кривые зависимости «момент-угол поворота» для узлов с различной вращательной жесткостью

EN [7] определяет граничные области для значений вращательной жесткости (рис. 8), в зависимости от которых соединение можно классифицировать как жесткое, полужесткое или шарнирное.

Расчетное сопротивление изгибу (прочность) – способность соединения воспринимать изгибающий момент, его значение соответствует максимальному значению изгибающего момента на кривой зависимости момента и угла поворота ($M_{j,Rd}$ на рис. 6 и $M_{A,B,B}$ на рис. 7). Вращательная (изгибная) жесткость характеризует жесткость всех элементов соединения и определяется тангенсом угла наклона касательной к кривой «момент – угол поворота» в определенной точке согласно [5], и является секущей жесткостью согласно [7] (S_j и $S_{j,ini}$ на рис. 6). Вращательная способность (деформативность) – способность узла поворачиваться под действием момента, согласно [7] определяется максимальным значением угла поворота на диаграмме (на рис. 8).

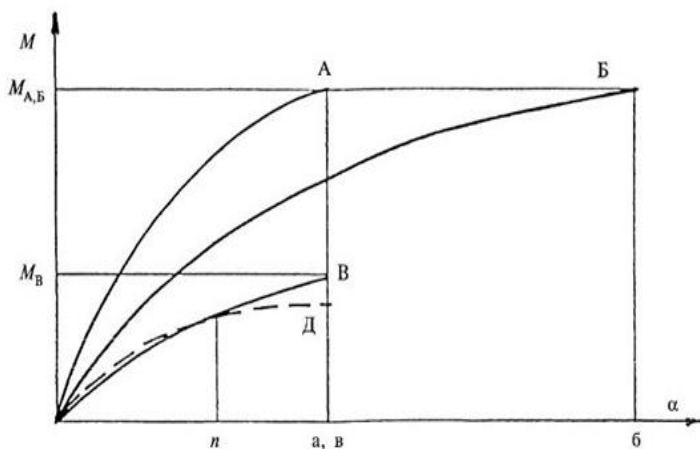


Рис. 8. Зависимости «момент – угол поворота» для соединений различной конструктивной формы согласно [5], где: M_A , M_B и M_B – изгибающие моменты в соединениях; α – угол поворота опорного сечения; A, B, B – кривые зависимости «момент-угол поворота» для узлов с различной вращательной жесткостью;

EN [7] определяет граничные области для значений вращательной жесткости (рис. 9), в зависимости от которых соединение можно классифицировать как жесткое, полужесткое или шарнирное.

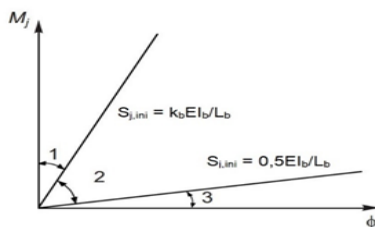


Рис. 9. Границы классификационных зон согласно [7]

На рис. 9, зоны 1, 2 и 3 – области жестких, полужестких и шарнирных узлов соответственно; $S_{j,ini}$ – вращательная жесткость; I_b – момент инерции сечения балки; L_b – пролет балки (расстояние между центрами колонн).

Граничные значения вращательной жесткости зависят от жесткостных характеристик соединяемых элементов: стенки и полки колонны, размеров фланца, расположения болтов и наличия или отсутствия системы связей по каркасу.

В шарнирных и полужестких болтовых фланцевых соединениях необходимая величина вращательной жесткости достигается за счет тонких фланцев, порядка размещения болтов и отсутствия элементов усиления (ребер жесткости и др.). В виду деформативности фланцев и полок ответной части колонн достигается необходимый угол поворота опорного сечения, но без достижения предельного состояния каким-либо из элементов узла. Деформированные схемы шарнирных и полужестких соединений согласно [9] и [1] приведены на рис. 10 и 11.

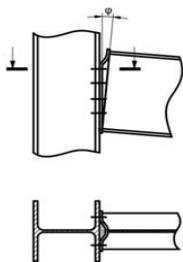


Рис. 10. Работа шарнирного фланцевого узла согласно [9]

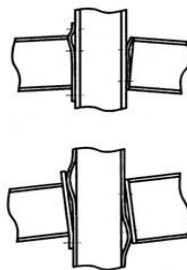


Рис. 11. Работа полужесткого фланцевого узла согласно [11]

Влияния вращательной жесткости узлов на распределение изгибающих моментов в поперечной раме.

В качестве примера в данной статье приведены результаты расчета П – образной рамы из элементов двутаврового профиля (35Б2 для балки, 30Ш2 для колонны) на действие равномерно распределенной нагрузки. Значения вращательной жесткости соединений балки и колонн вычислены для трех классификационных зон (рис. 8) согласно EN [7] приведены на рис. 11. Значения изгибающих моментов в элементах рамы с различными значениями вращательной жесткости узлов приведены на рис. 12.

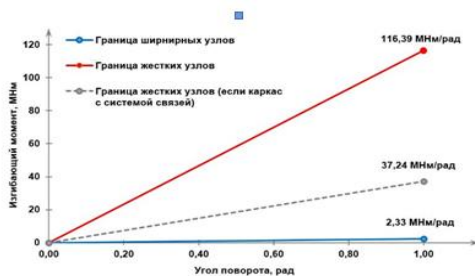


Рис. 12. Граничные значения вращательной жесткости для рамы

На рис. 13 изображен график изменения изгибающих моментов в раме в зависимости от величины вращательной жесткости узловых соединений.

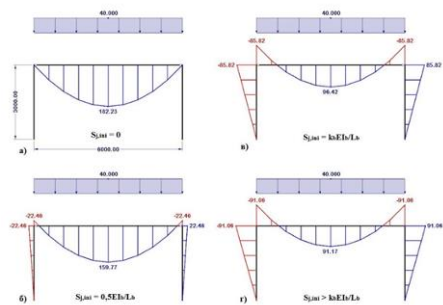


Рис. 13. Определение изгибающих моментов в П-образной раме в зависимости от вращательной жесткости соединений балки и колонн согласно [7] (моменты – кНм, нагрузка – кН/м)

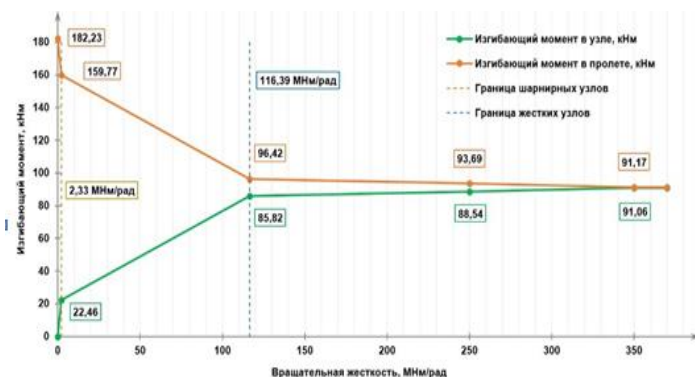


Рис. 14. Зависимость изгибающих моментов в раме от вращательной жесткости узлов

Наклонные части графиков соответствуют области полужестких узлов. Изменение изгибающих моментов для балок в пролете и на опоре (при жесткостях от границы шарнирного до границы жесткого узла в соответствии с рис. 14) составляет в среднем 55%. Это подтверждает необходимость соблюдать соответствие вращательных жесткостей узловых соединений, принимаемых для статического расчета, с реальными значениями, зависящими от конструкции узлов. Если при статическом расчете узел соединения балки с колонной принимался жестким, а по каким-либо причинам при проектировании или монтаже он оказался полужестким, то произойдет увеличение момента в пролете балки, что может стать причиной аварийной ситуации.

Выводы. Анализ выполненных исследований показал, что работа болтовых фланцевых соединений балок и колонн имеет сложный характер и сопряжена со значительным влиянием нелинейности в распределении внутренних усилий в элементах. Рассмотренные методики расчета в полной мере позволяют гарантировать безопасность и долговечность принятых по ним решений — это обусловлено большим практическим опытом, который является основой европейских и отечественных норм.

По результатам проведенного анализа можно сделать следующие выводы:

1. Болтовые фланцевые соединения балок и колонн, запроектированные согласно отечественных норм, в основном являются

жесткими узлами. В соответствии с европейскими нормами возможно проектирование жестких, полужестких и шарнирных болтовых фланцевых соединений.

2. Правила определения вращательной жесткости узлов и ее учета при расчете каркасов (работы Каленова В. В.) не нашли отражения в отечественных нормах. Европейские нормы EN содержат методики вычисления вращательной жесткости и ее учета при определении усилий в элементах каркасов зданий.

3. Согласно EN в шарнирных и полужестких болтовых фланцевых узлах без усиления необходимый уровень вращательной жесткости достигается на счет пластических деформаций фланца и полки ответной части колонны. Отечественные нормы ограничивают работу узла упругой стадией. Теория расчета болтовых фланцевых соединений с учетом развития пластических деформаций содержится в работах Каленова В.В. и Катюшина В.В., но она не получила распространения.

4. Одним из обязательных конструктивных требований отечественных правил является применение в фланцевых соединениях высокопрочных болтов с контролируемым предварительным натяжением, что обеспечивает передачу поперечной силы за счет сопротивления трению контактных поверхностей. Согласно европейским нормам это не является обязательным: фрикционные соединения используются там, где это необходимо (для снижения деформативности или при действии динамических нагрузок), в остальных случаях расчетом учитывается передача поперечной силы на болты. В таких случаях болты рассчитываются на растяжение и сдвиг как обычные без предварительного натяжения.

5. Уровень влияния вращательной жесткости соединений на распределение изгибающих моментов в элементах каркаса (балках и колоннах) достаточно высок, поэтому необходимо соблюдать соответствие вращательных жесткостей узловых соединений, принимаемых для статического расчета, со значениями, вычисленными для принятой конструкции узлов.

6. Методики оценки вращательной жесткости соединений и ее влияния на распределение внутренних усилий в элементах каркасов представляют практический интерес и требуют подробного изучения.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. СНиП II-23-81* «Стальные конструкции».
2. Пособие по проектированию стальных конструкций (к СНиП II-23-81*, «Стальные конструкции») / ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя
3. СССР. – М., 1989. – 148с.
4. Рекомендации по расчету, проектированию, изготовлению и монтажу фланцевых соединений стальных строительных конструкций / ЦНИИ проектстальконструкция им. Н.П. Мельникова. – М., 1989. – 51с.
5. Серия 2.440-2 «Узлы стальных конструкций производственных зданий промышленных предприятий», Выпуск 1 «Шарнирные узлы балочных клеток и рамные узлы примыкания ригелей к колоннам» / ЦНИИ проектстальконструкция им. Н.П. Мельникова. – М., 1989. – 80с.
6. Серия 2.440-2 «Узлы стальных конструкций производственных зданий промышленных предприятий», Выпуск 7 «Болтовые фланцевые рамные соединения балок с колоннами стальных каркасов зданий и сооружений» / НИПИПромстальконструкция – М., 1994. – 83с.
7. Здания с каркасами из стальных рам переменного сечения (расчет, проектирование, строительство) / Катюшин В.В. – М.: ОАО «Издательство «Стройиздат», 2005. – 656 с.: ил.
8. EN 1993-1-8 «Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-8: Design of joints».
9. ТКП EN 1993-1-8-2009* «Проектирование стальных конструкций. Расчет соединений».
10. Joints in steel construction: Simple joints to Eurocode 3. – The Steel Construction Institute and The British Constructional Steelwork Association 2014. Publication Number: SCI P358. ISBN 978-1-85942-201-4.
11. Joints in steel construction: Moment-resisting joints to Eurocode 3. – The Steel Construction Institute and The British Constructional Steelwork Association 2013. Publication Number: P398. ISBN 978-1-85-942209-0.

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ РАБОТЫ СОЕДИНЕНИЙ ДЕРЕВЯННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ НА ЖЕСТКИХ НАГЕЛЬНЫХ ПЛАСТИНАХ

ЖУК В. В., ШЕВЧУК В. Л., АНТИПОРОВИЧ А. В.

Брестский государственный технический университет

Брест, Беларусь

Введение. В последнее время широкое применение получили деревянные конструкции рамного типа в качестве несущих каркасов зданий животноводческих ферм. Рамы проектируют из ригелей, стоек и подкосов, выполненных из цельной древесины. Применение местного материала (запасы древесины в республике составляют 1.3-1.4 млрд. м³) позволяет уменьшить стоимость строительства до 30% по сравнению с объектами, возведенными из железобетонных и металлических конструкций [4]. Анализ конструктивных решений животноводческих зданий рамного типа [6] показывает, что ригели рам выполняют из двух составных по высоте брусев, соединённых между собой стяжными болтами.

В России разработаны несущие деревянные конструкции с соединениями на нагельных пластинах [1], устанавливаемых в зазор между соединяемыми по высоте брусками. Нагельные пластины имеют основу из материала различной жесткости и конструктивной формы, к которым прикреплены цилиндрические нагели различного диаметра и длины. Применение нагельных пластин вместо стяжных болтов в несущих конструкциях на податливых связях позволяет уменьшить расход металла.

Анализ литературных источников показал, что работа соединений на нагельных пластинах изучена недостаточно. При определении расчетного сопротивления нагеля изгибу, рекомендуется учитывать стесненность развития пластических деформаций при изгибе в зависимости от способа закрепления нагеля путем введения коэффициента K_H : при плотной посадке $K_H = 1.1$; при закреплении на сварке $K_H = 1.2$ [3]. По данным [5], при расстановке нагелей с минимально допустимым шагом, относительная прочность соединения

на нагельных пластинах близка к расчетному сопротивлению цельной древесины на скалывание при изгибе (1.6-1.8 МПа), а относительная сдвиговая прочность ещё более высока, так как несущая способность на один срез нагеля увеличивается до 40%.

Всё это свидетельствует о необходимости уточнения несущей способности соединения деревянных элементов на нагельных пластинах путем проведения экспериментальных исследований.

Характеристика объекта исследования

С целью изучения несущей способности и деформативности соединений деревянных элементов на жестких нагельных пластинах были изготовлены и испытаны на воздействие кратковременной статической нагрузки при сжатии три серии образцов: серия С-1 – соединения на нагельных пластинах, установленных с зазорами между крайними и средним деревянными элементами (зазоры равны толщине основы нагельной пластины); серия С-2 – соединения на нагельных пластинах, установленных без зазоров между крайними и средним деревянными элементами (зазоры устранены посредством выборки древесины на ширину и толщину пластины в местах их установки); серия С-3 – соединения на цилиндрических нагелях с заостренными концами (контрольные образцы).

Нагельные пластины были изготовлены из листовой стали толщиной 6 мм (жесткая основа) и цилиндрических нагелей диаметром 8 мм. В пластине рассверливались отверстия диаметром 8 мм, в которые вставлялись два цилиндрические нагеля. Объединение элементов нагельных пластин выполнено с помощью электродуговой сварки (рис. 1). Для соединения деревянных элементов серии С-3 использовались цилиндрические нагели диаметром 8 мм и длиной 106 мм.



Рис. 1. Жесткие нагельные пластины

Назначение размеров образцов и нагельных пластин производилось с учетом действующих норм по расстановке нагелей [7] и требований [3]. В результате образцы всех серий имели следующие размеры: крайние элементы $t_1 \times b \times h = 90 \times 70 \times 350$ мм, средние элементы $t_2 \times b \times h = 180 \times 70 \times 350$ мм. Образцы были изготовлены из сосны 1 сорта. В момент испытания влажность образцов оказалась в пределах 13 – 17%.

Сборка соединений деревянных элементов выполнялась в 2 этапа: на первом этапе цилиндрические нагели устанавливались в предварительно рассверленные отверстия диаметром 6 мм в деревянных элементах; на втором этапе производилась запрессовка нагельных пластин и цилиндрических нагелей при помощи направляющих с использованием испытательной машины П250. Запрессовку осуществляли при скорости вдавливания 10 мм/мин и прекращали при полном внедрении нагелей в древесину.

Деформации взаимного сдвига элементов измеряли индикаторами часового типа ИЧ-10, установленными с противоположных сторон образца. Во избежание возможного при испытаниях перекоса элементов соединения были установлены поперечные соединительные планки в верхней и нижней части образца.

Методика экспериментальных исследований и анализ результатов испытания

Образцы соединений деревянных элементов устанавливали на плиту основания универсальной испытательной машины «Controls 50-C1400». Сжимающее усилие от машины к образцу передавалось через распределительную стальную пластину. Образцы испытывались с непрерывно возрастающей нагрузкой со скоростью 70 Н/сек до полного разрушения соединений по методике [2]. На рис. 2 приведён общий вид испытания нагельных соединений.



Рис. 2. Общий вид испытания

После разгрузки проводился осмотр и фотографирование разрушенных образцов. Разрушение всех образцов происходило от изгиба цилиндрических нагелей и смятия древесины в нагельном гнезде (рис. 3).

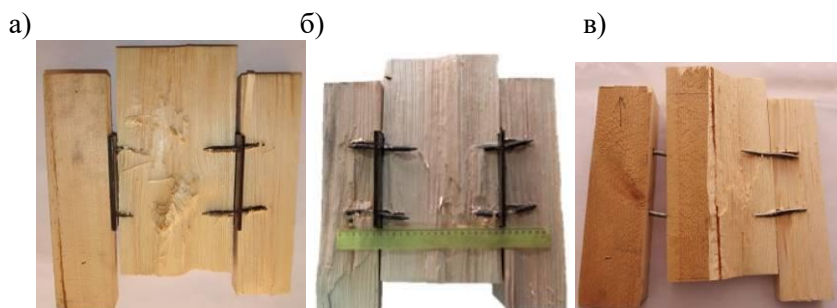


Рис. 3. Характер разрушения образцов:
а) серии С-1; б) серии С-2; в) серии С-3

По результатам испытаний были построены диаграммы зависимости « $F - \delta$ » испытываемых образцов, которые приведены на рис. 4.

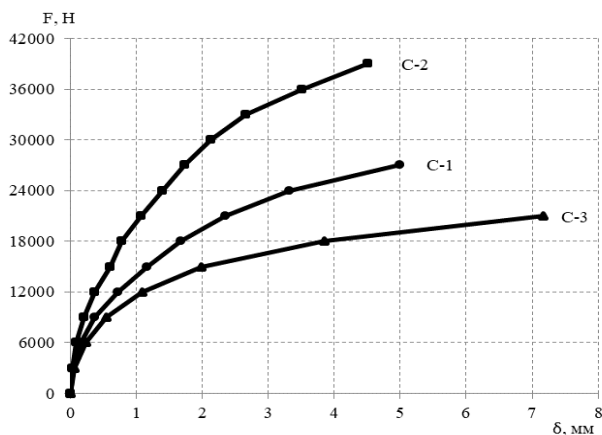


Рис. 4. Результаты испытаний образцов

Как видно из графиков, диаграммы деформаций представляют собой кривые с самого начала нагружения с протяженными, почти горизонтальными, конечными участками. Также, с ростом нагрузки, увеличивается разность полных деформации, особенно для образцов серии C-1 и C-3.

Анализ диаграмм разности полных деформаций, показал, что точка перелома, разграничивающая области I и II, соответствует значениям $F / F_{вр}$, равным: серия C-1-0.44, серия C-2-0.61, серии C-3-0.31.

Установка нагельных пластин без зазора (серия C-2) позволила увеличить несущую способность соединений почти на 50% по сравнению с образцами серии C-1 за счёт включения в работу древесины на смятие вдоль волокон в зонах контакта крайних и среднего деревянных элементов с металлической основой нагельных пластин.

При деформации сдвига $\delta = 2$ мм несущая способность образцов серии C-1 и C-2 соответственно в 1.30 и 1.97 раза выше по сравнению с контрольными образцами серии C-3.

Заключение

На основании выполненных экспериментальных исследований можно сделать следующие выводы:

1. Кратковременная несущая способность соединений деревянных элементов на жёстких нагельных пластинах при деформации

сдвига $\delta = 2$ мм образцов серии С-1 и С-2 в 1.30 и 1.97 раза соответственно выше, чем в соединениях на цилиндрических нагелях.

2. Установка жестких нагельных пластин без зазора (серия С-2) позволяет увеличить несущую способность соединения почти на 50% по сравнению с образцами серии С-1.

3. В формулу 5 [3] для определения расчетного сопротивления нагеля изгибу, необходимо помимо коэффициента, учитывающего стесненность развития пластических деформаций при изгибе в зависимости от способа закрепления нагеля, ввести коэффициент, учитывающий способ установки жестких нагельных пластин в сплавляемых элементах.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Пискунов, Ю.В. Несущие деревянные конструкции с соединениями на нагельных пластинах и элементах / Ю.В. Пискунов // Изв. вузов. Строительство и архитектура. – 1988. – № 6 – С. 13–17.

2. Рекомендации по испытанию соединений деревянных конструкций. – М.: Стройиздат, 1980. – 40 с.

3. Рекомендации по проектированию и изготовлению деревянных конструкций с соединениями на пластинах с цилиндрическими нагелями (системы КирПИ – ЦНИИСК) / им. В.А. Кучеренко. – М.: 1988. – 77 с.

4. Рубашевский, Ю. Эксплозивным объектам – рациональные проекты / Ю. Рубашевский // Вечерний Брест. – 2007. – 30 мая. – С.1.

5. Соединения деревянных конструкций. Обзорная информация. Вып. 3. Строительные конструкции / С.Б. Турковский [и др.]. – М.: ВНИИИС, 1988. – 44 с.

6. Строительство МТФ на 545 голов с выращиванием ремонтного молодняка в д. Песочня Горецкого района ОАО «Коптевская Нива» 06/‘2020-01-АС ОАО Государственный проектный институт «Могилевагропромпроект».

7. Технический кодекс установившейся практики. Деревянные конструкции. Строительные нормы проектирования. ТКП 45–5.05–146–2009(02250). – Введ. 01.01.2010. – Минск.: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2009. – 63 с.

О НЕКОТОРЫХ ОСОБЕННОСТЯХ ПРОЕКТИРОВАНИЯ БОЛЬШЕПРОЛЕТНЫХ АРОЧНЫХ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

ЗГИРОВСКИЙ А.И., КОЛЕДА С.М.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

В последние годы продолжается как рост цен на калийные удобрения, так и рост на их предложение, что очень важно для Республики Беларусь, для которой экспорт калийных удобрений остается одним из основных источников валютных поступлений. В перспективе наращивание мощностей в области производства калийных удобрений на пространстве СНГ следует рассматривать залежи Гремячинского, Непского и Эльтонского (Российская Федерация), Гарлыкского (Туркменистан) и др. месторождений. Производство калийных удобрений в Республике Беларусь находится примерно на уровне 10 млн. т в год. Такое количество хлорида калия обеспечивает в основном ОАО «Беларуськалий». Увеличить производство калийных удобрений в Республике Беларусь планируется после возведения Петриковского горно-обогатительного комбината и Нежинского горно-обогатительного комбината в Любанском районе. Петриковский ГОК является самым масштабным инвестиционным проектом ОАО «Беларуськалий». Проект предполагает строительство рудника и сильвинитовой обогатительно-фабрики. Сдача в эксплуатацию первой очереди проекта предполагается в конце 2019 года. Планируется, что к 2025 году мощность комбината вырастет до 3 млн. т калия в год. Нежинское предприятие по добыче калийной руды и по производству калийных удобрений будет производить до 2 млн. т калия в год. Возведение объекта реализует ИООО «Славкалий» с участием китайской генподрядной компании энергетического профиля «China State Energy Engineering Corp.Ltd».

Для хранения калийных удобрений чаще всего используют большепролетные клееные деревянные арки двух типов по форме очертания: стрельчатые трехшарнирные и треугольные. Пролет складов для хранения солей обычно составляет от 18 м до 45 м. В

последнее время наблюдается тенденция к увеличению пролета. Ограниченность применения большепролетных арок объясняется трудностью их транспортировки. Кроме того, клееные арки являются конструкциями заводского изготовления, и многое зависит от технологических возможностей склеивания длинномерных изделий, т.е. от длины прессы. Чем длиннее пресс, тем более гибким будет технологический процесс на этом производственном участке. На длинном прессе возможно склеивание изделий различной конфигурации. Арки стрельчатого очертания пролетом 45 м образуются из двух полуарок длиной по 34 м. В последнее время широко применяются арки треугольного очертания пролетом 45 м, которые образуются из двух прямолинейных балок длиной по 30 м. Возможности стапеля ЗАО «Солигорского института проблем ресурсосбережения с опытным производством» в г. Солигорске для склеивания деревянных конструкций ограничиваются длиной 38 м.

В зависимости от назначения сооружения, технологических процессов и архитектурных требований, арки могут быть запроектированы и изготовлены различных очертаний. Диапазон очертаний арок довольно широк. Наиболее распространенными являются арки кругового очертания и стрельчатые арки, треугольного очертания из прямолинейных элементов. Встречаются арки эллиптического, параболического и гиперболического очертаний, а также арки из криволинейных элементов и арки из двух элементов различных радиусов.

Арки являются одним из наиболее эффективных типов несущих конструкций, как с экономической, так и с эстетической точек зрения. Клеодошчатые арки в большинстве случаев проектируют прямоугольного постоянного сечения по длине пролёта, независимо от формы её очертания. Стрельчатые клеодошчатые арки более трудоемкие в изготовлении по сравнению с арками других очертаний.

Арка с рациональной осью – это такая арка, в любом сечении которой изгибающий момент равен нулю. При равномерно-распределённой нагрузке рациональная дуга арки имеет параболическое очертание. На практике такие ситуации не встречаются. Обычно приходится учитывать совокупность различных по характеру нагрузок [2-4, 7].

Треугольные арки, образованные из двух прямолинейных балочных элементов, наиболее просты и экономичны по сравнению с арками стрельчатого очертания. Обычно арки треугольного очертания

выполняются с расцентровкой в опорном и карнизном узлах, что позволяет уменьшить пролетный изгибающий момент и размеры поперечного сечения балочных элементов. Однако такой способ возможен только при наличии равномерно распределенной нагрузки. При наличии сосредоточенной нагрузки, например от тельферов, подвесок, галерей, которыми оборудованы склады минеральных удобрений, эффект от расцентровки не проявляется.

В последних разработках арочных покрытий, например, в складах готового продукта Гремячинского ГОК, применили полуарки в двухпролетном здании шатрового типа (рисунок 1). Основные несущие конструкции – двухшарнирные гнутоклеевые арки с шагом 6 метров с опорами на разных уровнях. Применение таких полуарок принято в первую очередь в зависимости от технологии складирования удобрений. Разумеется, что такие длинномерные полуарки весьма проблематично изготовить и транспортировать, поэтому полуарки расчленили на три отправочных элемента заводского изготовления, а уже на строительной площадке объединили в единый элемент на сварке при помощи вклеенных стержней [5, 6]. Полуарка состоит из трех частей: нижней опорной криволинейной зоны, среднего прямолинейного участка, верхней криволинейной зоны (рисунок 2). На наш взгляд очертание такой полуарки не является рациональным. Скорее всего, подобное очертание вызвано как условиями транспортировки, так и возможностью изготовления (ограничение длины стапеля для склеивания деревянных изделий).

В республике Беларусь в Любанском районе для Нежинского ГОК под склад готовой продукции запроектировано однопролетное здание шатрового типа (рисунок 3). Основные несущие конструкции – трехшарнирные гнутоклеевые арки пролетом 72 м с опорами в одном уровне. Высота склада в коньке около 30 м. При изготовлении таких арок предполагается собирать полуарки из двух элементов с устройством одного жесткого стыка на вклеенных стержнях. Полуарка состоит из двух частей: нижней опорной криволинейной зоны и верхнего клюшкообразного участка. По конфигурации полуарки как склада готового продукта Гремячинского ГОК, так и склада Нежинского ГОК также имеют средний прямолинейный участок. В обоих случаях склады оборудованы полупортальными кратцер-кранами. В обоих складах имеется центральная подпорная стена, на которую опираются кратцер-краны. На складе Гремячинского ГОК

подпорная стена является опорой для двухшарнирных полуарок. На складе Нежинского ГОК подпорная стена служит только опорой для кратцер-кранов и нагрузка от покрытия на неё не передается.

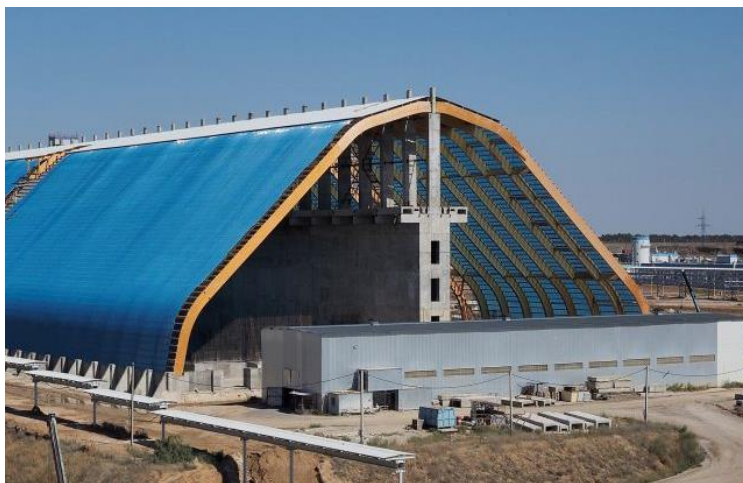


Рис. 1. Общий вид склада готового продукта Гремячинского ГОК



Рис. 2. Монтаж полуарок склада готового продукта Гремячинского ГОК

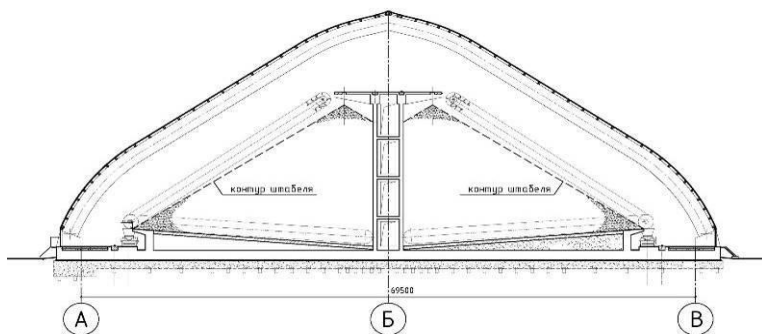


Рис. 3. Разрез склада готовой продукции Нежинского ГОК без кратцер-крана

При строительстве таких масштабных инвестиционных проектов необходимо уделять пристальное внимание рациональной форме арочных конструкций.

Поступило предложение сопоставить работу арок различного очертания на примере запроектированного склада Нежинского ГОК. Всего рассматривалось 4 типа арок: 1) центральный прямолинейный участок (рисунки 3 и 4); 2) нижний криволинейный участком на высоту $1/3$ от высоты арки и прямолинейный участок до конька (рисунок 5); 3) полуарки, образованные сопрягающимися радиусами 20,9 м и 65,9 м (рисунок 6); 4) арки, составленные из двух полуарок кругового очертания с постоянным радиусом 50,9 м (рисунок 7). Координаты опорных шарниров и конька во всех случаях оставались постоянными. Все арки описывали контур рабочей зоны кратцер-крана. Для предварительной оценки конструктивных схем численные расчеты выполнялись в линейной постановке от единичной равномерно распределенной нагрузки. Конечно, такой подход учитывает не весь спектр возможных нагрузок, которые может воспринимать конструкция, поэтому существует необходимость дальнейшего изучения этой проблемы.

Исходя, из представленных расчетов следует, что из рассмотренных типов арок наиболее оптимальным будет вариант для полуарок кругового очертания (рисунок 7). Как видно из табл. 1, если продольная сила в целом изменяется незначительно, то существенное изменение изгибающего момента, приводит к увеличению поперечного сечения арок, и к расходу дорогостоящей клееной древесины.

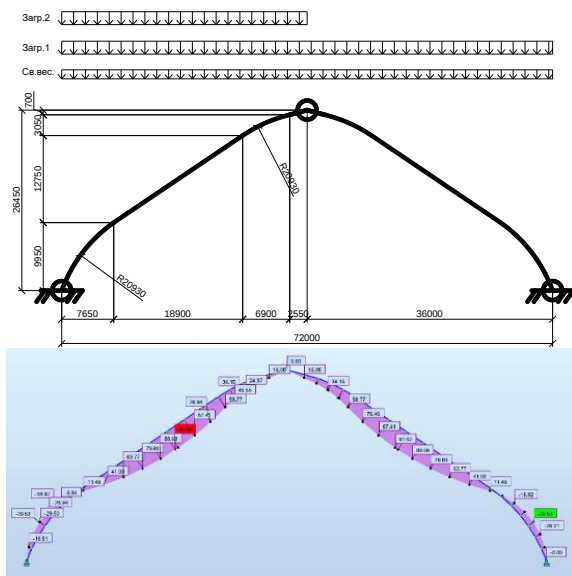


Рис. 4. Арка тип 1 – центральный прямолинейный участок

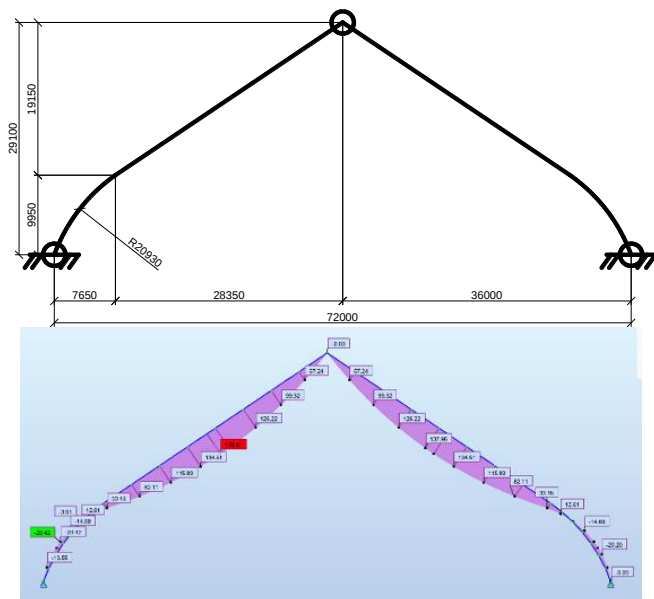
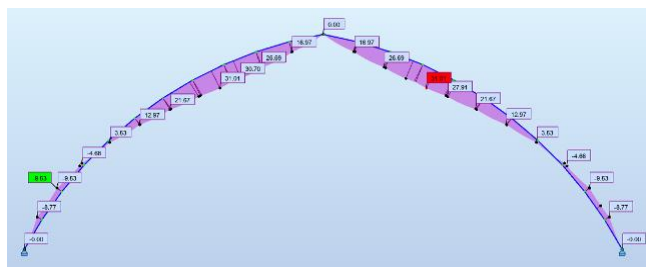
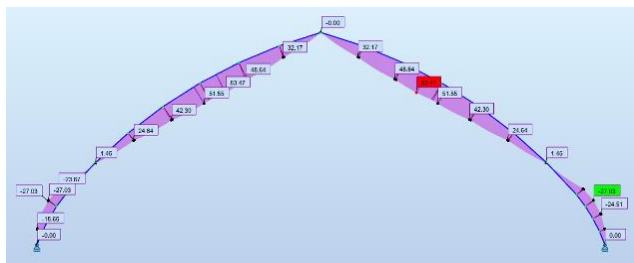


Рис. 5. Арка тип 2 – нижний гнутый карниз и прямолинейный до конька



72

Таблица 1

Сравнение результатов численных исследований

№п/п	Тип арки	M, кНм	N, кН	σ , МПа	Сечение, см	Площ. см ²	Отнош.
1	Тип 1	1085	422	12,29	20x180	3600	1,63
2	Тип 2	1635	408	13,65	20x210	4200	1,9
3	Тип3	633	384	12,29	20x140	2800	1.27
4	Тип 4	365	388	12,35	20x110	2200	1

Как показали предварительные расчеты, только за счет использования рационального очертания арок, можно снизить стоимость арочных конструкций на 30-40%.

Кроме того, если рассматривать стоимость деревянных арок при строительстве складов калийных удобрений, то в общей стоимости СМР на арочные конструкции приходится до 80% от всей стоимости. А на железобетонные стены и фундаменты – 20%. Таким образом, снижение стоимости на возведение складов возможно исключительно за счет снижения расходов на арочные конструкции, что достигается за счет проектирования рационального очертания арок.

Дополнительного снижения нагрузок на арки (до 20%), уменьшения продольной силы, изгибающего момента, а в конечном итоге к снижению расхода дорогостоящей клееной древесины, возможно за счет отказа двойного перекрестного деревянного настила путем перехода на светопрозрачные полимерные настилы.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. ТКП 45-5.05-146-2009 (02250). Деревянные конструкции. Строительные нормы проектирования - Мн.: 2010 – 63 с.
2. Калугин А.В. Деревянные конструкции. Учебное пособие – М.: Изд. АСВ, 2008. – 288 с.
3. Кормаков Л. И., Валентиавичюс А. Ю. «Проектирование клееных деревянных конструкций» / Будивельник – К.:1983, 152 с.
4. Серов Е.Н., Санников Ю.Д., Серов А.Е. «Проектирование деревянных конструкций» / Издательство АСВ - М.: 2011, 536 с.
- 5.

ПРИМЕНЕНИЕ ПОСТНАПРЯЖЕНИЯ В МОНОЛИТНЫХ ПЕРЕКРЫТИЯХ

ЗМИТРОВИЧ М. А., ЗВЕРЕВ В. Ф.

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Усилие предварительного напряжения не остается постоянным во времени в результате потерь, начинающихся практически с момента натяжения арматурных элементов и развивающихся в течение всего периода эксплуатации конструкции. Интенсивность потерь предварительного напряжения является максимальной в начальный период после передачи усилия обжатия.

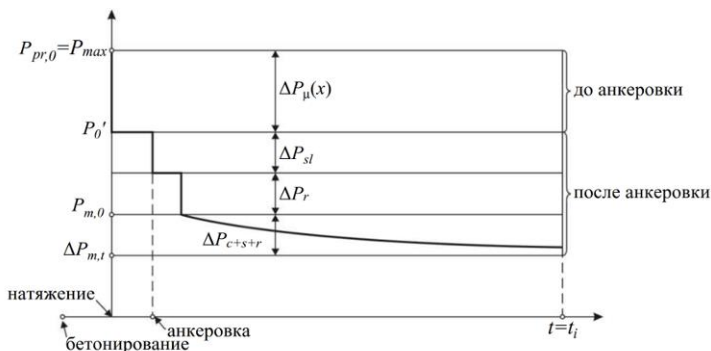


Рис. 1. Потери предварительного напряжения при натяжении арматуры на бетон

Можно условно выделить две группы потерь предварительного напряжения в зависимости от этапов его создания в конструкции:

- первые потери, происходящие в процессе изготовления конструкции и обусловленные, главным образом, технологией натяжения арматурных элементов;
- вторые потери, обусловленные, главным образом, реологическими свойствами материалов, происходящие после передачи усилия обжатия и развивающиеся во времени в процессе эксплуатации конструкции.

К первым потерям при изготовлении конструкции с натяжением арматуры на бетон относятся:

- потери на трение канатов о стенки каналаобразователей или пластиковой оболочки $\Delta P_{\mu}(x)$;
- потери на проскальзывание каната на анкере ΔP_{sl} ;
- потери натяжения ранее натянутых канатов после натяжения последующих за счет упругой деформации бетона ΔP_r .

Вторые потери, развивающиеся после передачи усилия обжатия:

- потери за счет усадки бетона;
- потери за счет ползучести бетона;
- потери за счет релаксации напрягаемой арматуры.

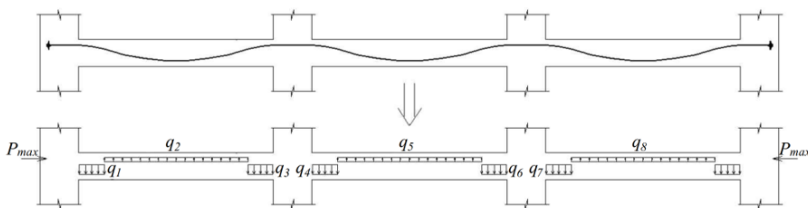


Рис. 2. Моделирование преднапряжения в перекрытии

Первые потери

Потери на трение канатов о стенки каналаобразователей или пластиковой оболочки

Потери за счет трения напрягаемой арматуры о стенки каналов (оболочки) могут быть вычислены по следующей формуле:

$$\Delta P_{\mu}(x) = P_{max} \cdot (1 - e^{-\mu \cdot (\theta + kx)}), \quad (1)$$

где x – расстояние от точки приложения усилия натяжения (активного анкера) до точки, в которой измеряются потери. Расстояние x должно быть измерено по оси каната, но, как правило, при расчете протяженных конструкций небольшой высоты расстояние x может быть с достаточной точностью измерено как длина проекции каната на плоскость (т.е. расстояние измеряется без учета изгибов каната); P_{max} – усилие в точке приложения силы; $e \approx 2,71$ – основание натуральных логарифмов; μ – коэффициент трения, зависящий от типа системы преднапряжения; k – коэффициент «вихляния» каната. Как правило коэффициенты μ и k определяются по техническим условиям поставщика той или иной системы преднапряжения.

θ – сумма угловых отклонений каната (пучка) в рад. Углы суммируются по модулю независимо от знака.

Потери предварительного напряжения за счет проскальзывания канатов на анкере

При использовании цанговой фиксации канатной арматуры на анкерах, при производстве натяжения при передаче усилия натяжения с домкрата на анкер происходит так называемая «посадка» цанги в посадочное конусное отверстие, за счет которой происходит незначительное геометрическое укорочение натянутого каната и соответственно падение усилия преднапряжения. Величина посадки конуса и соответствующее укорочение каната регламентируются производителем системы предварительного напряжения и, как правило, находятся в диапазоне 2-6 мм (2 мм при натяжении каната домкратами с гидравлической запрессовкой цанг). Как правило, при расчете используется параметр посадки конуса, равный 4 мм.

Потери преднапряжения за счет проскальзывания имеют наибольшее значение в точке натяжения и далее «компенсируются» действием трения.

Существует два основных случая распределения потерь за счет проскальзывания каната, зависящих от величины проскальзывания, трения и длины элемента.

Величину потерь ΔP_{sl} можно вычислить на основании геометрического укорочения каната в результате посадки цанги.

$$x = \sqrt{\delta/\beta \cdot \varepsilon_{p_0}}, \quad (2)$$

где δ – величина посадки цанги; β – усредненное значение потерь на трение на 1 погонный метр каната, равное

$$\beta = \mu \cdot \left(\frac{\theta}{x} + k \right); \quad (3)$$

ε_{p_0} – исходное относительное удлинение каната, равное

$$\varepsilon_{p_0} = \frac{P_{max}}{A_{sp} \cdot E_{sp}}, \quad (4)$$

где E_{sp} – модуль упругости напрягаемой арматуры; A_{sp} – площадь сечения напрягаемого каната.

$$\Delta P_{sl} = P_{max} \cdot 2 \sqrt{\frac{\delta \cdot \beta}{\varepsilon P_0}}. \quad (5)$$

Потери предварительного напряжения за счет упругого обжатия бетона

Как правило, железобетонный элемент армируется группой напрягаемых элементов, напрягаемых последовательно, не одновременно. Напрягаемым элементом может быть отдельный моностренд, в таком случае натяжение производится поочередно для каждого каната, или многопрядевые напрягаемые пучки, в таком случае канаты в пучке напрягаются одновременно, пучки же напрягаются последовательно. После натяжения каждого каната (пучка) происходит упругое обжатие (укорочение) бетона, приводящее к снижению усилий предварительного напряжения в ранее натянутых пучках (канатах).

Величина относительного укорочения бетона может быть выражена как

$$\varepsilon_c = \frac{P_{max}}{A_c \cdot E_c}, \quad (6)$$

где E_c – минимальный модуль упругости бетона на момент производства работ по преднапряжению; A_c – площадь обжимаемого бетонного сечения;

$$\Delta P_r = A_{sp} \cdot \varepsilon_c \cdot E_{sp}. \quad (7)$$

Усилие предварительного напряжения с учётом первых потерь вычисляется по формуле:

$$P_{m,0} = P_{max} - \Delta P_1, \quad (8)$$

где

$$\Delta P_1 = \Delta P_{\mu}(x) + \Delta P_{sl} + \Delta P_r. \quad (9)$$

Вторые потери

Реологические потери, вызванные ползучестью и усадкой бетона, а также длительной релаксацией напряжений в стали напрягающего элемента следует определять по формуле 5.46 [1]:

$$\Delta P_{c+s+r} = A_{sp} \cdot \Delta \sigma_{p,c+s+r} = A_{sp} \cdot \frac{\varepsilon_{cs} \cdot E_p + 0,8 \cdot \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c, QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot z_{cp}^2\right) \cdot [1 + 0,8 \cdot \varphi(t, t_0)]}; \quad (10)$$

Определение усадочной деформации ε_{cs}

Полная относительная деформация усадки состоит из двух составляющих частей: относительной деформации усадки при высыхании (испарении влаги) и относительной деформации аутогенной усадки. Относительная деформация усадки при высыхании развивается медленно, так как она зависит от условий миграции воды через затвердевший бетон. Относительная деформация аутогенной усадки развивается во время твердения бетона: большая ее часть образуется в первые сутки после укладки бетона. Относительная деформация аутогенной усадки является линейной функцией прочности бетона. Особенно ее следует учитывать в тех случаях, когда бетонная смесь укладывается на затвердевший бетон. Значение полной относительной деформации усадки ε_{cs} :

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}, \quad (11)$$

где ε_{cs} – полная относительная деформация усадки;

ε_{cd} – относительная деформация бетона усадки, обусловленная высыханием (испарением влаги);

ε_{ca} – относительная деформация аутогенной усадки.

Предельное значение относительной деформации усадки, обусловленной высыханием (испарением влаги), $\varepsilon_{cd,0} = k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}$. Значение относительной деформации $\varepsilon_{cd,0}$ может быть принято из таблицы 3.2 [1] (ожидаемые средние значения с коэффициентов вариации около 30%). Формула для определения $\varepsilon_{cd,0}$ приведена в приложении В [1].

Развитие во времени относительной деформации усадки, обусловленной высыханием (испарением влаги), определяется из выражения:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}, \quad (12)$$

где k_h – коэффициент, который зависит от приведенного размера сечения h_0 , принимаемый по таблице 3.3 [1].

$$\beta_{ds}(t, t_0) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \cdot \sqrt{h_0^3}}, \quad (13)$$

где t – возраст бетона на рассматриваемый период, сут;

t_s – возраст бетона на начало усадки высыхания (или набухания). Обычно это соответствует окончанию срока ухода за бетоном, сут;

h_0 – приведенный размер поперечного сечения, мм,
 $h_0 = 2 \cdot A_c / u$,

здесь A_c – площадь поперечного сечения бетона;

u – периметр части площади поперечного сечения, подвергающейся высыханию (испарению влаги).

Относительная деформация аутогенной усадки определяется по формуле

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty), \quad (14)$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad (15)$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2 \cdot t^{0,5}), \quad (16)$$

здесь t приведено в сутках.

Определение коэффициента ползучести

Следует отметить, что на ползучесть бетона оказывает влияние степень зрелости бетона (начальная прочность) при первоначальном приложении нагрузки, а также продолжительность нагружения и величина нагрузки.

Коэффициент ползучести $\varphi(t, t_0)$ связан с касательным модулем упругости E_c , который может быть принят равным $1,05E_{cm}$. Если особая точность не требуется, то в качестве предельной характеристики ползучести $\varphi(\infty, t_0)$ может быть принято значение, приведенное на рисунке 3.1 [1], при условии, что бетон в момент времени, соответствующий приложению нагрузки, $t=t_0$, не подвергается сжимающим напряжениям, большим чем $0,45f_{ck}(t_0)$.

Деформация ползучести бетона $\varepsilon_{cc}(\infty, t_0)$ в возрасте $t=\infty$, при постоянном напряжении сжатия σ_c , приложенном во время $t=t_0$, рассчитывается по формуле:

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \cdot \frac{\sigma_c}{E_{c0}}. \quad (17)$$

Если напряжения сжатия бетона в возрасте t_0 превышает значение $0,45f_{ck}(t_0)$, то, как правило, следует учитывать нелинейную ползучесть. В этих случаях нелинейный условный коэффициент ползучести определяется по формуле:

$$\varphi_{ni}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \cdot \exp(1,5 \cdot (k_\sigma - 0,45)), \quad (18)$$

где $\varphi_{ni}(\infty, t_0)$ – нелинейный условный коэффициент ползучести, вводимый взамен $\varphi(\infty, t_0)$;

k_σ – отношение «напряжение – прочность» $\sigma_c / f_{ck}(t_0)$, где σ_c – напряжение сжатия, а $f_{ck}(t_0)$ – характеристическая прочность бетона в момент времени, соответствующий нагружению.

Значения, приведенные на рисунке 3.1 [1], действительны при температуре окружающей среды от минус 40°C до 40°C и средней относительной влажности воздуха от RH=40% до RH=100%.

Определение потерь предварительного напряжения от релаксации стали

В [1] определены три класса релаксации:

- класс 1: проволока или канат – нормальная релаксация;
- класс 2: проволока или канат – низкая релаксация;
- класс 3: горячекатаные или улучшенные стержни.

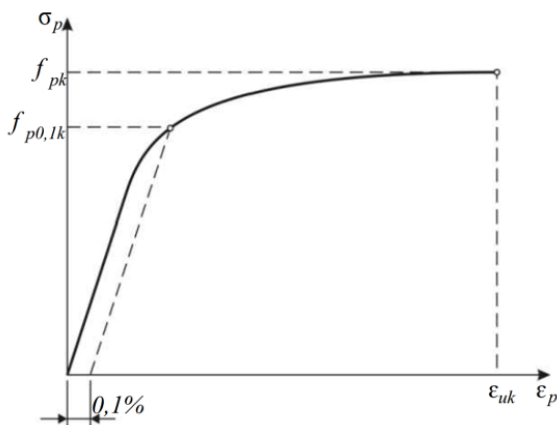


Рис. 3. Общий вид и параметрические точки фактической диаграммы деформирования проволоки и канатов (по результатам испытаний)

Расчет потерь от релаксации в напрягаемой арматуре осуществляется, как правило, на основе значения ρ_{1000} – потеря от релаксации, %, через 1000 ч с момента натяжения при средней температуре 20°C.

Значение ρ_{1000} приводится как процентная доля начального напряжения и определено для начального напряжения, равного

$0,7f_p$, где f_p является фактическим пределом прочности на растяжение образцов напрягаемой стали. При проектировании применяется характеристический предел прочности на растяжение f_{pk} , и это значение учтено в последующих формулах.

Значения для ρ_{1000} могут быть приняты равными: 8% – для класса 1; 2,5 % – для класса 2 и 4% – для класса 3, или взяты из соответствующего свидетельства (сертификата).

Потери от релаксации могут быть приняты из испытательных сертификатов производителя или определены как процентная доля изменения предварительного напряжения по сравнению с начальным предварительным напряжением, определяемая по одной из приведенных ниже формул.

Формулы 19 и 20 могут применяться соответственно для проволок и канатов с нормальной релаксацией и арматуры с низкой релаксацией соответственно, тогда как формула 21 может применяться для горячекатаных и улучшенных стержней.

$$\text{Класс 1} \quad \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 5,39 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{6,7\mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} \cdot 10^{-5}; \quad (19)$$

$$\text{Класс 2} \quad \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0,66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9,1\mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} \cdot 10^{-5}; \quad (20)$$

$$\text{Класс 3} \quad \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 1,98 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{8,0\mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} \cdot 10^{-5}, \quad (21)$$

где $\Delta\sigma_{pr}$ – абсолютное значение потерь предварительного напряжения в результате релаксации;

σ_{pi} – абсолютное значение начального напряжения
 $\sigma_{pi} = \sigma_{pm0}$;

t – время после натяжения, ч;

$$\mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}}, \quad (22)$$

Долговременные (окончательные) значения потерь от релаксации могут быть рассчитаны для интервала времени $t=500\,000$ ч (т.е. примерно 57 лет).

Потери от релаксации чувствительны к изменению температуры стали.

Усилие предварительного напряжения с учётом всех потерь вычисляется по формуле:

$$\Delta P_{m,t} = P_{m,0} - \Delta P_{c+s+r}. \quad (23)$$

Анализ произведенных расчётов потерь предварительного напряжения монолитных постнапряженных конструкций позволяет сформировать нижеприведенную диаграмму, в которой показана доля каждого вида потерь.

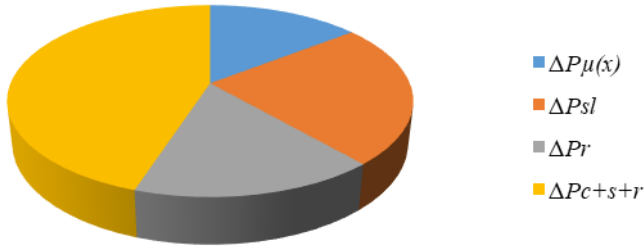


Рис. 4. Доля каждого вида потерь предварительного напряжения

Как видно из вышеприведенных зависимостей, методика определения потерь предварительного напряжения по [1] весьма точна и позволяет получить корректное значение усилия предварительного напряжения для дальнейшего расчета конструкции.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий: ТКП EN 1992-1-1-2009* (02250). Еврокод 2 / М-во архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2015. – 205 с.
2. Портаев, Д. В. Расчет и конструирование монолитных предварительно напряженных конструкций гражданских зданий / Д. В. Портаев. – М.: Изд-во ассоциации строит. вузов, 2011. – 247 с.
3. Латыш, В. В. Технология предварительного напряжения монолитных железобетонных конструкций в построечных условиях: учеб. пособие / В. В. Латыш, С. Н. Леонович. – Минск: БНТУ, 2006. – 53 с.
4. Леонович, С. Н. Технология предварительного напряжения железобетонных конструкций в построечных условиях / С. Н. Леонович, И. И. Передков, А. И. Сидорова. – Минск: БНТУ, 2018. – 279 с.

СОВРЕМЕННЫЕ ТЕНДЕНЦИИ В ТЕХНОЛОГИИ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ В ПОСТРОЕЧНЫХ УСЛОВИЯХ: ОТ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ДО ЭКСПЛУАТАЦИИ.

ИЛЬИН И. А., СИДОРОВА А. И.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

В строительной отрасли широко внедряются новые технологии: информационное моделирование промышленных и гражданских объектов (BIM), мониторинг зданий и сооружений, автоматизация процессов производства, внедрение европейских норм, применение и усовершенствование уникальных технологий.

С развитием информационных технологий в области технологии предварительного напряжения железобетонных конструкций в построечных условиях появились новые возможности области проектирования и строительства. Совершенствуется система контроля качества в преднапряжении, внедряются современные технологии контроля на этапе строительства, разрабатывается проектная, техническая и нормативная документация.

BIM-решение в Tekla structures и системы преднапряжения. Tekla structures – программные решения и приложения для трехмерного информационного моделирования (BIM), обеспечивающие точную, детальную, насыщенную информацией рабочую среду для широкого круга предприятий строительной промышленности [1].

Программный комплекс Tekla дает возможность создавать модели необходимого уровня проработки – нужной формы, геометрии, с заданными атрибутами и физическими свойствами. В Tekla structures можно смоделировать арматурные канаты, каналаобразователи, обжимные муфты, анкеры, оборудование.

Существует три способа моделирования элементов в Tekla structures: моделирование примитивами, параметризация примитивов и вставка статичной геометрии. А также есть возможность автоматизации моделирования при расстановке элементов системы пред-

напряжения: возможность вносить пользовательские компоненты, создание API (плагины на C#), использование комплекса Rhino + Grasshopper + Tekla Structures.

Применение BIM-решений в Tekla structures возможно на всех этапах жизненного цикла объекта: при проектировании металлических и железобетонных конструкций, при управлении производством, управлении строительством (планирование поставок конструкций и материалов, деление на захватки, опалубочные и монтажные работы и т. д.), при осуществлении авторского надзора, и далее при эксплуатации объекта, его ремонте и реконструкции.

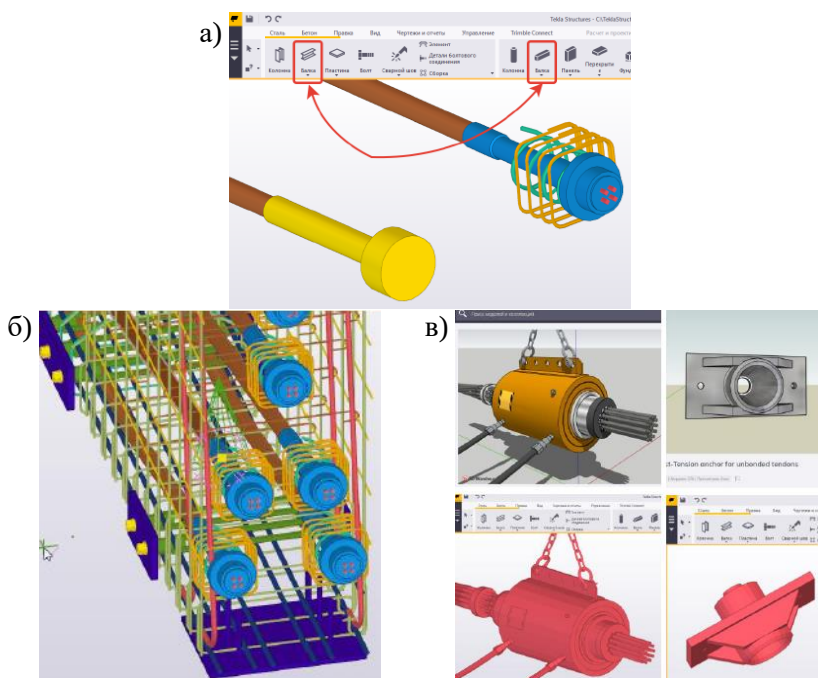


Рис. 1. Способы моделирования элементов системы преднапряжения:
 а – моделирование примитивами, б – параметризация примитивов,
 в – вставка статической геометрии

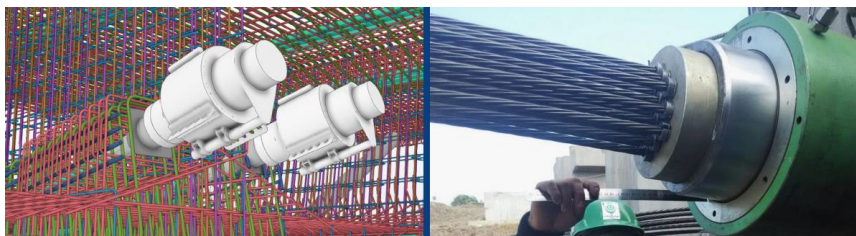


Рис. 2. Примеры моделирования системы преднапряжения со вставкой статической геометрии (домкратов)

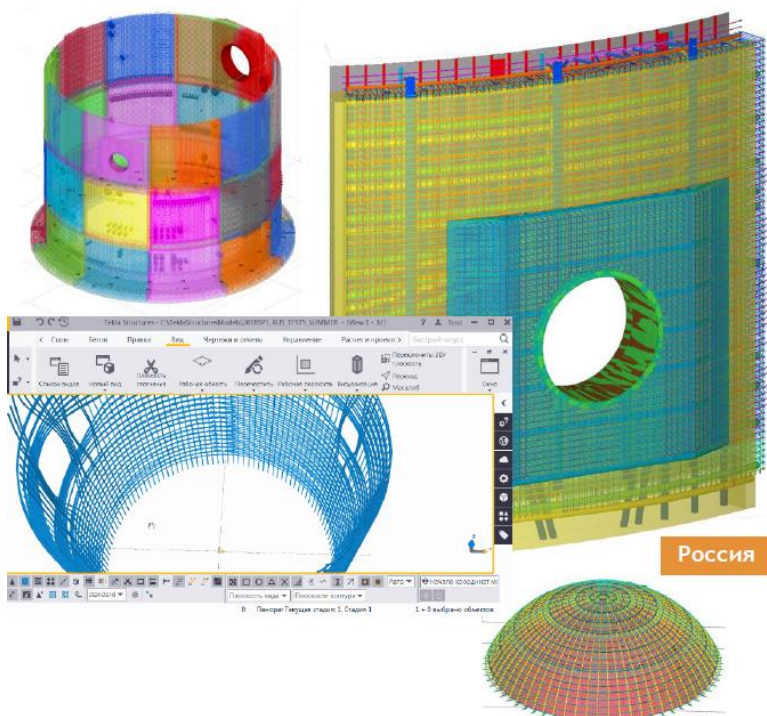


Рис. 3. Применение ПК Tekla structures при проектировании защитной оболочки атомной станции

Применение ПК «SOFiSTiK» для расчета предварительно напряженных железобетонных конструкций позволяет решать ряд задач:

- комплексный анализ системы "Сооружение-Грунт";

- автоматическое распределение ветрового давления в статической и динамической постановке задач;
- пред- и постнапряжение для железобетона;
- напряжённые мембраны и их раскройка;
- анализ местной устойчивости, депланации и бокового кручения;
- нелинейное раскрытие трещин в бетоне [2]

В ПК «SOFiSTiK» есть специальные модули для точного определения усилий и 3D-геометрии положения напрягаемой арматуры в деформированной конструкции.

Для сложных преднапряженных конструкций в ПК «SOFiSTiK» разработаны модули SOFiPLUS для графического ввода модели, нагрузок и формирования поперечных сечений; BEMMESS для подбора армирования плит, стен и оболочек; AQB(S) для подбора армирования стержней; AQUA для материалов и поперечных сечений; TENDON для моделирования преднапряжения в конечных элементах, CSM для стадии возведения и изменения во времени. В ПК «SOFiSTiK» есть специальные модули для точного определения усилий и 3D-геометрии положения напрягаемой арматуры в деформированной конструкции.



Рис. 4. Основные модули для моделирования преднапряжения

Основной модуль TENDON после расчетов дает автоматический вывод значений потери напряжения, силы оттяжки, коэффициентов анкеровки, массы стали, объема каналов.

Для примера рассмотрим расчет конструкций торгово-развлекательного комплекса (рис. 5), разработка АО «Институт технологий преднапряжения». В ПК «SOFiSTiK» выполнено моделирование и расчет сложной геометрии, разработаны стадии монтажа с учетом ползучести и усадки бетона, расчет системы «грунт-сооружение», смоделировано предварительное напряжение с натяжением на бетон (пролеты до 24м, консоли вылетом до 5м).

Использование современных программных комплексов позволяет грамотно проектировать системы преднапряжения, прогнозировать поведение конструкции на всех этапах строительства, выбирать оптимальный вариант технологического решения, расширяет возможности автоматизации и информационного моделирования.

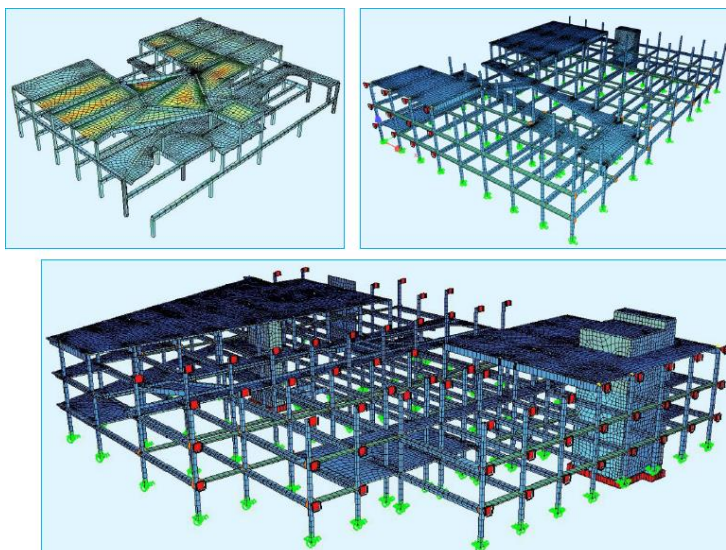


Рис. 5. Пример использования ПК «SOFiSTiK» для расчета конструкций торгово-развлекательного комплекса, разработка АО «Институт технологий преднапряжения», г.Москва

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Официальный сайт Tekla Structures [Электронный ресурс] – Режим доступа $\therefore$ <https://www.tekla.com/ru/> – Дата доступа : 25.04.2019.

2. SOFiSTiK: Информационный ресурс [Электронный ресурс] – Режим доступа :. http://mysofistik.blogspot.com/p/sofistik_18.html – Дата доступа : 03.05.2019.

3. Руководства, учебники, методические пособия и статьи о SOFiSTiK [Электронный ресурс] – Режим доступа :. <https://www.sofistik.eu/ru/publikacii/> – Дата доступа : 25.04.2019.

4. Рахимов А. Р., Перцева О. Н. Анализ современного состояния BIM-технологии в строительной индустрии для моделирования нестационарных воздействий // StudArctic forum. Выпуск 4 (8), 2017, DOI: 10.15393/j102.art.2017.2201

5. Институт технологий преднапряжения [Электронный ресурс] – Режим доступа :. <http://www.tension.ru/> – Дата доступа : 20.04.2019.

6. Леонович, С. Н. Технология предварительного напряжения железобетонных конструкций в построечных условиях / С. Н. Леонович, И. И. Передков, А. И. Сидорова. – Минск : БНТУ, 2018. – 279 с. ISBN 978-985-583-339-1

УДК 624.073

КОНЕЧНО-ЭЛЕМЕНТНОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ УЗЛОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

КОНОНОВИЧ К. В., ЗГИРОВСКИЙ А. И.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Силос для складирования гранул серы представляет собой стальной цилиндр диаметром 18,0 м и высотой 20,0 м. Силос размещается на железобетонном фундаменте. Воронка силоса выполнена из двух наклонных плит, которые опираются на стенки, находящиеся на расстоянии 2,5 м. Конструкция фундамента состоит из краевой кольцевой железобетонной балки размерами 240/120 см, и опорной плиты толщиной 40 см. Толщина железобетонной наружной стенки фундамента силоса – 40 см. На опорной плите на расстоянии 2,5 м друг от друга располагаются вертикальные стенки, на которые опираются косые плиты воронки.

Для предотвращения скопления серы у наружных стен, от них идут дополнительные косые плиты под обратным углом. Такие дополнительные косые плиты образуют ендову, при пересечении с косой плитой воронки. Эти плиты опираются на стены фундамента. Толщина внутренних стен задана – 250 мм, толщина плиты – 400 мм.

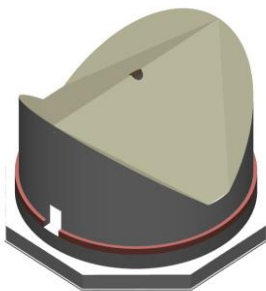


Рис. 1. Общий вид фундамента

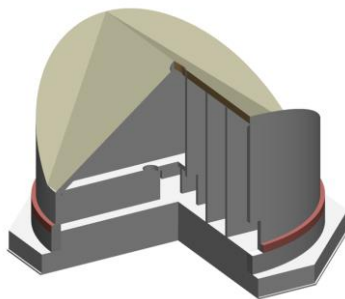


Рис. 2. Разрез фундамента силоса

Узлы строительных конструкций, при восприятии усилий, начинают испытывать сложное напряжённо-деформированное состояние. Узлы конструкций, встречающиеся повсеместно, изучались на протяжении долгого времени, и результаты изучения получали экспериментальное подтверждение. В итоге такие узлы были типизированы и унифицированы.

Однако при нетиповой конструкции узлов бывает достаточно сложно, а иногда и вовсе невозможно, предсказать распределение напряжений в узлах. В случаях, когда точная оценка работы узла является необходимой, одним из методов является компьютерное моделирование этого узла. Наиболее распространённый метод моделирования это метод конечных элементов.

Исследуемым объектом является железобетонный фундамент силоса для складирования гранул серы. Конструкция фундамента представлена на рис.1 и 2. Фундамент силоса состоит из опорной плиты с вертикальными стенками с шагом 2,5 м, на которые опирается наклонные плиты воронки. Для узлов ендовы и производилось, конечно-элементное моделирование.

В работе рассматривались моделирование и работа 2-х узлов видов узлов ендовы. В первом случае верхняя арматура плиты имела

перехлест около излома грани плиты. Во втором – верхняя арматура в месте излома доходила до нижней грани.

Для исследования работы этих узлов использовался программный комплекс ANSYS 18.1. В нем, методом твердотельного моделирования, были построены конечно-элементные модели данных узлов.

Сначала были построены 3D модели в программе Space Claim. Каждая модель плиты имела ширину 600 мм и расстояние от излома 1000 мм в каждую сторону. Арматура задавалась в виде сплошных цилиндрических тел. Объем этих тел, составляющих арматуру, вычитался из объема плиты. Так же для задания правильных граничных условий, по краям плиты создавались пластины, имитирующие шарнирные опоры.

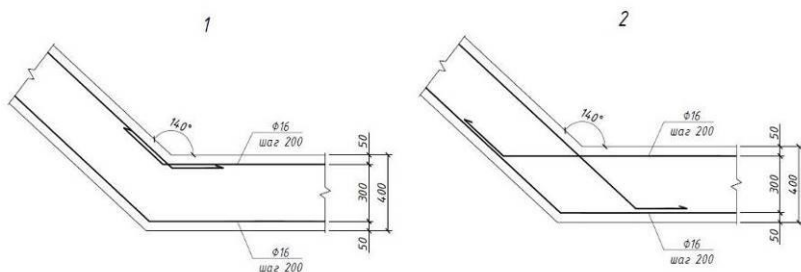


Рис. 1. Варианты исследуемых узлов

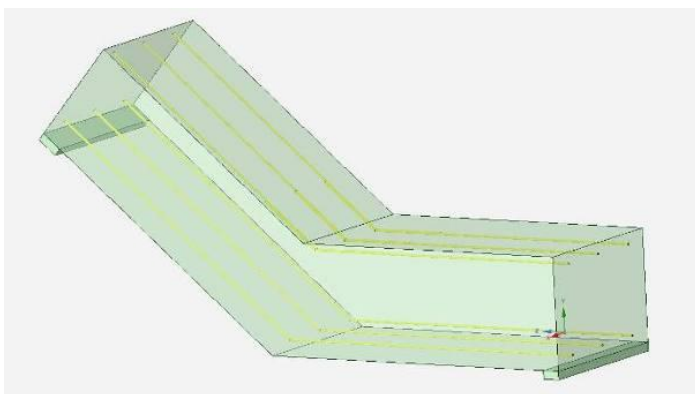


Рис. 2. Модель №1

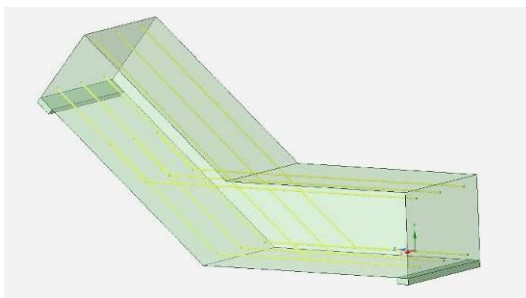


Рис.3. Модель №2

Затем модели импортировалась в ANSYS Mechanical где им назначались связи. Пластины опор имели ограничения по перемещениям по всем 3 направлениям. Площадка контакта плиты и опоры имела связи типа Rough, имитирующие простое опирание плиты на площадку. Так же между арматурой и железобетоном по каждой из плоскостей контакта задавались жесткие связи. После этого была построена сетка конечных элементов. Арматура и опорные пластины состояли из элементов типа SOLID186. Это 3-х мерные 20-ти узловые конечные элементы. Они имеют форму, приближенную к форме параллелепипеда и узлы в вершинах и посередине его граней. Плита состояла из конечных элементов типа SOLID187. Такой объёмный конечный элемент имеет форму тетраэдра и 10 узлов в вершинах и посередине граней. Также, для плиты максимальные размеры конечных элементов ограничивались размерами в 100 мм. Арматура состоит из элементов с размерами в одном направлении 50 мм а в остальных – 2-4 мм.

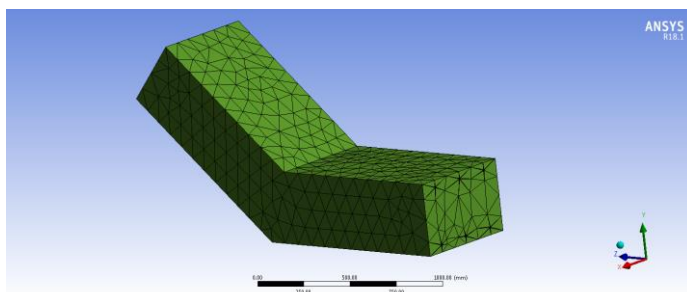


Рис. 4. Вид сетки конечных элементов

Плита моделировалась из бетона из бетона C25/30 с учётом нелинейной работы материала по критерию Друкера-Прагера. Этот критерий позволяет описать характер пластических деформаций в бетоне. Так же нелинейный характер задавался и для арматуры класса S500. Она работает по билинейной модели изотропного упрочнения с $E_2=1400$ МПа.

На всю поверхность плиты прикладывалась равномерно распределённая нагрузка величиной 10 МН/м^2 . Нагрузка прикладывалась равномерно на протяжении 3 секунд.

Согласно полученным результатам были построены изополя напряжений для арматуры и плиты на момент приложения нагрузки 0,7 сек.

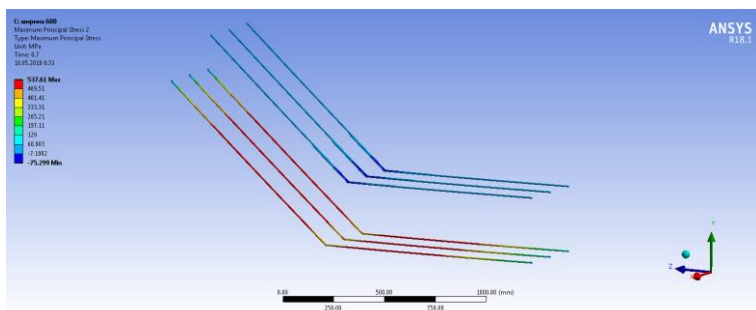


Рис. 5. Изополя напряжений в арматуре (модель №1)

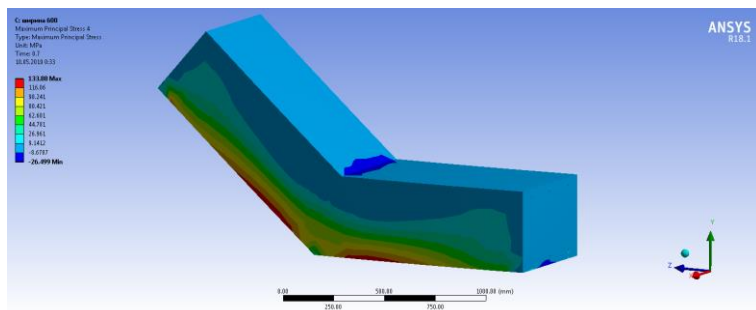


Рис. 6. Изополя напряжений в плите (модель №1)

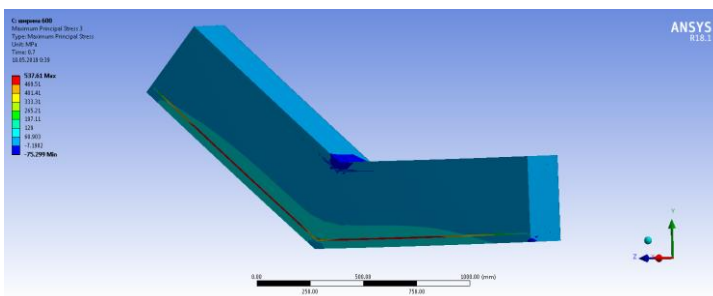


Рис. 7. Изополя напряжений в сечении плиты и арматуры (модель №1)

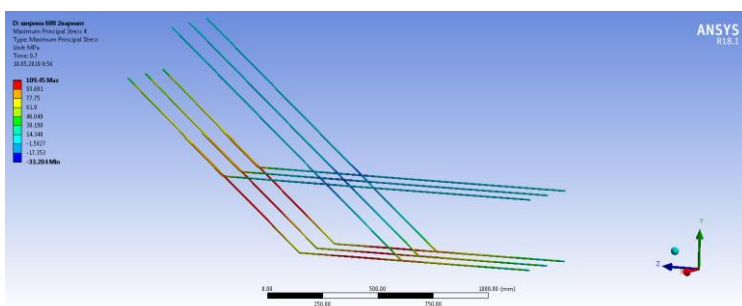


Рис. 8. Изополя напряжений в сечении плиты и арматуры (модель №2)

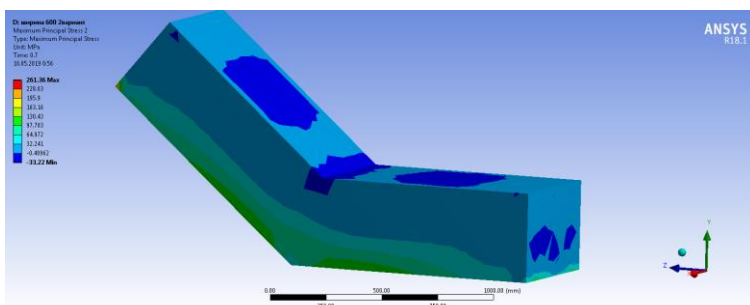


Рис. 9. Изополя напряжений в сечении плиты и арматуры (модель №2)

Согласно полученным в обеих моделях изополям, в крайних волокнах плиты возникают напряжения вызывающие трещины. Характер распределения напряжений в плите и в арматуре схожи в обоих случаях. Так же в связи с нелинейной работой материалов

напряжения достигают предельных значений. Для сравнения характера работы узлов нагляднее будет сопоставить значения графиков зависимости максимального и минимального полного напряжения от времени нагружения.

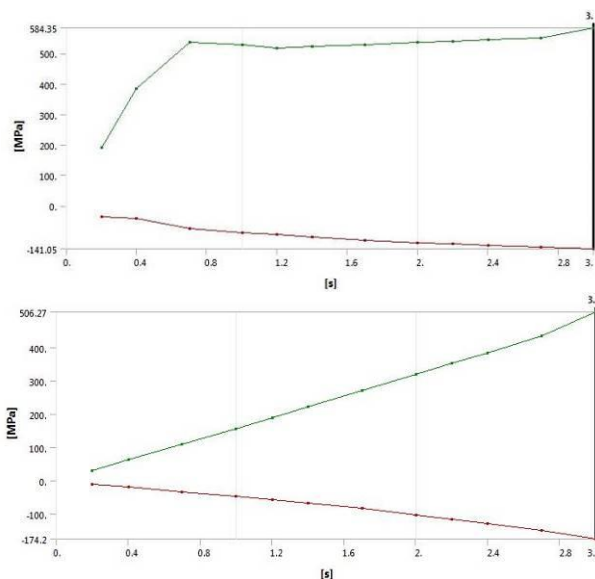


Рис. 10. Графики зависимости максимального и минимального полного напряжения от времени нагружения

По графикам видно, что предел текучести равный 500 МПа в арматуре в первой модели достигаются приблизительно в 0.63 сек. В этот момент прилагаемая нагрузка равнялась 7 МН/м². Максимальное напряжение во второй модели при этой нагрузке и в этот же момент времени равнялся 98 МПа. Так же по первому графику видно, что до достижения 500 МПа напряжения развиваются линейно, а затем характер увеличения напряжений меняется, показывая о переходе работы арматуры в пластическую стадию. Напряжения во второй модели достигают предела текучести к 3-ей секунде нагружения. Таким образом, несущая способность второго узла выше чем первого приблизительно в 5 раз. Это объясняется тем, что расположение в нем арматурных стержней придаёт ему большую жесткость. Максимальные перемещения на момент времени равный

0,7 сек равняются 1,75 мм для модели №2 и 11,34 мм для модели №1, что подтверждает большую жесткость узла. Полученные данные расчётов приведены в таблице 1.

Таблица 1

Данные расчёта.

№	Время, сек	Модель №1			Модель №2		
		Минимум, МПа	Максимум, МПа	Перемещение мм	Минимум, МПа	Максимум, МПа	Перемещение мм
1	0.2	-34.566	191.7	3.2639	-9.4876	31.539	0.50148
2	0.4	-41.271	383.74	6.497	-18.972	62.619	1.003
3	0.7	-75.299	537.61	11.339	-33.204	109.45	1.7552
4	1	-88.696	530.3	16.32	-47.519	156.62	2.5135
5	1.2	-95.165	518.66	19.678	-57.529	188.95	3.0485
6	1.4	-102.38	523.07	23.025	-67.677	221.33	3.5912
7	1.7	-112.08	529.62	28.03	-83.275	270.1	4.413
8	2	-120.38	536.14	33.054	-101.63	319.31	5.2791
9	2.2	-125.61	540.63	36.427	-115.24	352.05	5.893
10	2.4	-130.02	544.81	39.858	-129.08	384.66	6.5272
11	2.7	-136.02	551.27	45.075	-148.89	433.71	7.5317
12	3	-141.05	584.35	50.461	-174.2	506.27	8.7168

Помимо выводов о работе узлов, можно сказать, что метод конечно-элементного моделирования может использоваться в проектировании для оценки работы узлов различных конструкций. Однако проблемой этого метода является его зависимость от профессионализма человека создающего модель. При неверном задании модели или поведения конструкции можно получить неверные результаты, которые можно принять за истинные. Единственным способом проверки результатов таких вычислений остаются экспериментальные исследования, которые проводить достаточно дорого и трудоёмко.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Сахновский К.В. Железобетонные конструкции / -8-е изд., Москва: Государственное издательство литературы по строительству, 1961 – 840 с.
2. ANSYS 18.1 Help Documentation.
3. Еврокод 2 Проектирование железобетонных конструкций Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий. ТКП EN 1992-1-1-2009 (02250).

УДК 69.059.22:614.84

РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ, ПОВРЕЖДЕННЫХ ПОЖАРОМ

КУРЛАПОВ Д.В.

Военный институт (инженерно-технический)
Санкт-Петербург, Россия

В результате пожаров в зданиях повреждаются конструкции вплоть до полного разрушения. Степень огневого воздействия на железобетонные конструкции зависит от материалов, размеров, температуры и длительности пожара. Для принятия решения по использованию конструкций, подвергшихся, огневому воздействию при пожаре производят техническое обследование пострадавшего здания. Целью технического обследования является определение остаточной несущей способности поврежденных пожаром конструкций и определение методов и способов усиления железобетонных конструкций.

The most complex task is the calculation of fire damage degree under the inflammations of reinforced concrete structures. Heterogeneity of reinforced concrete components under heating leads to the various temperature deformations, it breaks the links between cement stone, coarse and fine aggregates, as well as its links with reinforcement. As a result there are irreversible changes of mechanical properties compression and tensile stress reduction, additional deflections, occurring in the reinforced concrete elements. Changes of the mechanical properties of concrete un-

der its heating and subsequent cooling are currently estimated rather approximately. This fact makes it difficult to determine bearing capacity of reinforced concrete elements, exposed to the fire influence under inflammation and to the subsequent cooling, especially for the compression struts. After the inflammation there are generally no accurate data about the temperature of structure heating and the duration of inflammation. One has to judge about by the condition and color of the surface of reinforced concrete structures after the fire influence. It reduces determination accuracy of the retained strength of reinforced concrete elements, especially steel ones, after the inflammation.

Наиболее сложным является учет степени огневого повреждения железобетонных конструкций. Разнородность материалов, составляющих железобетон, при нагреве приводит к разным температурным деформациям, нарушает связь между цементным камнем, крупным и мелким заполнителем, а также с арматурой. В результате в железобетонных элементах происходят необратимые изменения механических свойств, снижение прочности на сжатие и растяжение, дополнительные прогибы.

Изменения механических свойств бетона при его нагреве и последующем охлаждении в настоящее время оцениваются очень приблизительно. Это затрудняет определение несущей способности железобетонных элементов, подвергшихся огневому воздействию при пожаре и последующему охлаждению. Обычно после пожара нет точных данных о температуре нагрева конструкций и продолжительности пожара. Приходится судить об этом по состоянию и цвету поверхности железобетонных конструкций после огневого воздействия пожара на них. Это снижает точность определения остаточной прочности железобетонных элементов после пожара, особенно стальных.

При нагреве железобетона свыше 60°C тепловые деформации бетона и арматуры становятся различными и в них появляются дополнительные напряжения: в бетоне растягивающие, в арматуре сжимающиеся. Проявляются и различие тепловых деформаций цементного камня и крупного заполнителя. При нагреве бетона свыше 100°C происходит необратимое снижение его механических характеристик (пределов прочности, модуля деформации).

Расчётное сопротивление сжатию слоёв бетона повреждённых огнём, после охлаждения можно определить по формуле

$$R_{bl}^{\circ} = \gamma_{bl}^{\circ} \cdot R_b, \quad (1)$$

где γ_{bl}° – коэффициент снижения расчётного сопротивления бетона сжатию после охлаждения в зависимости от температуры нагрева.

Расчётное сопротивление при растяжении слоёв бетона, повреждённых огнём, определяется по формуле

$$R_{bt.l}^{\circ} = \gamma_{bt.l}^{\circ} \cdot R_{bt}, \quad (2)$$

где $\gamma_{bt.l}^{\circ} = \gamma_{bl}^{\circ} - 0,2(1 + 0,1t)$

t – температура нагрева бетона.

Начальный модуль упругости бетона, подвергавшегося нагреву и последующему охлаждению, определяют по формуле

$$E_{bl} = \beta_b \cdot E_b, \quad (3)$$

где β_b – коэффициент снижения модуля упругости бетона.

$$\beta_b = 1 - kt. \quad (4)$$

Значение k для тяжёлого бетона равно $0,17 \cdot 10^{-2}$, для керамзитобетона $0,10 \cdot 10^{-2}$. Снижение модуля упругости бетона при нагреве необратимо после охлаждения.

При нагреве бетона свыше 500°C модуль упругости не учитывается в расчётах прочности и деформативности конструкции. Прочностные показатели бетона, подвергшихся огневому воздействию при пожаре, железобетонных элементов зависят от температуры нагрева и длительности огневого воздействия. Арматура, выполненная из горячекатаной стали марок 80С и 30хГ2С класса А-500, при нагреве до 300°C и последующим ее охлаждением также сохраняет свой начальный предел текучести. При дальнейшем ее нагреве до 700°C и последующим охлаждением, предел текучести этих марок сталей уменьшается, соответственно на 40 % и 37 %.

Нагрев арматуры выполненной из обыкновенной арматурной проволоки в диапазоне температур $400...700^{\circ}\text{C}$ и последующим ее

охлаждении приводит к снижению предела текучести от 2 до 40 %. Нагрев арматуры, выполненной из высокопрочной арматурной проволоки, в диапазоне температур 300...700°С и последующим ее охлаждением приводит к снижению ее предела текучести от 5 до 60 %. При нагреве арматура до 250...300°С происходит полная потеря предварительного напряжения арматуры.

При высоких температурах нагрева происходит изменение прочности сцепления арматуры с бетоном. При нагреве стали класса А-400 периодического профиля до 300°С прочность сцепления арматуры с тяжёлым бетоном выше первоначальной, при температуре нагрева 350°С и последующим затем охлаждением прочность сцепления начинает снижаться и при температуре 450°С составляет около 75 % от первоначальной величины. Сцепление арматуры с бетоном после нагрева и последующего охлаждения меньше, чем в не нагретом состоянии.

Значения расчётного сопротивления арматуры растяжению при нагреве и последующем охлаждении определяются по формуле

$$R_{sl}^{\circ} = \gamma_{sl}^{\circ} \cdot R_s, \quad (5)$$

где γ_{sl}° – коэффициент снижения расчетного сопротивления арматуры растяжению в зависимости от температуры нагрева.

Значение расчётного сопротивления арматуры сжатию можно определить по формуле

$$R_{sc}^{\circ} = \gamma_{sl}^{\circ} \cdot \gamma_{s2}^{\circ} \cdot R_s, \quad (6)$$

где γ_{s2}° – коэффициент, учитывающий снижение сцепления арматуры с бетоном после нагрева и охлаждения.

Для стержневой гладкой горячекатаной арматуры

$$\gamma_{s2}^{\circ} = 1 - 0,001t. \quad (7)$$

Для стержневой горячекатаной арматуры периодического профиля

$$\gamma_{s2}^{\circ} = 1 - 0,001 \cdot (0,1 + 0,001t) \cdot t. \quad (8)$$

Модуль деформации арматурной стали после нагрева и последующего охлаждения принимается при $\gamma_{sl}^{\circ} = 1,0$, как для арматуры, не подвергшейся нагреву.

При учёте неравномерности распределения прочности бетона по толщине элемента, подвергшегося огневому воздействию пожара, производится приведение неравномерно прогретых слоёв бетона к однородному материалу. Коэффициент приведения частей (бетонных слоёв) сечения элемента повреждённого огнём $\alpha_{bt,i}$, следует принимать пропорциональным отношению прочности бетона рассматриваемого слоя $R_{bt,i}^{\circ}$ к прочности основного слоя R_{bloc}°

$$\alpha_{bti} = \frac{R_{bt,i}^{\circ}}{R_{bloc}^{\circ}}. \quad (9)$$

Для определения несущей способности железобетонного элемента, подвергшегося огневому воздействию при пожаре и последующему охлаждению, его поперечное сечение разделяют на слои параллельные поверхности конструкции бывшей под наибольшим воздействием повышенной температуры. Толщина слоев принимается равной: для плит 30...50 мм, для балок и колонн 50...100 мм. Если температура нагрева слоя бетона была не более 60°C, то расчетное сопротивление сжатию этого слоя принимается как для бетона не подвергшегося нагреву R_b . При температуре нагрева слоя бетона более 60°C, его расчетное сопротивление сжатию определяется по формуле (1). Если сжатый слой бетона был нагрет свыше 500°C, то его, а также стальную арматуру расположенную в нем, не учитывают в расчетах прочности и деформативности элемента.

Граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона, подвергшегося огневому воздействию при пожаре, после охлаждения ξ_{RI}° определяется по формуле

$$\xi_{RI}^{\circ} = \frac{\omega_l^{\circ}}{1 + \frac{R_{sl}}{\sigma_{scu}} \left(1 - \frac{\omega_l^{\circ}}{1,1} \right)}, \quad (10)$$

где ω_l° – характеристика сжатой зоны бетона, подвергшегося нагреву, определяемая по формуле

$$\omega_l^\circ = 0,85 - 0,008 \gamma_{bl}^\circ \cdot R_b. \quad (11)$$

В формуле (11) значение γ_{bl}° применяется для наиболее сжатого слоя бетона, учитываемого в расчетах.

При кратковременном воздействии нагрузки принимают $\sigma_{scu} = 400$ МПа, при учете длительного воздействия нагрузка – $\sigma_{scu} = 500$ МПа.

Несущая способность нормального прямоугольного сечения изгибаемого элемента (плиты), подвергшегося нагреву снизу после охлаждения, (при $\xi_l^\circ = \frac{x_t}{h_0} \leq \xi_{Rl}^\circ$ и $x_t < h_l$) определяется по формуле

$$M_u = R_{bl,l}^\circ \cdot b \cdot x (h_0 - 0,5x) + R_{sc,l}^\circ \cdot A'_s (h_0 - a'), \quad (12)$$

где x – высота сжатой зоны, определяемая по формуле

$$x = \frac{R_{s,l}^\circ \cdot A_s - R_{sc,l}^\circ \cdot A'_s}{R_{bl,l}^\circ \cdot b} \leq h_l; \quad (13)$$

$R_{bl,l}^\circ$ – расчетное сопротивление сжатию бетона первого (верхнего) слоя толщиной h_l , вычисляемое по формуле (1);

$R_{s,l}^\circ$ и $R_{sc,l}^\circ$ – расчетные сопротивления растянутой и сжатой арматуры, вычисляемые по формулам (5) и (6).

Если значение x , вычисленное по формуле (13), больше толщины слоя h_l , то несущая способность нормального изгибаемого элемента сечения, подвергшегося нагреву снизу, определяется по формуле

$$M_u = R_{bl,l}^\circ \cdot b h_l (h_0 - 0,5 h_l) + R_{bl,2}^\circ \cdot b (x - h_l) [h_0 - 0,5 (x - h_l)] + R_{sc,l}^\circ \cdot A'_s (h_0 - a'), \quad (14)$$

где $R_{bl,2}^\circ$ – расчетное сопротивление сжатию бетона 2-го слоя, толщиной h_2 ;

$$x = \frac{R_{s,l}^{\circ} \cdot A_s - R_{sc,l}^{\circ} \cdot A'_s - R_{b,l}^{\circ} \cdot b h_l}{R_{b,l,2}^{\circ} \cdot b} + h_l \leq h_l + h_2. \quad (15)$$

Если значение x , вычисленное по формуле (15), оказывается больше $h_l + h_2$, то в расчет вводится третий слой бетона h_3 и т. д. Если $\xi_l^{\circ} > \xi_{Rl}^{\circ}$, то в формулах (12) и (14) вместо x подставляют $x_R = \xi_{Rl}^{\circ} h_0$. Если нагрев плиты был сверху, $\xi_l^{\circ} \leq \xi_{Rl}^{\circ}$ и температура нагрева верхнего слоя бетона была ниже 500°C , то несущую способность нормального сечения изгибаемого элемента вычисляют по формулам (12) и (14). При нагреве верхнего слоя бетона плиты более 500°C , он, а также сжатая арматура, расположенная в нем, не учитываются в расчете. Если в формулах (13) и (15) значение x получается отрицательным или нулевым, то принимают $A'_s = 0$.

При нагреве снизу или сверху и последующем охлаждении ребристого перекрытия, несущая способность таврового сечения, в случае, когда $\xi_l^{\circ} \leq \xi_{Rl}^{\circ}$ и $x \leq h'_f$ определяется по формулам (12) и (14), а x – по формулам (13) и (15).

При нагреве снизу или сверху и последующем охлаждении ребристого перекрытия, несущая способность таврового сечения в случае, когда $\xi_l^{\circ} < \xi_{Rl}^{\circ}$ и $x > h'_f$ определяется по формуле

$$M_u = \sum_{i=1}^n R_{b1...i}^{\circ} \cdot b'_f h_i (h_0 - \sum h_{i-1} - 0,5 h_i) + \sum_{i=1}^m R_{b1,i}^{\circ} \cdot b_i (x - h'_f) [h_0 - 0,5 (x - h'_f)] + R_{sc,l}^{\circ} \cdot A'_s (h_0 - a'), \quad (16)$$

где n – число горизонтальных слоев в полке;

m – число вертикальных слоев в ребре

$\sum h_{i-1}$ – сумма толщин горизонтальных слоев перед i -слоем;

b_i – толщина i -того вертикального слоя в ребре.

Значение x в формуле (16) вычисляется по формуле

$$x = \frac{R_{sl}^{\circ} A_s - \sum_{i=1}^n R_{bl,i}^{\circ} \cdot b'_f h_i - R_{sc,l}^{\circ} A'_s + \sum_{i=1}^m R_{bl,i}^{\circ} \cdot b_i \cdot h'_f}{\sum_{i=1}^m R_{bl,i}^{\circ} \cdot b_i}. \quad (17)$$

Несущая способность тавровых сечений отдельных балок при нагреве со стороны сжатой полки, после охлаждения определяется при $\xi_l^{\circ} \leq \xi_{Rl}^{\circ}$ и $x_t \leq h'_f$ по формулам (12) и (14).

При $\xi_l^{\circ} \leq \xi_{Rl}^{\circ}$ и $x > h'_f$ несущая способность отдельных балок таврового сечения со сжатой полкой вычисляется по формуле (16). При $\xi_l^{\circ} > \xi_{Rl}^{\circ}$ несущая способность таврового сечения сжатой полки вычисляется по формуле (16) с заменой значения x на $x_R = \xi_{Rl}^{\circ} h_0$.

При использовании монолитной железобетонной плиты, поврежденной пожаром и сохранившей не менее 50 % первоначальной несущей способности, наиболее приемлемым вариантом ее использования является наращивание бетоном сверху (рис. 1).

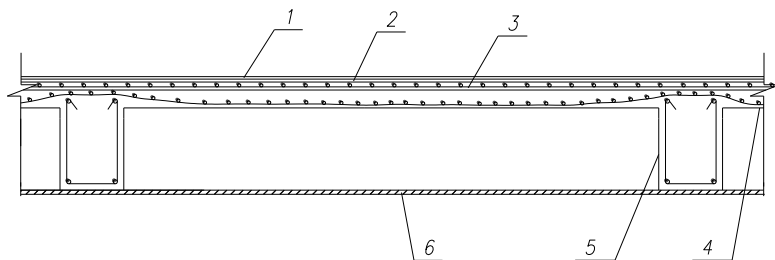


Рис. 1. Схема усиления плиты монолитного ребристого перекрытия набетонкой сверху:

- 1 – чистый пол; 2 – цементная стяжка; 3 – набетонка, конструктивно армированная сварной сеткой; 4 – плита перекрытия;
5 – ребро перекрытия; 6 – подшивка из досок

Верхняя поверхность плиты очищается стальной щеткой от частиц бетона слабо связанных с плитой. Очищенная поверхность плиты промывается водой, линзы воды удаляются. На плиту укладывается арматурная сетка из проволоки с размером ячеек 100×100

мм. Сетка должна располагаться посередине толщины слоя бетона усиления. Толщина слоя бетона должна быть не менее 30 мм. Бетон применяется мелкозернистый класса по прочности не менее В20. Для лучшего сцепления нового бетона со старым следует до укладки арматурной сетки плиту сверху промазать эпоксидным клеем. Бетон усиления нужно уложить до начала твердения клея.

Несущая способность пролетного сечения плиты, усиленной наращиванием сверху при $x \leq \Delta h$, определяется по формуле

$$M_{u,r} = \gamma_{r1} \cdot R_{b2} \cdot b x \cdot (h_0 + \Delta h - 0,5x), \quad (18)$$

где γ_{r1} – коэффициент, учитывающий податливость соединения бетона усиления с бетоном плиты, равный 0,9;

R_{b2} – расчетное сопротивление бетона усиления сжатию;

h_0 – рабочая высота сечения плиты до ее усиления;

x – высота сжатой зоны бетона после усиления плиты, определяемая по формуле

$$x = \frac{R_{s,l}^{\circ} A_s}{\gamma_{r1} R_{b2} b}, \quad (19)$$

где $R_{s,l}^{\circ}$ – расчетное сопротивление арматуры растяжению;

A_s – площадь сечения растянутой арматуры плиты.

Нейтральная ось в усиленной плите должна располагаться в слое усиления, что можно сделать, изменяя толщину наращивания бетона Δh .

Несущая способность наклонных сечений изгибаемых элементов, подвергшихся огневому воздействию при пожаре и последующему охлаждению, вычисляется по формуле

$$Q_u = Q_{bl,l}^{\circ} + Q_{swl,l}^{\circ}, \quad (20)$$

где $Q_{bl,l}^{\circ}$ – поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении;

$Q_{swl,l}^{\circ}$ – поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой в наклонном сечении.

Значение $Q_{bl,l}^{\circ}$ вычисляется по формуле

$$Q_{bl,l}^{\circ} = \frac{\varphi_{b2} R_{bt,l}^{\circ} \cdot b h_0^2}{c}, \quad (21)$$

где φ_{b2} – коэффициент, принимаемый равным 1,5;

c – проекция наиболее опасного наклонного сечения на ось элемента;

Значение $Q_{bl,l}^{\circ}$ должно быть не более $2,5 R_{bt,l}^{\circ} b h_0$, но и не менее $0,5 R_{bt,l}^{\circ} b h_0$.

Значение расчетного сопротивления бетона растяжению $R_{bt,l}^{\circ}$ принимается для крайнего сжатого слоя бетона.

Значение $Q_{sw,l}^{\circ}$ вычисляется по формуле

$$Q_{sw,l}^{\circ} = q_{sw,l}^{\circ} h_0, \quad (22)$$

где $q_{sw,l}^{\circ}$ – предельное значение усилия в поперечной арматуре на единицу длины элемента.

$$q_{sw,l}^{\circ} = \frac{R_{sw,l}^{\circ} A_{sw}}{s_w}, \quad (23)$$

где $R_{sw,l}^{\circ}$ – расчетное сопротивление действию поперечной силы поперечной арматуры после нагрева и последующего ее охлаждения, вычисляемое по формуле

$$R_{sw,l}^{\circ} = 0,8 R_{sl}^{\circ}; \quad (24)$$

A_{sw} – поперечное сечение поперечной арматуры, расположенной в одной плоскости;

s_w – шаг поперечной арматуры.

Если $q_{sw,l}^{\circ} < 0,25 R_{bt,l}^{\circ} b$, то поперечную арматуру в расчете не учитывают. Тогда принимают

$$Q_u = Q_{bl,l}^{\circ}. \quad (25)$$

Усиление наклонных сечений изгибаемых железобетонных элементов, поврежденных пожаром, производится установкой допол-

нительной поперечной арматуры на боковых поверхностях изгибаемых элементов (рис.2.).

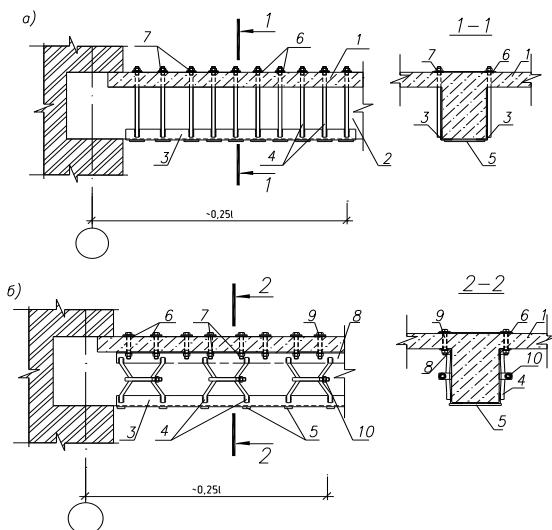


Рис. 2. Схема усиления наклонных сечений железобетонных балок:

а) поперечными стержнями, натягиваемыми гайками;

б) поперечными попарно стягиваемыми стержнями;

1 – плита перекрытия; 2 – ребро перекрытия; 3 – продольные опорные уголки;

4 – поперечные стержни; 5 – нижние поперечные планки;

6 – верхние поперечные планки; 7 – гайки; 8 – верхние продольные уголки;

9 – болты; 10 – стяжные устройства

Дополнительная поперечная арматура может быть изготовлена из гладких стержней (класса А-240) с нарезкой на одном конце. Одним концом стержни приваривают к опорным уголкам, закрепленным на усиливаемом элементе, за другой конец дополнительный поперечный стержень натягивается с помощью гайки. Дополнительные поперечные стержни, изготовленные из арматуры класса А-400, привариваются двумя концами к опорным уголкам и вводятся в работу стягиванием с помощью специальных хомутов.

После выполнения усиления все металлические элементы оштукатуриваются по сетке цементным раствором.

Расчет несущей способности дополнительной поперечной арматуры можно произвести по формуле

$$Q_u \leq Q_{u,l} + \frac{\gamma_{sr,2} R_{sw,2} A_{sw,2} n}{s}, \quad (26)$$

где Q_u – остаточная несущая способность изгибаемого элемента, поврежденного пожаром;

$\gamma_{sr,2}$ – коэффициент условий работы дополнительной арматуры, равный 0,8;

$R_{sw,2}$ – расчетное сопротивление дополнительной арматуры при расчете по поперечному сечению;

$A_{sw,2}$ – поперечное сечение одного стержня дополнительной поперечной арматуры;

n – число поперечных стержней в одном поперечном сечении, $n = 2$;

s – шаг дополнительной поперечной арматуры.

Степень огневого воздействия при пожаре на строительные конструкции зависит от их материала, размеров, положения в пространстве, нагрузки, температуры и длительности воздействия пожара, средств тушения. Место возникновения пожара, продолжительность горения, максимальная средняя температура в помещении во время пожара, средства тушения должны отражаться в акте органов государственного пожарного надзора «Описание пожара». При отсутствии в акте «Описание пожара» необходимых данных или их недостаточности, температуру конструкции и время огневого воздействия можно ориентировочно определить по состоянию конструкции.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Гроздов В.Т. Техническое обследование строительных конструкций зданий и сооружений. – СПб., 2004.
2. Гроздов В.Т., Курлапов Д.В., Поддубный И.В. Рекомендации по техническому обследованию и проведению мероприятий по усилению или замене несущих конструкций малоэтажных зданий повреждённых воздействием пожара / ВИТУ. – СПб., 2008. – 74 с.
3. Ильин Н.А. Последствия огневого воздействия на железобетонные конструкции. – М.: Стройиздат, 1979.
4. Методические рекомендации по оценке свойств бетона после пожара / НИИЖБ – М.: Стройиздат, 1985.

ПРОБЛЕМНЫЕ ВОПРОСЫ ВНЕДРЕНИЯ В ПРАКТИКУ СТРОИТЕЛЬСТВА НОВЫХ НОРМАТИВНЫХ ДОКУМЕНТОВ ПО КАМЕННЫМ И АРМОКАМЕННЫМ КОНСТРУКЦИЯМ

НЕВЕРОВИЧ И. И., ЛОВЫГИН А. Н.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Как известно, с 1.01.2018 в Республике Беларусь действуют новые нормы по каменным и армокаменным конструкциям: ТКП 45-5.03-308-2017. Каменные и армокаменные конструкции. Строительные нормы проектирования [1]. Основой для их разработки явился Еврокод 6, а именно три основных части Еврокода 6, опубликованных ранее в качестве нормативных документов:

1. ТКП EN 1996-1-1-2016. Еврокод 6. Проектирование каменных конструкций. Часть 1-1. Общие правила для армированных и неармированных каменных конструкций.

2. ТКП EN 1996-2-2009. Еврокод 6. Проектирование каменных конструкций. Часть 2. Проектные решения, выбор материалов и выполнение каменных конструкций.

3. ТКП EN 1996-3-2009. Еврокод 6. Проектирование каменных конструкций. Часть 3. Упрощённые методы расчета неармированных каменных конструкций.

При этом действующие ранее нормы: «СНиП П-22-81. Каменные и армокаменные конструкции. Нормы проектирования» [4] и, соответственно, «Пособие по проектированию каменных и армокаменных конструкций (к СНиП П-22-81)» [5] были отменены.

Практически в это же время (летом 2018 г.) были введены в действие новые нормы по возведению каменных конструкций в составе общего нормативного документа: ТКП 45-1.03-314-2018. Возведение строительных конструкций, зданий и сооружений. Основные требования [2]. Данный нормативный документ отменил ранее действующие нормы по возведению каменных конструкций: ТКП 45-5.02-82-2010. Каменные и армокаменные конструкции. Правила

возведения [3]. По существу, данный нормативный документ практически без существенной переработки целиком вошел в последние нормы по возведению строительных конструкций, в том числе, и каменных конструкций (основные требования).

При введении в действие последнего нормативного документа [2] возникли проблемные вопросы соответствия требований нормативных документов по проектированию и по возведению каменных и армокаменных конструкций. Ранее действующие документы таким соответствием обладали. Конструктивные требования к каменным конструкциям, изложенные в СНиП П-22-81 [4] и в Пособии [5], соответствовали требованиям, которые предъявлялись к каменным конструкциям при их возведении, изложенные в соответствующем ТКП [3], а ещё ранее, в СНиП 3.03.01-87. Несущие и ограждающие конструкции. Правила производства и приемки работ.

По существу, правила возведения базировались на требованиях СНиПа по проектированию. Например, едиными были требования по перевязке (чередованию тычковых и ложковых рядов), по сетчатому армированию, толщине горизонтальных и вертикальных швов кладки, по возведению кладки в зимний период (при отрицательных температурах) и так далее.

Совершенно иная картина наблюдается с ныне действующими нормативными документами по проектированию каменных и армокаменных конструкций и по их возведению. Здесь не наблюдается гармонизация требований по проектированию и по возведению. Эти требования в значительной степени отличаются. Для наглядности создавшейся ситуации можно привести такие примеры. Так, в соответствии с новыми нормами по проектированию [1] толщина растворных швов для каменной кладки (для стандартного и легкого раствора) составляет 6-15 мм, причём, требования по толщине горизонтальных и вертикальных швов одинаковы. В соответствии же с новыми нормами по возведению каменных конструкций [2] толщина горизонтальных швов для обыкновенного (одинарного) кирпича составляет 10 мм с допусками + 3 и -2 мм (то есть 8 – 13 мм), а для утолщенного кирпича (толщиной 88 мм) и мелкоштучных камней с толщиной 138 мм и более) составляет 12 с допусками +3 и -2 мм (10 – 15 мм). Толщина вертикальных швов составляет 10 ± 2 мм (8 – 12 мм). Таким образом, требования по толщине растворных швов в значительной степени отличаются.

Требования по отклонению от вертикали по нормам проектирования [1] составляют:

- не более 20 мм на 1 этаж;
- не более 50 мм – на здание высотой более 2 этажей.

По нормам на возведение конструкций такие требования составляют:

- не более 10 мм – на 1 этаж;
- не более 30 мм – на здание высотой более 2 этажей.

Из сравнения видно, что данные требования (допуски в мм) отличаются на 100 %.

Требования норм [1] по отклонению от прямолинейности составляют: на 10 м – 50 мм, в то время, как нормы по возведению [2] на 10 м допускают 30 мм.

Смещение оси конструкции относительно вертикальной разбивочной оси по [1] допускается не более 20 мм, и по [2] – не более 10 мм. В соответствии с требованиями норм по проектированию [1] допускаемое отклонение от проектного значения толщины всей многослойной стены составляет ± 10 мм, а отдельного её слоя составляет

± 5 мм или $\pm 5\%$ от толщины слоя. По нормам [2] отклонение толщины от проектного значения допускается ± 15 мм.

Как известно, новые нормы по проектированию [1] резко ограничивают область применения сетчатого армирования для конструкций, работающих преимущественно на вертикальные нагрузки. Сетки можно использовать только для армирования столбов, простенков и пилястр с отношением сторон не более 1:2. Такое ограничение связано с тем, что изначально в Еврокоде 6, на котором и базируются новые нормы [1], игнорируется эффект обоймы, который создается сетками косвенного армирования в конструкциях, работающих на вертикальную нагрузку. В Еврокоде использование сетчатого армирования для таких конструкций вообще не допускается.

Следует отметить, что такая позиция Еврокода 6 в полной мере не совсем соответствует действительности. И если эффект обоймы для линейных конструкций (стен) ограничен в направлении длины стены, то для столбчатых конструкций он имеет место быть. Причем, сетки косвенного армирования создают не только эффект обоймы, но и играют роль связей для расслаиваемой кладки в ста-

дии III и тем самым дополнительно повышают несущую способность кладки. Поэтому критическое отношение новых норм [1] и позиции Еврокода 6 по сетчатому армированию вполне уместно и, наш взгляд, даже занижено.

А вот конструктивные требования по сетчатому армированию в новых нормах по проектированию [1] и по возведению [2] увязаны не в полном объеме. Так, в соответствии с [1] шаг сеток по высоте принимается не более 450 мм. По [2] шаг сеток по высоте зависит от вида кладочного изделия:

- для одинарного (обыкновенного) кирпича толщиной 65 мм – максимум через 5 рядов кладки;
- для утолщённого кирпича (толщиной 88 мм) – через 4 ряда кладки;
- для мелкоштучных камней (толщиной 138 мм и более) – через 3 ряда кладки.

Разнятся требования и по минимальному диаметру арматуры. Если в [1] минимальный диаметр принимается 5 мм, то в [2] – 3 мм (для сетчатого армирования).

Как отмечалось выше, в прежних нормативных документах по проектированию [4] и возведению [3] были разработаны и согласованы подробные рекомендации по возведению кладки зимой (при отрицательных температурах). При этом в СНиП [4] разработана методика расчета зимней кладки на растворах с противоморозными добавками и способом замораживания. В последнем случае расчет по СНиП [4] позволял получить и проверить прочность кладки при нулевой прочности раствора (на период оттепели).

В новых нормах проектирования [1] расчет для зимней кладки (и указания) не предусмотрены и, в частности, расчет прочности кладки при нулевой прочности раствора, потому что таковая по Еврокоду 6 в принципе не существует. В соответствии с Еврокодом 6 характеристическое значение прочности кладки на сжатие определяется по формуле $f_k = K \cdot f_a^{0,7} \cdot f_m^{0,3}$ при стандартном и легком растворе. Из формулы следует, что при прочности раствора $f_m = 0$ и $f_k = 0$, что противоречит действительности. Как же тогда стоят, не разрушаясь, отдельные египетские пирамиды без раствора. В этом плане формула Онищика для определения предела прочности кладки на сжатие, которая была задействована в СНиПе [4], и по кото-

рой можно было определить прочность кладки при нулевой прочности раствора, куда более жизненна и близка к действительности.

Таким образом, в [1] нет указаний по зимней кладке, в вот в нормах по возведению [2] они присутствуют.

Приведенные выше примеры свидетельствуют о сложившемся несоответствии в настоящее время норм по проектированию [1] и по возведению [2] каменных конструкций. И это при том, что последние были изданы значительно позже норм по проектированию [1], которые действовали с января 2018 г. Сложившаяся ситуация требует переработки и приведение в соответствие с нормами по проектированию [1] норм по возведению каменных конструкций, входящих составной частью в нормы [2].

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. ТКП 45-5.02-308-2017. Каменные и армокаменные конструкции. Строительные нормы проектирования/ Минстройархитектуры РБ. – Минск, 2017. – 111 с.
2. ТКП 45-1.03-314-2018. Возведение строительных конструкций зданий и сооружений. Основные требования / Минстройархитектуры РБ, - Минск, 2018. – 131 с.
3. ТКП 45-5.02-82-2010. Каменные и армокаменные конструкции. Правила возведения/ Минстройархитектуры РБ. – Минск, 2010. – 14 с.
4. СНиП П-22-81. Каменные и армокаменные конструкции. Нормы проектирования / Госстрой СССР. – Москва: Стройиздат, 1983. – 40 с.
5. Пособие по проектированию каменных и армокаменных конструкций (к СНиП П-22-81)/ ЦНИИСК Госстроя СССР. – Москва: Стройиздат, 1987. – 272 с.
6. СТБ 2087-2010. Возведение каменных и армокаменных конструкций. Номенклатура контролируемых показателей качества. Контроль качества работ/ Минстройархитектуры РБ. – Минск, 2010. – 16 с.

КОНСТРУКТИВНО-ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЕ РЕШЕНИЯ ПО ВОЗВЕДЕНИЮ ПРОТИВОФИЛЬТРАЦИОННЫХ ВЕРТИКАЛЬНЫХ БАРЬЕРОВ ДЛЯ ГИДРОИЗОЛЯЦИИ ПОЛИГОНОВ ЗАХОРОНЕНИЯ ОТХОДОВ

МИНЧУКОВА М. Е.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

В настоящее время в мире происходит интенсивный рост накопления промышленных и бытовых отходов, являющийся следствием увеличения объемов промышленного производства, потребительских нужд человека, развития химических технологий. В связи с этим резко актуализируется проблема снижения их вредного влияния на окружающую среду путем ликвидации или переработки. Размещение отходов на полигонах и в накопителях в виде захоронений является наиболее дешевым и распространенным способом борьбы с ними. Складируемые в отвалы отходы являются потенциальным источником загрязнения почв, вод, атмосферы, так как в процессе разложения выделяют фильтрат, дренажные газы, соли тяжелых металлов и многие другие загрязняющие вещества [1].

Эффективным решением по защите окружающей среды в районах складирования и захоронения отходов является их локализация путем изоляции от окружающих земель вертикальным барьером, устраиваемым по периметру изолируемой зоны. Существуют следующие основные способы реализации этого инженерного решения.

По первому варианту противοфильтрационный барьер совершенного или несовершенного типа устраивается по периметру вокруг накопителя, для чего отрывают траншею и заполняют ее изолирующим материалом.

По второму – вертикальный противοфильтрационный барьер выполняется путем бурения цепи скважин до водоупора с последующим заполнением их тампонажным сорбирующим материалом. Между скважинами формируется сплошная стенка, локализующая область захоронения.

Первый вариант, по нашему мнению, является более предпочтительным, так как позволяет обеспечить более надежную, равнопрочную по всей протяженности контурную защиту сооружения, исключает дополнительные затраты, связанные с использованием физико-химических способов по улучшению инъекционных свойств растворов и увеличению дальности их проникновения в грунт.

Существуют следующие основные способы и конструктивные решения выполнения контурных барьеров-завес, в отношении которых ведутся научно-практические разработки и предлагаются меры совершенствования [2].

Основные способы выполнения противofильтрационных завес:

- экран «стена в грунте». Грунтовая толща извлекается до водопора, а образовавшийся объем заполняется противofильтрационным материалом.

- конструкция стаканного типа. Боковые вертикальные стенки устанавливаются на одинаковом расстоянии от области захоронения отходов, снизу объединены горизонтальным водонепроницаемым слоем, устраиваемым под толщей отходов.

Для заполнения траншей используются следующие гидроизоляционные материалы: глина, цементный раствор, бетон, листовые или трубчатые изделия из стали и полимеров, рулонные геосинтетические материалы - мембраны, геотекстиль, геокомпозиты, бентонитовые маты, полимерные смолы. Перспективным направлением поиска новых решений является создание композиционных изолирующих конструкций, включающих два или более видов различных материалов. Представляют интерес следующие патентные решения:

- гидроизолирующий слой из нетканого геотекстиля и полимерцемента; [3]

- стенка, формируемая из стальных двутавровых балок с заполнением пространства между ними грунтоцементным слоем и покрытием нетканым материалом с фиксацией полимерной смолой [4];

- водонепроницаемое покрытие, сформированное из листов тканого материала, слоя из прорезиненного асфальта и полимерцементного покрытия [5];

- каркас из стальных листов с заполнением отвердителем-бетоном, имеющим в составе бентонит [6];

- диафрагма из армированной полимерной пленки в сочетании с глинистым грунтом [7].

В практике изоляции рассматриваемых объектов широкое распространение получили грунтопленочные завесы, осуществляемые способом «стена в грунте». В качестве противофильтрационного элемента используется рулонная пленочная мембрана, т.к. является экономичной и обеспечивает 100% гидроизоляцию при надлежащем качестве выполнения работ. Разработки по возведению таких конструкций связаны с совершенствованием технологий по выполнению траншеи под гидроизоляцию, способов раскатки в ней пленочных полотнищ, и создания надежных их стыков [8,9].

В данной работе представлены результаты разработки по возведению противофильтрационной завесы, целью которой являются повышение противофильтрационной надежности грунтопленочной завесы и снижение трудоемкости ее возведения. Предлагаемые нами способ и устройство представляет собой конструкцию из пленочной мембраны, установленной вертикально в грунте между двумя слоями глинистой гидроизоляции, заглубленной до водоупора.

Известные способы строительства противофильтрационной диафрагмы из гибких полотнищ и грунтового заполнителя предусматривают устройство полимерных полотнищ путем их разворачивания в грунтовой щели в вертикальном направлении, сверху вниз [10]. Однако такая технология имеет недостатки, заключающиеся в том, что не в полной мере обеспечивается равномерное опускание пленки, в результате чего может возникнуть перекося полотнища при погружении, образование складок, неполное прилегание кромки его к основанию траншеи и, в связи с этим, создание путей сосредоточенной фильтрации.

Нами предлагается способ раскатки пленочной мембраны вдоль грунтовой щели (внутри нее) в горизонтальном направлении с помощью направляющего устройства, закрепленного за низ окантовки полотна и обеспечивающего балансировку полотнища при передвижении его вдоль грунтовой щели, укладку его без порывов и перекосов. Прорезаемую в грунте щель толщиной 100 – 150 мм, вдоль которой раскатывается полотнище, выполняют с применением струйной технологии с использованием глинистого раствора плотностью $\rho = 1,07 - 1,12 \text{ г/см}^3$, который заполняет выемки в грунте и защищает их стенки от оползания. Возможно также выполнение выемки вибрационным способом, предусматривающим последовательное погружение и извлечение профилировочных элементов,

устроенных на основе корытного металлического шпунта [11]. По мере истечения воды из глинистого раствора, заполняющего щель, происходит твердение глины, в результате чего формируется изолирующая вертикальная глинисто-пленочная завеса.

Важной проблемой при строительстве сооружений с пленочными противофильтрационными элементами является качественное выполнение стыков смежных полотнищ, исключающее фильтрацию жидких сред. Особую сложность представляет выполнение вертикальных стыковых швов. Существующие способы термоконтантной сварки и опрессовки прижимным устройством концов смежных полотен, обработанных герметиком, имеют свои достоинства, ограничения и недостатки. Оба требуют высокой механизации работ и связанных с этим высоких экономических затрат. Кроме того, при выборе соединения сваркой необходимо учитывать толщину пленки, так как для пленок толщиной менее 1,0 мм сложно добиться хорошего качества сварного шва.

Нами предлагается способ соединения смежных концов полотнищ с помощью профильных шпунтин из ПВХ (рис. 1). Предварительно края полотен 1 оборудуются по вертикальному срезу окантовкой в виде пластин 2 и 3, представляющих собой части разрезанного шпунта, предназначенного для дальнейшей стыковки полотнищ в замок. После раскатки рулонов шпунтину 4 опускают на всю глубину щели и устанавливают таким образом, чтобы соединить в замок ее вертикальные края с краями окантовки полотнищ (рис. 2). Такая конструкция имеет достаточную прочность и обеспечивает высокую степень изоляции стыка.

Предлагается следующая последовательность выполнения работ.

Вначале в грунте по оси будущей завесы, способом струйной технологии, пробуривают смежные скважины 1 и 2 (рис. 1), затем между ними выполняют щель 3 на глубину, достигающую водоупора. Рулон с пленочным полотном 4, намотанным на полимерную трубу 5, погружают в скважину и закрепляют его на поверхности земли с помощью металлических пластин 6 и крепежных анкеров 7. К наружному концу полотна внизу за окантовку прикреплен направляющая листовая полоса 8, а к центру окантовки рулона крепят трос 9, с помощью которого осуществляют раскатывание рулона вдоль щели. Перед растягиванием полотнища на другом конце щели в смежной скважине устанавливается металлическая рама 10 с

обводящим блоком 11, закрепленная на поверхности земли с помощью крепежных элементов и зафиксированная пригрузом 12. Протягивание пленочного полотна вдоль щели осуществляется с помощью троса. Трос, прикрепленный к центру внешнего окантовочного элемента рулона, протягивают вдоль щели, проводят через обводящий блок рамы и крепят за крюк грузоподъемного устройства. Затем с помощью автокрана выполняют разворачивание пленки и протягивание ее вдоль щели с заведением в смежную скважину. Направляющая полоса обеспечивает движение пленочного полотна в горизонтальном направлении при его перемещении вдоль грунтовой щели, заполненной глинистым раствором.

После раскатки полотнища металлическую раму из скважины извлекают и погружают новый рулон. Работы повторяют в прежней последовательности. После раскатки очередного рулона полимерную трубу, на которую было намотано полотно, извлекают. Концы полотен стыкуют в замок с помощью полимерной шпунтины.

Предлагаемая конструкция и технология обеспечивают высокую степень водонепроницаемости противофильтрационной завесы за счет работы слоя глинистого раствора и полимерной пленки, раскатываемой в горизонтальном направлении, а также в повышении надежности изоляции стыка, который выполняется шпунтиной из полимерного материала, погружаемой в глинистый раствор и заглубленной в водоупорное основание, сопрягающей по своим замкам раскатанные полотнища в единое целое.

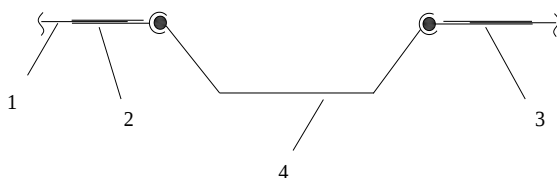


Рис. 1. Узел стыковки пленочных полотнищ шпунтиной

8. Галинский А.М., Чернухин А.М. Совершенствование конструктивно-технологических решений локализации источников загрязнения грунтов // Вестник Одесской государственной академии строительства и архитектуры. - 2016. – № 63. - С.309-315.

9. Минчукова М.Е. Современные технологические решения по гидроизоляции объектов захоронения промышленных и бытовых отходов // Актуальные проблемы современного строительства: Материалы 67-й Международной научно-технической конференции молодых ученых (аспирантов, докторантов) и студентов / СПбГА-СУ. – СПб., 2010. – С. 129–133.

10. А. с. 1084357 СССР, МКИ 2 Е 02 В 3/16 Способ строительства противофильтрационной диафрагмы из гибких полотнищ и грунтового заполнителя.

11. Патент 2295005 РФ, МПК Е 02 D 7/18. Способ возведения в грунте несущих ограждающих конструкций с наружной гидроизоляцией и устройство для его осуществления.

УДК 624.011

АНАЛИЗ КОНСТРУКТИВНЫХ РЕШЕНИЙ ДВУСКАТНЫХ КЛЕЕФАНЕРНЫХ БАЛОК ПРОЛОТОМ БОЛЕЕ 12 М

ОКОВИТЫЙ А. В.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

При пролетах более 12 м предпочтительная форма поперечного сечения клеефанерных балок коробчатая, являясь закрытым тонкостенным профилем с высокой жесткостью на кручение (рис. 1, а).

Коробчатая форма имеет гладкие боковые поверхности. С точки зрения прочности фанеры на скалывание в зоне приклеивания ее к поясам, а также местной устойчивости стенок, коробчатая форма не является лучшей. Фанерные стенки при таком решении загружены внецентренно относительно срединной плоскости листа, что необходимо учитывать при оценке прочности клеевых швов между стенкой и поясами и при проверке местной устойчивости стенок.

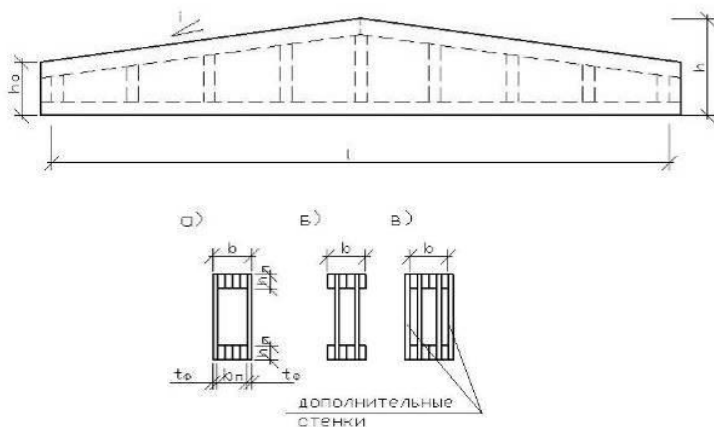


Рис.1. Общий вид клефанерной балки с поперечным сечением:
 a – коробчатым; b – двутавровокоробчатым; $в$ – двутавровокоробчатым
с дополнительными фанерными стенками

В двутавровокоробчатой форме (рис. 1, б) при одинаковой с коробчатой материалоемкостью вдвое увеличивается площадь клеевых швов. Усилия с поясов на стенки передаются симметрично, что повышает их местную устойчивость. Промежуток между стенками меньше, что сокращает расход древесины на ребра жесткости. Трудоемкость изготовления таких балок не увеличивается.

У двутавровокоробчатых балок в случае необходимости к выступающим полкам могут быть приклеены дополнительные фанерные стенки (рис. 1, в) на расчетную длину, что позволяет добиться сбалансированной прочности балки по длине.

Из анализа поперечных сечений следует, что при конструировании клефанерных балок пролетом более 12 м предпочтение следует отдавать двутавровокоробчатым поперечным сечениям.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Проектирование деревянных конструкций / Учебное пособие / Е.Н.Серов [и др.]. – Москва: Издательство АСВ, 2011. – 536 с.

СТЕСНЕННАЯ ДЕФОРМАЦИЯ УСАДКИ АРМИРОВАННОГО КЕРАМЗИТОБЕТОНА И ЕЁ ОПРЕДЕЛЕНИЕ

СЕМЕНЮК С. Д., МЕЛЬЯНЦОВА И. И., ТИМОФЕЕВА А. Б.

Белорусско-Российский университет
Могилев, Беларусь

Легкие бетоны получают на основании искусственных и природных пористых заполнений. Прочность крупных заполнителей легких бетонов значительно меньше прочности заполнителей обычного (тяжелого) бетона и при испытании их в стандартном цилиндре колеблется в значительных пределах от 0,5 до 10,0 МПа. Разрушение легких бетонов происходит в основном по крупному заполнителю в то время, когда в обычном бетоне, как правило, разрушение происходит по контакту заполнителя с раствором.

Под усадкой принято понимать объемное сокращение бетона (раствора, цементного камня) в результате физико-химических процессов, происходящих при взаимодействии цемента с водой, изменения влажности цементного камня и карбонизации бетона. Усадку бетона следует рассматривать как свойство микроструктуры твердеющего цементного камня. Величина деформации усадки во времени зависит от множества факторов:

- температурно-влажностных условий окружающей среды;
- крупности заполнителя и его физико-механических свойств;
- количества, вида цемента и его активности;
- количества воды затворения (водоцементное отношение);
- объемного содержания цементного камня в бетоне;
- межзерновой пустотности заполнителей бетона;
- присутствие добавок и ускорителей твердения, оказывающих влияния на условия формирования структуры бетона.

Усадка происходит, когда влажность окружающей среды меньше влажности бетона.

Усадку принято подразделять на две составляющие: химическую усадку (связана с потерей воды при протекании процесса гидрата-

ции вяжущего); физическую усадку (характеризуется потерей части свободной влаги бетона при её испарении из открытых пор и капилляров в атмосферу).

В общем виде различают усадку контракционную, карбонизационную и влажностную.

Контракционная усадка носит физико-химический характер и происходит в период возникновения новообразований, объем которых меньше, чем исходных продуктов. Усадка эта незначительная по сравнению с полной усадкой; протекает в раннем возрасте бетона и не вызывает существенных внутренних напряжений.

Карбонизационная усадка является следствием уменьшения в объеме цементного камня в результате химического взаимодействия гидроокиси кальция с оксидом углерода, содержащемся в воздухе.

При нахождении бетона в среде, влажность которой ниже содержания влаги в бетоне, происходит испарение воды из мелких пор и капилляров, а также структурно связанной воды. Это приводит к возникновению сил капиллярного сжатия и к уменьшению объема, называемому влажностной усадкой, которая составляет 70...80% полной усадки.

По сравнению с тяжелыми бетонами протекание усадки в легких бетонах имеет ряд особенностей.

- 1 – керамзитобетон ($R_b = 28,3$ МПа)
- 2 – бетон на трепельном гравии ($R_b = 28,0$ МПа);
- 3 – тяжелый бетон ($R_b = 23,3$ МПа).

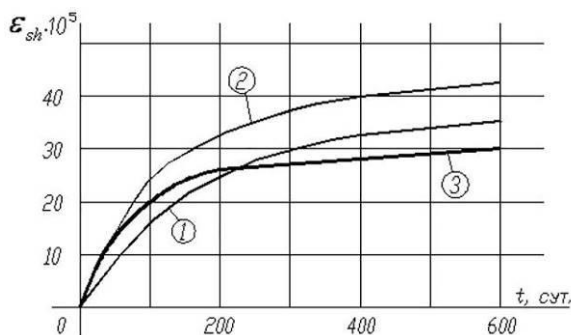


Рис. 1. Относительные деформации усадки легких бетонов

Изменение объема в легких бетонах проявляется более интенсивно под влиянием факторов увлажнения или высыхания. Поэтому полная усадка легких бетонов, чаще всего несколько больше (на 15...25%) усадки равнопрочных тяжелых бетонов (рис.1). В первые периоды твердения легких бетонов наблюдается увеличение объемов, вызванное тепловым расширением заземленного воздуха под влиянием экзотермической теплоты (с выделением). Вследствие этого, в первые несколько суток бетон набухает, а затем уменьшается в объеме, т.е. начинают проявляться усадочные деформации.

На основе статистического анализа опытных данных найдены формулы позволяющие, вычислить относительные деформации усадки ε_{sh} в зависимости от наиболее влияющих факторов – расхода воды и цемента.

Так, для керамзитобетона на кварцевом песке при естественном твердении при продолжительности процесса 100 суток используют формулу:

$$\varepsilon_{sh}(100) = 6,7 \cdot 10^{-6} \cdot (B \sqrt{\Pi})^{\frac{1}{2}}, \quad (1)$$

где В и Ц – расход воды (литрах) и цемента (кг) на 1м³ бетона.

Для описания процесса усадки во времени можно использовать формулу:

$$\varepsilon_{sh}(t) = 4 \frac{t \cdot \varepsilon_{sh}(100)}{100 + 3t}, \quad (2)$$

где t – продолжительность процесса, сут.

Конечные деформации усадки легких бетонов колеблются в значительных пределах. Например, для керамзитобетона они составляют 0,3...1 мм/м; аглопоритобетона – 0,5...0,9; для бетона на топливном шлаке – 0,3...2,3 мм/м. Усадка, как и ползучесть, армированных легких бетонов изучены мало.

В армированном элементе свободные усадка и ползучесть сдерживаются арматурой, которая играет роль внутренней связи, т.к. ее модуль упругости выше модуля упругости бетона. Вследствие этого деформации усадки и ползучести армированного бетона ниже, чем

неармированного, причем, чем выше коэффициент армирования μ , тем больше его влияние.

Под влиянием разности деформаций свободной усадки бетонного элемента ε_{sl} и стесненной усадки армированного элемента $\varepsilon_{sl,s}$ (рис. 2), образуется средняя деформация бетона:

$$\varepsilon_{bt} = \varepsilon_{sl} - \varepsilon_{sl,s}, \quad (3)$$

порождающая в бетоне средние растягивающие напряжения.

$$\sigma_{bt} = \varepsilon_{bt} \cdot E'_b, \quad (4)$$

где E'_b – секущий модуль деформации, зависящий от возраста бетона.

Наибольшие значения этих напряжений находятся в зоне контакта с арматурой. Деформации $\varepsilon_{sl,s}$ являются для арматуры упругими, и в ней возникают сжимающие напряжения.

$$\sigma_s = \varepsilon_{sl,s} \cdot E_s. \quad (5)$$

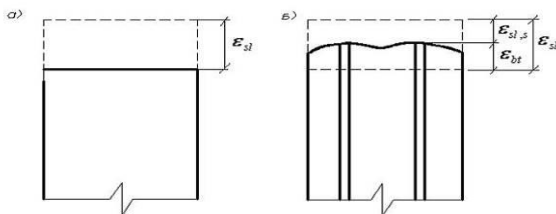


Рис. 2. Деформации усадки образцов
а) бетонного; б) железобетонного

Теоретически влияние армирования на процессе усадки получим, используя условие внутреннего равновесия, в любой момент времени t

$$\sigma_{bt(t)} \cdot A_b = \sigma_{s(t)} \cdot A_s \quad (6)$$

и условие совместности деформаций

$$\varepsilon_{sl,s}(t) = \varepsilon_{sl}(t) - \varepsilon_{bt}(t), \quad (7)$$

где $\sigma_{bt}(t)$ – растягивающие напряжения в бетоне к моменту времени t ;
 $\sigma_s(t)$ – сжимающие напряжения в арматуре к моменту времени t ;

A_b – площадь поперечного сечения бетона ($\mu = A_s / A_b$);

$\varepsilon_{sl}(t)$ – деформации свободной усадки бетона к моменту времени t ;

$\varepsilon_{sl,s}(t)$ – деформации сжатия в арматуре к моменту времени t ;

$\varepsilon_{bt}(t)$ – деформации растяжения в бетоне к моменту времени t ;

Учитывая, что из (6) $\sigma_{bt}(t) = \mu \sigma_s(t)$ и

$$\varepsilon_{bt}(t) = \int_{\tau_1}^t \frac{d\tau(\tau)}{d\tau} \cdot \delta(t, \tau), \quad (8)$$

после интегрирования и решения уравнения (8), получаем выражение для определения деформаций усадки армированного бетона $\bar{\varepsilon}_{sl}(t) = \varepsilon_{sl,s}(t)$

$$\bar{\varepsilon}_{sl}(t) = \varepsilon_{sl,s}(t) - \left[f_1(t) + \int_{\tau_1}^t f_1(t) H(t, \tau) d\tau \right], \quad (9)$$

где $f_1(t) = \frac{\varepsilon_{sl}(t) \cdot \mu \cdot \alpha(t)}{[1 + \mu \alpha(t)]}$; $\alpha(t) = \frac{E_s}{E_b(t)}$;

$H(t, \tau)$ – резольвента ядра.

$$H(t, \tau) = \frac{\mu \alpha(t)}{1 + \mu \alpha(t)} \cdot \frac{d}{d\tau} \left[\frac{1}{E_\sigma(t)} + C(t, \tau) \right]; \quad (10)$$

$C(t)$ – удельная деформация ползучести бетона. Для приближенного описания изменения $C(t, \tau)$ можно использовать эмпирическую формулу, полученную на основе статистической обработке результатов опытов с керамзитобетоном

$$C(t, \tau) = C(\infty, \tau) / \left(1 + \frac{12,5}{\sqrt{t - \tau}} \right), \quad (11)$$

где $C(\infty, \tau) = \xi_1 \cdot \xi_3 \cdot \xi_4 \cdot k \cdot \frac{B}{R_m}$;

ξ_1, ξ_3, ξ_4 – коэффициенты, учитывающие соответственно возраст бетона к моменту нагружения, приведенный размер попереч-

ного сечения и относительную влажность среды (принимают по нормам);

$$k = 13,5 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3/\text{кг};$$

B – расход воды, кг/м³,

R_m – кубиковая прочность бетона.

Формула (9) даст хорошую сходимость с опытными данными, но она сложна для практического пользования. Поэтому при расчетах применяют эмпирические зависимости, основанные на экспериментальных данных. Так для керамзитобетона используют формулу:

$$\bar{\varepsilon}_{sl}(t) = 4t\varepsilon_{sl}(100) \frac{e^{-20\mu}}{100 + 3t}, \quad (12)$$

где $\varepsilon_{sl}(100)$ – свободная усадка бетона к моменту наблюдений (100 суток) вычисляется по формуле (1). Для других бетонов используют зависимость

$$\frac{\bar{\varepsilon}_{sl}(t)}{\varepsilon_{sl}(t)} = \frac{1}{2,2\mu, 2\mu\alpha + 1} \quad (13)$$

Усадка является одним из явлений, которые, как считается, вызывают изменение объема бетона, другие три - это ползучесть, эффекты изменения температуры и возможный химический распад. Хотя все четыре взаимосвязаны, изменение объема из-за потери влаги связано с термином усадка. Ползучесть - это зависящее от времени изменение объема в результате действия внешних нагрузок. Повышение или понижение температуры приведет к расширению или сжатию бетона, но также повлияет на скорость усадки, увеличив или уменьшив скорость испарения влаги с поверхности бетона.

Для реализации определения стесненной усадки армированного керамзитобетона используются призмы размерами 150×150×600 мм и индикаторы часового типа с ценой деления 0,001 мм на базе 400 мм (см. рис.3).

Этапы подготовки керамзитобетонного образца к испытаниям изложены ниже (см. рис. 3 – 5).

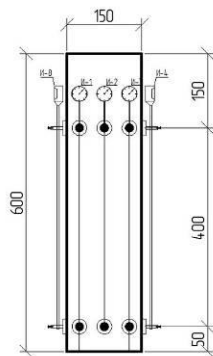


Рис. 3. Размещение индикаторов И-4...И-8 на опытном образце
(К-1, мм.2)

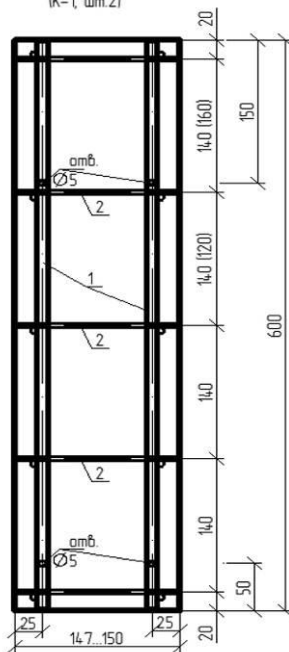


Рис. 4. Вариант каркаса опытного образца

- 1 – продольные арматурные стержни из стали класса S400, S500 длиной $L=590$ мм.
 На одну призму – 2 К-1, т.е 4 стержня. Для влияния армирования на стесненную усадку керамзитобетона будут использованы стержни $\varnothing 10, 12, 14, 16$ мм.
 2 – поперечные арматурные стержни $\varnothing 5$ мм на стали класса S240 (хомуты) длиной $l=147 \dots 150$ мм

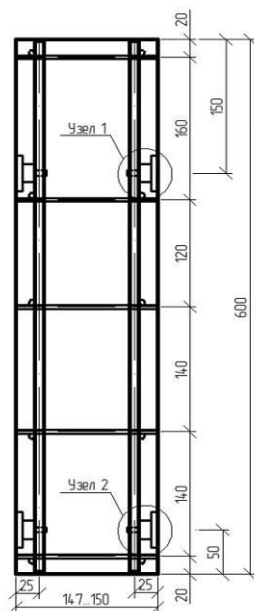


Рис. 5. Опытный образец с переходными штуцерами

Детализировка узлов опытного образца с переходными штуцерами представлена на рисунках 6,7.

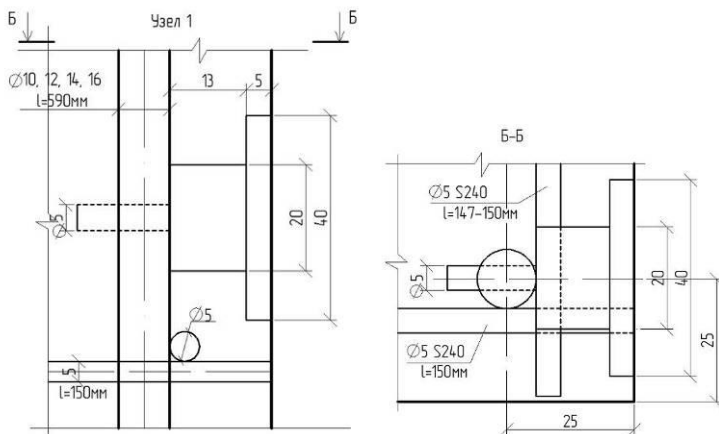


Рис. 6. Схема 1 узла опытного образца

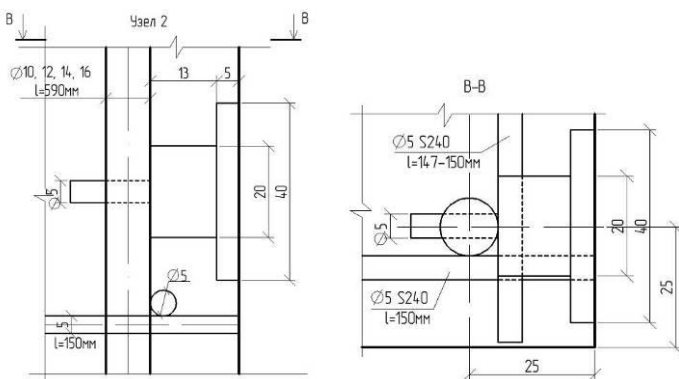


Рис. 7. Схема 2 узла опытного образца

При проектировании бетонных конструкций обычная проблема усадки заключается в том, чтобы не допустить чрезмерного увеличения ее величины. Чрезмерная усадка может привести к образованию трещин достаточного размера, чтобы разрушить внешний вид бетона или допустить попадание воды. Контроль величины усадки может быть осуществлен путем правильного выбора материалов, дозирования и отверждения. Теоретически, можно устранить все усадки, но требования для этого не будут практичными. Усадка является важным показателем в случае железобетона, так как она влияет на схватывание бетона с арматурой, уменьшая тем самым возможность проскальзывания стержня.

Размер трещин, образующихся при усадке бетона, может быть уменьшен за счет применения арматуры. Количество используемого армирования может быть недостаточно для значительного уменьшения общей величины усадки. Однако это может привести к образованию значительного количества мелких трещин, что лучше, чем несколько крупных.

Выводы. Существующие нормы проектирования для стандартных железобетонных конструкций не учитывают предварительного сжатия арматуры и предполагают, что стержни начинают работать с нулевой нагрузки, в то время как, напряжение от стесненной деформации усадки могут достигать 50 МПа и более. В преднапряженных конструкциях для погашения предварительного сжатия применяемой согласно расчета арматуры в бетоне существующий

способ проектирования изделия согласно ТКП EN требует избыточного количества растянутой арматуры.

Параллельно с этим, цель такого исследования - выяснить, дает ли усадка напряжение сжатия в стали достаточной величины, чтобы оправдать снижение требований к конструкциям на растяжение.

УДК 691.328

ИССЛЕДОВАНИЕ ДЕФОРМАЦИЙ НАБУХАНИЯ КЕРАМЗИТОБЕТОНА

СЕМЕНИУК С. Д., РЖЕВУЦКАЯ В. А.

Белорусско-Российский университет
Могилев, Беларусь

Аннотация. До настоящего времени лабораторные исследования деформаций набухания тяжелого бетона показали, что от набухания в сооружениях могут возникнуть значительные сжимающие напряжения. Учет этих дополнительных напряжений, возникающих в конструкциях, позволил бы уточнить методики расчета конструкций, в частности конструкций из керамзитобетона, а также определить влияние деформаций набухания на напряженно-деформированное состояние всего сооружения в целом. С этой целью планируется провести экспериментальные и теоретические исследования на набухание образцов в виде цилиндров из керамзитобетона.

Введение. Набухание бетона обусловлено адсорбцией воды цементным камнем, так как молекулы воды обладают расщепляющим действием и, следовательно, уменьшают межмолекулярные силы. В то же время, вода может вызывать уменьшение поверхностного натяжения материала, вследствие чего также может происходить некоторое расширение бетона. Процесс набухания может сопровождаться увеличением бетонного веса на величину примерно около 1%. При набухании же цементного камня в керамзитобетоне на участках максимального сближения зерен заполнителя возникают напряжения сжатия, уменьшающие напряжения растяжения, вызванные усадкой, и содействуют закрытию трещин, которые образовались в процессе усадки бетона. Следует отметить, что тенден-

ция легкого бетона к усадке при насыщении зерен водой снижается. В случае отдачи влаги цементному камню заполнитель сжимается до исходного объема и как, следствие этого, усадка бетона возрастает, а трещиностойкость цементного камня в нем повышается [1].

Особенности набухания керамзитобетона. И.А. Иванов и Н.И. Макридин установили, что после длительного насыщения в воде расширение зерен керамзита составляет 1,5–1,9 мм/м, а при высыхании их остаточная деформация оказывается еще более значительной [6]. По получившимся у авторов расчетам, оказалась, что напряжения в керамзите значительно превысили прочность на его разрыв, в то время как признаков разрушения не наблюдалось. На основании проведенных опытов И.А. Иванов и Н.И. Макридин пришли к выводу, что существенное предварительное напряжение керамзита можно объяснить двумя факторами. Во-первых, это факт небольших объемных изменений у естественных пористых заполнителей при увлажнении и высыхании. Во-вторых, это факт неординарного температурного поля в керамзитовых зернах в процессе охлаждения, вследствие чего объемные деформации будут неодинаковыми (в наружных слоях гранул керамзита возникают напряжения растяжения, а внутренняя зона оказывается сжатой). Можно сделать вывод, что в зернах пористых искусственных заполнителей, которые подверглись после термической обработки быстрому охлаждению, может проследиваться преднапряженное состояние.

Легкое изменение объема в стесненных условиях легко вызывает растягивающее напряжение и приводит к распространению микротрещин [6], которые могут ухудшить долговечность и производительность бетонных конструкций. Следовательно, необходимо развитие новых технологий, которые помогают смягчить эти негативные последствия.

Бетонные образцы, которые длительно хранились в условиях определенной относительной влажности и затем были помещены в воду или в условия более высокой влажности, претерпевают деформации набухания, т. е. увеличение объема и веса [1]. Это набухание обусловлено адсорбцией воды цементным камнем: молекулы воды обладают расклинивающим действием и уменьшают межмолекулярные силы. Кроме того, вода вызывает уменьшение поверхностного натяжения материала, вследствие чего также происходит некоторое расширение бетона.

Влияние условий твердения до высушивания, а также карбонизации, на влажностные деформации бетона позволяет объяснить некоторые расхождения и наличие сложных зависимостей между усадкой и деформациями набухания. Влажностные деформации легкого бетона больше, чем у бетона на тяжелом заполнителе. Если период хранения в воде достаточно продолжителен, то дополнительная гидратация цемента приводит к некоторому набуханию, которое накладывается на обратимые деформации, обусловленные попеременным увлажнением и высушиванием [6].

Планируемые исследования опытных образцов. Для проведения экспериментов планируется изготовить 3 серии керамзитобетонных образцов. Образцы для определения кубиковой прочности – 9 кубов с размерами ребра 150 мм, для определения цилиндрической прочности – 9 цилиндров диаметром 150 мм высотой 300 мм. Определение деформативных характеристик керамзитобетона будет осуществляться на призмных образцах размерами 150x150x400 мм (рис. 1, 2).

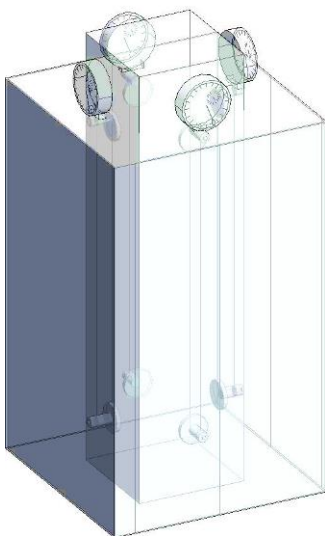


Рис. 1. Керамзитобетонный образец для измерения набухания

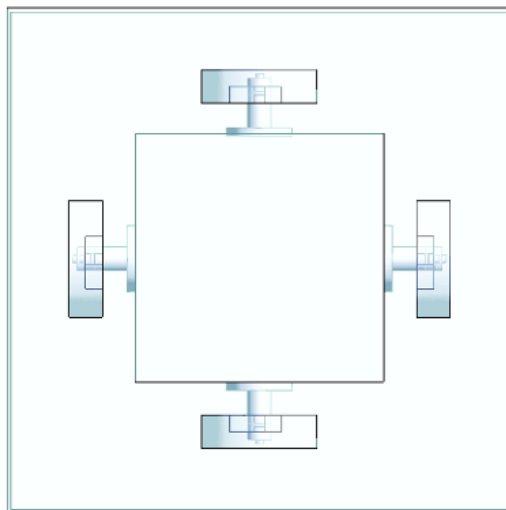


Рис.2. Керамзитобетонный образец для измерения набухания (вид сверху)

Материалы для изготовления керамзитобетонных образцов: гравий керамзитовый фракций 5–10 мм и 10 – 20мм; мелкий заполнитель – песок природный с модулем крупности $M_{кр}=1,8$; вяжущее – портландцемент ОАО «Белорусский цементный завод» марки М 500.

Подбор состава для керамзитобетонных смесей будет подбираться в соответствии с [4].

Испытание призм на кратковременное центральное сжатие для определения прочностных характеристик необходимо провести в полном соответствии с требованиями [3]. При испытании продольные деформации будут измеряться индикаторами часового типа с ценой деления 0,01мм, установленными вдоль оси по четырем граням призм. Поперечные деформации будут измеряться индикаторами часового типа с ценой деления 0,001мм (Рис. 3, 4, 5). Продольные и поперечные деформации по каждой отдельной призме (по показаниям четырех приборов механического действия) усредняются. При отдельных отсчетах, резко отличавшихся от среднего, эти отсчеты и соответствующие им деформации по отдельным приборам из обработки опытных деформаций исключаются.

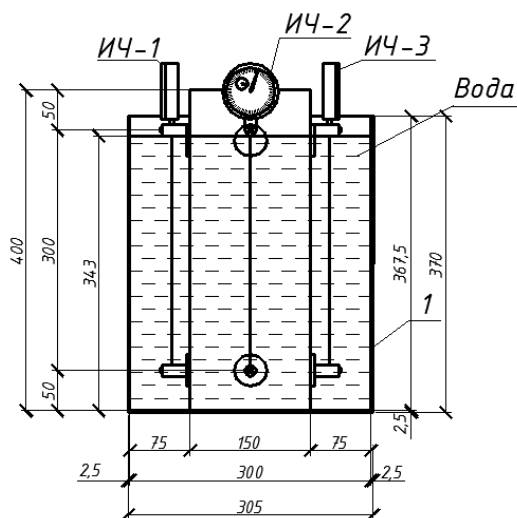


Рис. 3. Схема для измерения набухания керамзитобетона

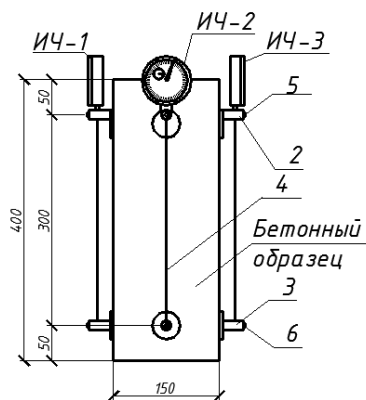


Рис. 4. Схема для измерения набухания керамзитобетонного образца, оснащенного индикаторами часового типа

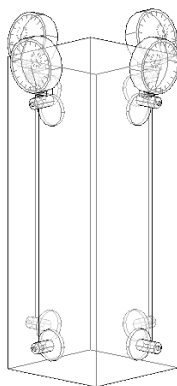


Рис. 5. Аксонометрическая схема керамзитобетонного образца размерами 150х150х400 мм, оснащенная индикаторами часового типа

В ходе обработки данных экспериментальных исследований для бетонов исследуемых классов будут определены следующие характеристики: кубиковая и призмечная прочности, модули продольных и поперечных деформаций, модуль сдвига, объемные деформации, коэффициент Пуассона, пределы верхнего и нижнего микротрещинообразования.

Экспериментальные образцы должны находиться в естественных условиях (при $t=20\pm 2^{\circ}\text{C}$ и влажности 90–95 %). Снятие показаний будет проводиться ежедневно. Предлагаемая формула в [7] для измерения деформаций набухания (1):

$$\varepsilon_t = \frac{l_0 - l_t}{l_b}, \quad (1)$$

где ε_t – деформация набухания бетона в момент времени t ;

l_0 – начальное значение;

l_t – значение в момент времени t ;

l_b – длина шкалы.

В [2] предложили коэффициент набухания в качестве результата предельного изменения объемной деформации и изменения модуля упругости бетона следующим образом:

$$\alpha^{sh}(t) = \frac{E_{lc}(t_{\infty})}{E_{lc}(t)} \cdot \varepsilon_{\infty}^{sh}, \quad (2)$$

где $E_{lc}(t)$ – модуль упругости в момент времени t ;

$\varepsilon_{\infty}^{sh}$ – предельная деформация, которая рассматривается как свободная эмпирическая постоянная [2].

Рассматривая дробное изменение модуля упругости в течение эквивалентного возраста 28 дней, коэффициент объемной деформации в формуле (3) можно изменить, чтобы точно получить возрастную зависимость твердения бетона следующим образом [5]:

$$\alpha^{sh}(t) = \frac{E_{lc}(28)}{E_{lc}(t_{eq})} \cdot \varepsilon_{\infty}^{sh} = \sqrt{\frac{4 + 0.85(t_{eq} - t_s)}{(t_{eq} - t_s)}} \cdot \varepsilon_{\infty}^{sh}. \quad (3)$$

Заключение. Явления набухания в легких бетонах, в частности в керамзитобетонах, являются мало исследованными. Многие экспериментальные работы различных авторов проводились на различных видах легкого заполнителя, а также в различных условиях. Это является перспективным направлением для проведения исследований в области набухания, которые требуют дальнейшего детального изучения. В случае армированного керамзитобетона, явления набухания позволили бы учесть дополнительные напряжения растяжения в арматуре.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Ахвердов И.Н. Механика деформирования и разрушения бетона в свете новых исследований по структурообразованию цементного камня / И.Н. Ахвердов // Доклады на 4 конференции по бетону и железобетону –Рига, 1966. – 51–56 с.
2. Bazant Z.P., Xi Y. Drying creep of concrete: constitutive model and new experiments separating its mechanisms, Mater. Struct. 27 (1), 1994. – pp. 3–14.
3. ГОСТ 24452-80. Бетоны. Методы определения призмочной прочности, модуля упругости и коэффициента Пуассона. – Госкомитет СССР по делам строительства. – М., 1981 – 20 с.
4. Рекомендации по подбору составов, изготовлению и применению модифицированных химическими и минеральными добавками конструкционно-теплоизоляционного и конструкционного керамзитобетон / РУП «Институт БелНИИС» – Минск, 2013. – 38 с.

5. Seongcheol Ch. Internal relative humidity and drying shrinkage of hardening concrete containing lightweight and normal-weight coarse aggregates: A comparative experimental study and modeling, Construction and Building materials 148, 2017. – pp. 288–296.

6. Симонов М.З. Основы технологии легких бетонов / Симонов М.З. – М.: Стройиздат, 1973. – 58 с.

7. Wang X.F., Fang C., Kuang W.Q., Li D.W., Han N.X., Xing F. Experimental investigation on the compressive strength and shrinkage of concrete with pre-wetted lightweight aggregates, Construction and Building materials 155, 2017. – pp. 867–879.

УДК 624.012

РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ЛЕГКИХ БЕТОНОВ ПО ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ ПРИГОДНОСТИ

СЕМЕНЮК С. Д., СЕДЛЯР Т. Н.

Белорусско-Российский университет
Могилев, Беларусь

В 1988 году Бабиц Е. М. в своей книге «Конструкции из легких бетонов на пористых заполнителях» [1] в одной из глав приводит требования трех категорий, которые будут предъявляться легким бетонам в зависимости от условий работы и вида применяемой арматуры. Эти три категории имеют следующие характеристики:

1. Не допускается образование трещин при действии постоянных, длительных и кратковременных нагрузок, учитываемых с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f > 1$.

2. Допускается ограниченное по ширине непродолжительное раскрытие трещин под действием постоянных, длительных и кратковременных нагрузок при условии их последующего надежного закрытия под действием постоянных и длительных нагрузок (при $\gamma_f = 1$).

3. Допускается ограниченное по ширине непродолжительное и продолжительное раскрытие трещин. Однако, по современным

нормам проектирования [2], которые действуют в Республике Беларусь, эти категории потеряли свою актуальность.

Трещинообразование следует ограничивать до степени, при которой оно не будет влиять на надлежащее функционирование и долговечность конструкции или ухудшать ее внешний вид.

Трещинообразование является обычным в железобетонных конструкциях, подверженных изгибу, срезу, кручению или растяжению, которые возникают при непосредственном приложении нагрузки или ограничении либо вынужденных деформациях.

Образование трещин может быть допущено без проверки ширины их раскрытия, если они не влияют на функционирование конструкции.

Если требуется контроль ширины раскрытия трещин, необходимо установить минимальное количество арматуры, имеющей сцепление с бетоном, для контроля трещинообразования в зонах, в которых ожидается растяжение. Требуемое количество арматуры может быть рассчитано из условия равновесия между растягивающим усилием в бетоне непосредственно перед образованием трещин и растягивающим усилием в арматуре при ее текучести или при меньшем напряжении, если это необходимо для ограничения ширины трещин.

Если более строгий расчет показывает, что меньшая площадь сечения арматуры будет достаточной, требуемая минимальная площадь арматуры может быть рассчитана следующим образом. При профильных сечениях, таких как тавровые и коробчатые балки, минимальное армирование следует определять для каждой части сечения (стенок, полок) по формуле:

$$A_{s,min} \cdot \sigma_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}, \quad (1)$$

где $A_{s,min}$ — минимальная площадь сечения арматурной стали в пределах растянутой зоны;

A_{ct} — площадь растянутой зоны бетона, т. е. той части сечения, которая, согласно расчету, растянута перед образованием первой трещины;

σ_s — абсолютное значение максимального напряжения, допускаемого в арматуре непосредственно после образования трещины;

$f_{ct,eff}$ — среднее значение прочности бетона при растяжении в момент, когда впервые могут возникнуть трещины;

k – коэффициент, учитывающий влияние неравномерных самоуравновешенных напряжений, которые приводят к снижению ограничивающих усилий:

k_c – коэффициент, учитывающий распределение напряжения в сечении непосредственно перед образованием трещин и изменение плеча внутренней пары сил.

Для железобетонных и предварительно напряженных плит зданий, подвергающихся изгибу без существенного осевого растяжения, нет необходимости применять специальные меры для ограничения ширины раскрытия трещин, если общая высота не превышает 200 мм.

Ширина раскрытия трещин по [2] определяется по формуле:

$$w_k = s_{r,\max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}), \quad (2)$$

где $s_{r,\max}$ – максимальное расстояние между трещинами;

ε_{sm} – средние относительные деформации арматуры при определяющем сочетании воздействий, включая влияние вынужденных деформаций и учитывая работу бетона на растяжение. Учитывают только дополнительную относительную деформацию, выходящую за нулевое значение деформаций бетона на том же уровне;

ε_{cm} – средняя относительная деформация бетона между трещинами.

Значение $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ определяется по формуле:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}}}{E_s} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (3)$$

где σ_s – напряжение в растянутой арматуре сечения с трещиной;

k_t – коэффициент, зависящий от длительности действия нагрузки;

$$s_{r,\max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \varnothing / \rho_{p,eff} \quad (4)$$

Однако формула (4) может видоизменяться в зависимости от разных ситуаций, например, если расстояние между стержнями, имеющими сцепление с бетоном, превышает $5 \cdot (c + \varnothing / 2)$ (см. рис. 1).

Или если в растянутой зоне нет арматуры, имеющей сцепление с бетоном, верхнее значение для ширины раскрытия трещины определяют, принимая максимальное расстояние между трещинами по формуле:

$$s_{r,\max} = 1,3 \cdot (h - x) . \quad (5)$$

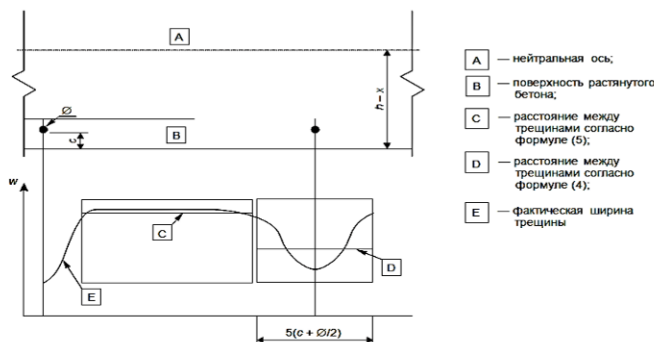


Рис. 1. Ширина трещины w на поверхности бетона по отношению к расстоянию между стержнями

По всему вышесказанному можно сделать выводы: нынешние нормативные документы при расчете на трещиностойкость требуют знаний большого количества значений, а также формулы расчетов для тяжелых и легких бетонов не отличаются, хотя имеются колоссальные отличия в определении всех остальных характеристик.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Бабич, Е.М. Конструкции из легких бетонов на пористых заполнителях / Е.М. Бабич / — Киев.: Головное издательство издательского объединения «Вища школа», 1988. — С. 207.
2. ТКП EN 1992 -1-1-2009 Еврокод 2 Проектирование железобетонных конструкций Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий. — Министерство архитектуры и строительства. — Минск., 2010.

СТАТИЧЕСКИЙ АНАЛИЗ НДС ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ПЛИТЫ С УЧЕТОМ ЕЕ ФИЗИЧЕСКОЙ И ГЕОМЕТРИЧЕСКОЙ НЕЛИНЕЙНОСТИ НА УПРУГОМ ОСНОВАНИИ

СЕМЕНЮК С. Д., КУМАШОВ Р. В.

Белорусско-Российский университет
Могилев, Беларусь

В современных автомобильных дорогах все большее значение приобретают монолитные и сборные железобетонные покрытия, предназначенные для автомобильного движения большой интенсивности, скорости и грузоподъемности. Неравномерные деформации основания, возникающие при возведении и эксплуатации плит дорожного покрытия в сложных грунтовых условиях, следует считать одним из основных факторов, влияющих на их несущую способность, деформативность и долговечность. При эксплуатации дорог передача нагрузки на плиту дорожного покрытия от колес автомобиля всегда будет вне оси симметрии конструкции, а также не исключена вероятность образования выбоин, воронок и других дефектов под основанием плиты, поэтому в ней будут проявляться изгибающие и крутящие моменты, а также поперечная сила. В общем случае плиты работают на поперечный изгиб с кручением, в частности на поперечный изгиб. Поэтому требуется учитывать влияние каждого из этих воздействий на несущую способность железобетонных плитных конструкций при их проектировании, изготовлении и эксплуатации.

Алгоритм статического расчета плиты на упругом основании. Расчёт плит выполняется численно-аналитически способом Жемочкина [1] (общая постановка задачи и ее аналитическое решение), с использованием метода Ритца (определение прогибов плиты в основной системе) и применением математического пакета «MathCad».

Данный подход позволяет рассчитывать плиты на произвольном линейно-упругом деформируемом основании любой формы в плане

и загруженные произвольной нормальной к срединной плоскости плиты внешней нагрузкой [2].

Исходными данными для расчета являются:

- размеры плиты, прочностные и деформативные характеристики бетона и арматуры, площадь армирования и расположение арматурных стержней;
- модуль деформации и коэффициент Пуассона грунта основания.

Плиты разбиваются на прямоугольные участки Жемочкина (рис. 1). В середине каждого участка ставится связь, через которую осуществляется контакт плиты с упругим основанием, а в центре плиты вводится защемление. Принимается, что усилие в каждой связи вызывает равномерное распределение реактивных давлений в пределах участка Жемочкина [3].

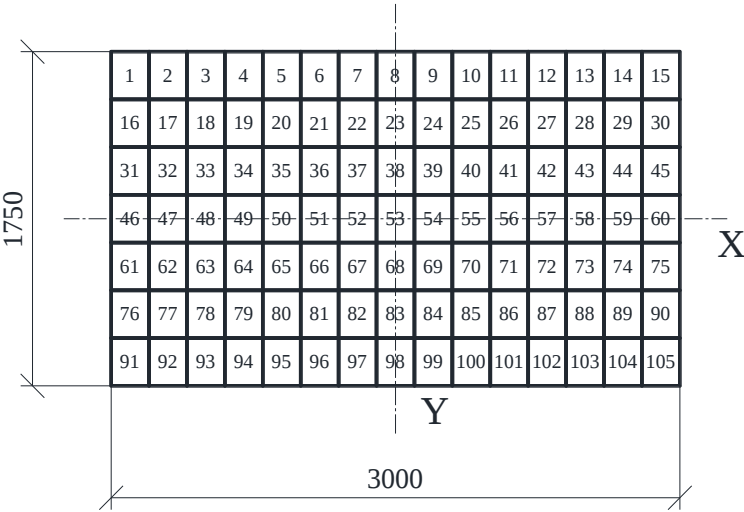


Рис. 1. Пример разбивки плиты на участки Жемочкина

В свою очередь каждый участок рассматривается как совокупность элементарных площадок, в пределах которых деформации считаются равномерно распределенными, а по высоте сечения элемента связанные гипотезой плоских сечений [4].

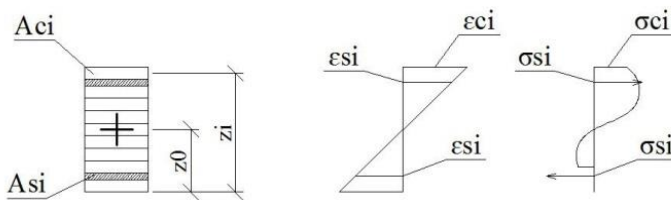


Рис. 2. Расчетное поперечное сечение плиты и распределение деформаций и напряжений

До появления трещин железобетонные конструкции могут рассчитываться как изотропные линейно-упругие либо нелинейно-упругие. После образования трещин жесткость плиты становится переменной величиной и зависит от координат рассматриваемой точки.

Положим, что после образования трещин бетон плиты в отношении своих упругих свойств обладает тремя осями симметрии, т.е. является ортотропным материалом.

В соответствии с ТКП EN 1992-1-1 [5] определяем начальный модуль деформации бетона при напряжении $0,4f_{cm}$ из следующей зависимости:

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2) \cdot \eta};$$

$$\frac{\sigma_{ct}}{f_{ctm}} = \frac{k_t\eta_t - \eta_t^2}{1 + (k_t-2) \cdot \eta_t},$$
(1)

где $\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}; \eta_t = \frac{\varepsilon_{ct}}{\varepsilon_{ct1}};$

$\varepsilon_{c1}, \varepsilon_{ct1}$ – относительная деформация при максимальном значении напряжения при сжатии и растяжении;

$$k = 1,05E_{cm} \cdot \frac{|\varepsilon_{c1}|}{f_{cm}}; \quad k_t = 1,05E_{cm} \cdot \frac{|\varepsilon_{ct1}|}{f_{ctm}}.$$

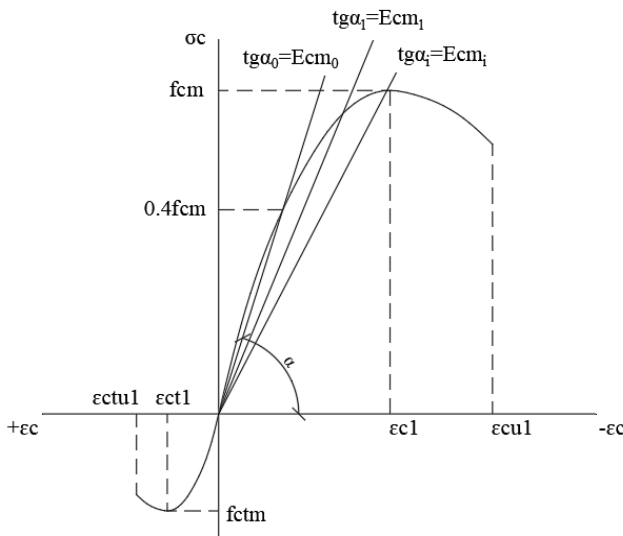


Рис. 3. График зависимости «напряжение-относительная деформация» для бетона

Жесткости плиты определим из следующих зависимостей:

$$\begin{aligned}
 D11 &= \sum_{i=1}^n Ecm_i \cdot B_{1,1} \cdot h_i \cdot zcx_i^2 + \sum_{j=1}^2 Es_j \cdot \frac{Asx_j}{a} \cdot zsx_i^2; \\
 D12 &= \sum_{i=1}^n Ecm_i \cdot B_{1,2} \cdot h_i \cdot zcy_i^2 + \sum_{j=1}^2 Es_j \cdot \frac{Asy_j}{b} \cdot zsy_i^2; \\
 D21 &= \sum_{i=1}^n Ecm_i \cdot B_{2,1} \cdot h_i \cdot zcx_i^2 + \sum_{j=1}^2 Es_j \cdot \frac{Asx_j}{a} \cdot zsx_i^2; \\
 D22 &= \sum_{i=1}^n Ecm_i \cdot B_{2,2} \cdot h_i \cdot zcy_i^2 + \sum_{j=1}^2 Es_j \cdot \frac{Asy_j}{b} \cdot zsy_i^2; \\
 D33 &= \sum_{i=1}^n Ecm_i \cdot B_{3,3} \cdot h_i \cdot zcx_i^2,
 \end{aligned} \tag{2}$$

где zcx_i , zcy_i , zsx_i , zsy_i – положение нейтральной линии для бетона и арматуры в двух направлениях;

Asx_j , Asy_j – верхнее и нижнее армирование плиты в двух направлениях;

$$[B] = \begin{bmatrix} -\frac{1}{v^2-1} & \frac{v}{v^2-1} & 0 \\ \frac{v}{v^2-1} & -\frac{1}{v^2-1} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{2 \cdot (1+v)} \end{bmatrix} \quad - \quad \text{технические постоянные}$$

упругости материала плиты

Прогибы нейтральной поверхности плиты будем искать в виде:

$$W(x, y) = \left[\left(\frac{x}{b} \right)^2 + \left(\frac{y}{a} \right)^2 \right] \times \left[C00 + C01 \cdot \frac{x}{b} + C10 \cdot \frac{y}{a} + C11 \cdot \frac{x \cdot y}{b \cdot a} \right], \quad (3)$$

где $C00, C01, C10, C11$ – неопределённые коэффициенты;

a, b – некоторый линейный размер плиты.

Для определения коэффициентов используем метод Ритца. Составляем функционал полной энергии плиты с защемленной нормалью и действующей силой $P(u, t)$:

$$\begin{aligned} \mathfrak{E} = & \frac{1}{2} \int_{-a}^a \int_{-b}^b \left[D11 \cdot \left(\frac{\partial^2 W(x, y)}{\partial x^2} \right)^2 + D22 \cdot \left(\frac{\partial^2 W(x, y)}{\partial y^2} \right)^2 + (D12 + D21) \times \right. \\ & \left. \times \frac{\partial^2 W(x, y)}{\partial x^2} \cdot \frac{\partial^2 W(x, y)}{\partial y^2} - 2D33 \cdot \frac{\partial^2 W(x, y)}{\partial x \partial y} \right] dx dy - P \cdot W(u, t) \end{aligned} \quad (4)$$

Ввиду линейности решаемой задачи этот функционал будет квадратичной функцией коэффициентов $C00, C01, C10, C11$. Из условия минимума функционала (4) составляется система линейных алгебраических уравнений относительно коэффициентов $C00, C01, C10, C11$ в виде

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \mathfrak{E}}{\partial C00} &= 0 \\ \frac{\partial \mathfrak{E}}{\partial C01} &= 0 \\ \frac{\partial \mathfrak{E}}{\partial C10} &= 0 \\ \frac{\partial \mathfrak{E}}{\partial C11} &= 0 \end{aligned} \right\}. \quad (5)$$

В результате решения данной системы получаем выражения для коэффициентов $C00$, $C01$, $C10$, $C11$

$$\begin{aligned} C00 &= \frac{Pa^3bu^2 + Pab^3t^2}{16D11a^4 + 16D22b^4 + 16D12a^2b^2 + 16D21a^2b^2}; \\ C01 &= \frac{3Pa^3u^3 + 3Pab^2ut^2}{144D11a^4 + 16D22b^4 + 48D12a^2b^2 + 48D21a^2b^2 - 32D33a^2b^2}; \\ C10 &= \frac{3Pa^3bu^2t + 3Pb^3t^3}{16D11a^4 + 144D22b^4 + 48D12a^2b^2 + 48D21a^2b^2 - 32D33a^2b^2}; \\ C11 &= \frac{5Pa^2u^3t + 5Pb^2ut^3}{80D11a^4 + 80D22b^4 + 80D12a^2b^2 + 80D21a^2b^2 - 224D33a^2b^2}. \end{aligned} \quad (6)$$

При определении перемещений точки $M(x, y)$, находящейся на поверхности упругого однородного изотропного полупространства от действия единичной силы, распределенной по площади участка Ω поверхности полупространства, необходимо вычислить интеграл

$$W_m(x, y) = \frac{1 - \nu_0^2}{\pi E_0} \frac{1}{\Omega} \iint_{\Omega} \frac{d\xi d\eta}{\sqrt{(x - \xi)^2 + (y - \eta)^2}}, \quad (7)$$

где Ω – площадь участка Жемочкина.

Перемещение точки $M(x, y)$ поверхности упругого полупространства при загрузении участка прямоугольной формы на этой поверхности равномерно распределенной нагрузкой с равнодействующей, равной 1, интеграл (7) после вычисления имеет вид

$$\begin{aligned} W_M(x, y) &= \frac{1 - \nu_0^2}{\pi E_0 \Delta_x} \left[\frac{y - d}{\Delta_y} \ln \frac{x - b + \sqrt{(x - b)^2 + (y - d)^2}}{x - a + \sqrt{(x - a)^2 + (y - d)^2}} + \right. \\ &\quad \left. + \frac{y - c}{\Delta_y} \ln \frac{x - a + \sqrt{(x - a)^2 + (y - c)^2}}{x - b + \sqrt{(x - b)^2 + (y - c)^2}} + \right. \\ &\quad \left. + \frac{x - b}{\Delta_y} \ln \frac{y - d + \sqrt{(x - b)^2 + (y - d)^2}}{y - c + \sqrt{(x - b)^2 + (y - c)^2}} + \frac{x - a}{\Delta_y} \ln \frac{y - c + \sqrt{(x - a)^2 + (y - c)^2}}{y - d + \sqrt{(x - a)^2 + (y - d)^2}} \right], \\ &\quad \Delta_x = b - a, \quad \Delta_y = d - c, \end{aligned} \quad (8)$$

где a, b, c, d – координаты границ участка Жемочкина [4].

При определении коэффициентов канонических уравнений способа Жемочкина для расчета прямоугольной плиты на произвольном упругом основании можно написать

$$\delta_{ik} = \frac{(P=1)(1-\nu_0^2)}{\pi E_0 b} (F_{ik}^0 + F_{ik}^1) + \frac{(P=1)b^2}{D} \left[A_{22} \left(\frac{x^2}{b^2} - \frac{y^2}{b^2} \right) + 2B_{22} \frac{xy}{b^2} + \dots \right], \quad (9)$$

где F_{ik}^0 – безразмерная функция для определения перемещений точки i на поверхности упругого основания от действия единичной силы, равномерно распределённой по прямоугольному участку k поверхности полупространства. Определяется выражением (8);

F_{ik}^1 – корректирует F_{ik}^0 применительно к рассматриваемой модели упругого основания.

Система канонически уравнений способа Жемочкина имеет вид:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum_{i=1}^n \left(\sum_{k=1}^n \delta_{ik} R_k + \varphi_{0x} y_i + \varphi_{0y} x_i + u_0 + \Delta_{ip} \right) = 0; \\ - \sum_{k=1}^n R_k y_k + M_{px} = 0; \\ - \sum_{k=1}^n R_k x_k + M_{py} = 0; \\ - \sum_{k=1}^n R_k + Q = 0, \end{array} \right. \quad (10)$$

где $u_0, \varphi_{0x}, \varphi_{0y}$ – линейные и угловые перемещения введённого защемления на плите;

Q, M_{px}, M_{py} – равнодействующая внешних сил, действующих на плиту, и ее моменты относительно координатных осей;

R_k – реактивные усилия.

После решения системы канонических уравнений (10) по найденным значениям реактивных усилий находятся реактивное давление под плитой и распределение осадок S_k .

Кривизна нейтральной поверхности плиты в двух взаимно перпендикулярных направлениях, а также относительное кручение поверхности будут равны

$$\frac{1}{r_x} = -\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}; \quad \frac{1}{r_y} = -\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}; \quad \frac{1}{r_{xy}} = \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y}. \quad (11)$$

С учетом конечных разностей можно записать

$$\begin{aligned} \frac{1}{r_x} &= -\frac{S_{i+1,j} - 2S_{i,j} + S_{i-1,j}}{\Delta x^2}; \quad \frac{1}{r_y} = -\frac{S_{i,j+1} - 2S_{i,j} + S_{i,j-1}}{\Delta y^2}; \\ \frac{1}{r_{xy}} &= (S_{i+1,j+1} - S_{i+1,j-1} - S_{i-1,j+1} + S_{i-1,j-1}) \cdot \frac{1}{4\Delta x \Delta y}; \\ i &= 2..m-1; \quad j = 2..n-1. \end{aligned} \quad (12)$$

Относительные деформации слоя, отстоящего от нейтральной поверхности на расстоянии z_i будут равны

$$\varepsilon_{xi} = \frac{(z_0 - z_i)}{r_x}; \quad \varepsilon_{yi} = \frac{(z_0 - z_i)}{r_y}; \quad \varepsilon_{xyi} = \frac{(z_0 - z_i)}{r_{xy}}. \quad (13)$$

Далее по диаграммам деформирования с учетом найденных относительных деформаций находим секущие модули деформации и, с учетом закона Гука, напряжения в элементарном слое.

$$\begin{aligned} \sigma_{xi} &= \frac{E_i}{1-\nu^2} (\varepsilon_{xi} + \nu \varepsilon_{yi}); \quad \sigma_{yi} = \frac{E_i}{1-\nu^2} (\varepsilon_{yi} + \nu \varepsilon_{xi}); \\ \tau_{xyi} &= 2G \varepsilon_{xyi} = \frac{E_i}{1-\nu} \varepsilon_{xyi}. \end{aligned} \quad (14)$$

Если напряжения растяжения в бетоне элементарной площадки превышают предельные значения, это свидетельствует об образовании трещины в этой площадке. В дальнейших расчетах осевая жесткость этой элементарной площадки принимается равной нулю.

Найденные секущие модули деформаций вводятся в расчет в новом расчетном цикле. Критерием окончания процесса последовательных приближений является сравнение осадок плиты на смежных этапах.

Экспериментальные исследования. С целью подтверждения методики статического расчета и определения реального распределения осадок упругого основания под плитой были проведены полевые испытания дорожной плиты 2ПП30.18-30.

До проведения испытания на площадке были выполнены инженерно-геологические изыскания: статическое зондирование и штамповые испытания. По результатам штамповых испытаний модуль деформации верхнего слоя грунта составил $E = 22,1$ МПа. Результаты статического зондирования грунтов приведены на рисунке 3. По результатам статического зондирования для каждого грунта в соответствии с таблицей 6.7 [6] определен модуль деформации грунта (Таблица 1).

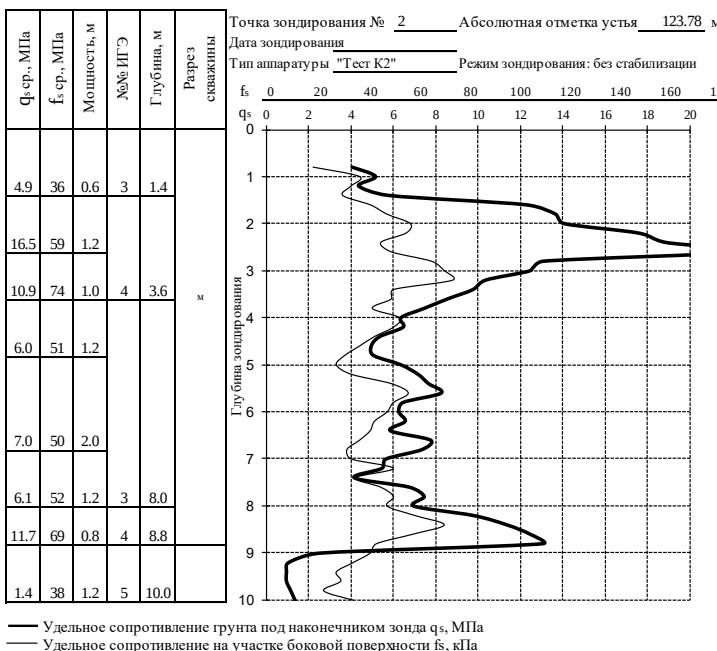


Рис. 3 – Результаты статического зондирования на площадке проведения испытаний

Таблица 1

Характеристики грунтов

Номер слоя	Тип грунта	Мощность слоя, м	q_s МПа	E_0 МПа	ν
1	Песок мелкий	0,8	0,5	4,0	0,3
2		0,6	4,9	19,8	
3		1,2	16,5	44,4	
4		1,0	10,9	32,7	
5		1,2	6,0	22,0	
6		2,0	7,0	24,0	
7		1,2	6,1	22,2	
8		0,8	11,7	35,0	

Испытание плиты производилось для следующих схем:

а – одно колесо на плите. Последовательно в 4 точках (в центре плиты, на краях плиты и в углу плиты, см. рисунок 4а) производится испытание одним домкратом на нагрузку 100 кН;

б – два колеса на плите. Производится испытание одновременно двумя домкратами в середине плиты (рис. 4б) на нагрузку 100 кН каждый, следующее испытание – на краю плиты (рис. 4в) на нагрузку 100 кН каждый.

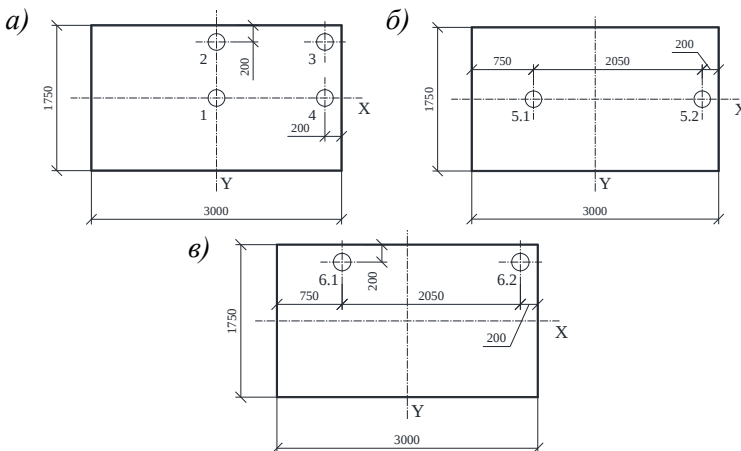


Рис. 4. Схемы расположения домкратов при испытаниях:
а – загрузка 1-4; б – загрузка 5; в – загрузка 6

Измерение перемещений производилось 9 прогибомерами с точностью 0.01 мм. Точки их закрепления приведены на рис. 5.

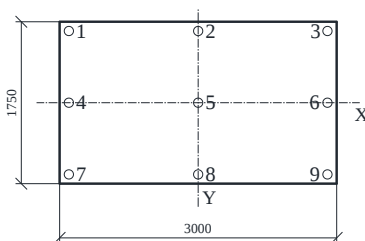


Рис. 5. Схема расположения прогибомеров 6 ПАО с ценой деления 0.01

Испытание производилось в каждой из 6 точек последовательным приложением нагрузки ступенями до максимальной величины, равной 100 кН. В процессе испытания замерялись только вертикальные перемещения.

Численное исследование эксперимента. После проведения испытаний по методике, изложенной выше, выполнены численные исследования. Расчет производился на максимальную нагрузку в каждом загрузении при двух вариантах характеристик грунта основания:

1 – модуль деформации грунта основания определен по результатам статического зондирования. При этом в расчет принимались три верхних слоя грунта. Эквивалентный модуль деформации определялся в соответствии с ТКП 45-5.01-67-2007 [7] по формуле

$$E = \frac{\sum_{i=1}^n A_i}{\sum_{i=1}^n \frac{A_i}{E_i}}; \quad (15)$$

где A_i – площадь эпюры вертикальных напряжений от единичного давления под подошвой фундамента в пределах i -го слоя грунта;

E_i – модуль деформации i -го слоя грунта;

n – число слоев.

Эквивалентный модуль деформации грунта основания для первых трех слоев составил $E = 4,65$ МПа;

2 – модуль деформации грунта основания принят по результатам штамповых испытаний и составил $E = 22,1$ МПа.

Результаты экспериментальных и численных исследований приведены на рис. 6 (осадки даны по осям плиты).

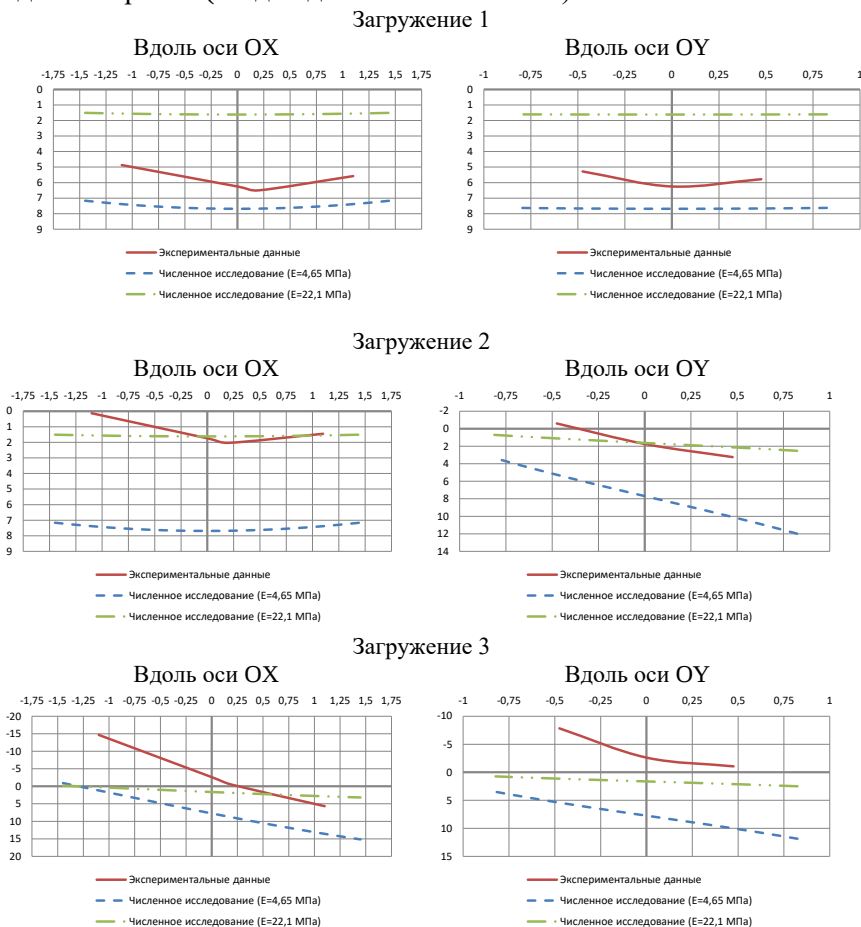
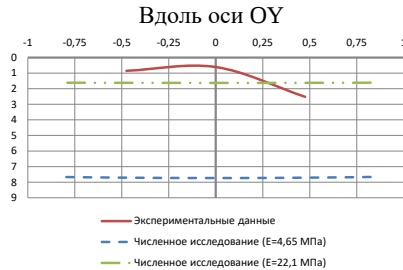
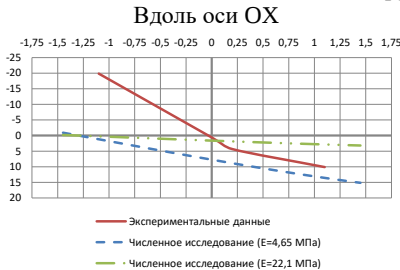
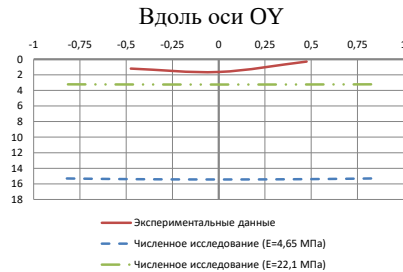
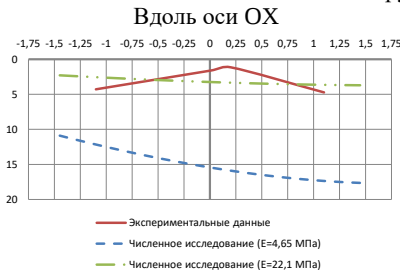


Рис. 6 – Распределение осадок плиты (начало)

Загрузка 4



Загрузка 5



Загрузка 6

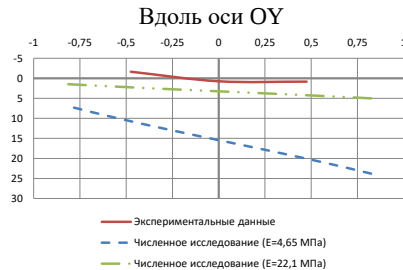
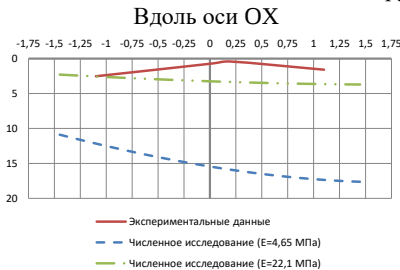


Рис. 6. Распределение осадок плиты (окончание)

Заключение. Численные и экспериментальные исследования показывают, что в условиях эксплуатации плиты покрытия автодорог всегда будут подвержены сложному деформированию, так как нагрузки от колес автомобиля прикладываются вне оси симметрии плиты и дорожное основание под плиты неоднородно как по длине плиты, так и по ширине.

По результатам сравнения экспериментальных и численных исследований можно отметить, что при модуле деформации грунта, принятом по результатам статического зондирования, распределе-

ние осадок более соответствует экспериментальным данным. Однако, значения осадок при этом довольно сильно завышены. При модуле деформации, принятом по результатам штамповых испытаний, значения осадок наиболее близко к результатам эксперимента, но, распределение осадок под плитой не соответствует данным эксперимента. В дальнейшем, при оценке точности принятой методики статического расчета следует принимать результаты численного исследования, выполненного по данным статического зондирования, т.к. при определении усилий в сечениях плиты наибольшее значение имеет распределение осадок, а не их величина.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Семенюк С.Д. Железобетонные пространственные фундаменты жилых и гражданских зданий на неравномерно деформированном основании: монография/ С.Д. Семенюк. – Могилев: Белорус.-Рос. ун-т, 2003. – 269 с.
2. Жемочкин Б.Н. Практические методы расчета фундаментных балок и плит на упругом основании / Б.Н. Жемочкин, А.П. Синицын. – М.: Госстройиздат, 1962. – 240 с.
3. Босаков С.В. Статические расчеты плит на упругом основании/ С.В. Босаков. – Минск: БНТУ, 2002. – 128 с.
4. Пособие П1-98 к СНиП 2.03.01-84* Усиление железобетонных конструкций – Минск; Минстройархитектуры, 1998. – 189 с.
5. ТКП EN 1992-1-1-2009 (02250). Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий. – Минск, 2015. – 165 с.
6. ТКП 45-5.01-15-2005 (02250). Прочностные и деформационные характеристики грунтов по данным статического зондирования и пенетрационного каротажа. Правила определения. – Минск, 2006. – 21 с.
7. ТКП 45-5.01-67-2007 (02250). Фундаменты плитные. Правила проектирования. – Минск, 2018. – 94 с.
8. ТКП 45-3.03-244-2011 (02250). Автомобильные дороги. Дорожные одежды жесткого типа. Строительные нормы проектирования. – Минск, 2012. – 60с.
9. Гобунов-Посадов М.И. Расчет конструкций на упругом основании / М.И. Гобунов-Посадов, Т.А. Маликова // Изд. 2-е, перераб. и доп. – М., Стройиздат, 1973. – 627 с.

АЛГОРИТМ РАСЧЕТА НА ПРОЧНОСТЬ И УСТОЙЧИВОСТЬ СТЕРЖНЕВЫХ СИСТЕМ ПО ДЕФОРМИРОВАННОЙ СХЕМЕ МАТРИЧНЫМ МЕТОДОМ ДЕФОРМАЦИЙ В PTS MathCAD

УЛАСЕВИЧ В. П., КАКОВКО В. И.

Брестский государственный технический университет
Брест, Беларусь

Постановка задачи. В современных условиях при проектировании различных конструктивных схем зданий и сооружений, а также при разработке конструктивных решений для их усиления, наметилась тенденция на использование стержневых систем сложной геометрической структуры, запроектированных из легких стальных тонкостенных конструкций (ЛСТК) или стальных тонкостенных холодноформованных профилей (СТХП), обладающих повышенной деформативностью. Их отличительная особенность – сложность учета деформаций стержней и узловых соединений под воздействиями, *необходимость обеспечить общую устойчивости формы равновесия*. Кроме того, поскольку стержневые системы из ЛСТК и их отдельные стержни обладают повышенной деформативностью, *оценка эффектов воздействий в их расчетных моделях* должна выполняться по деформированной схеме равновесия с учетом геометрической нелинейности, проявляющейся в процессе их деформирования под расчетными воздействиями. Важно, чтобы при выключении части стержней рассчитываемой системы из работы путем потери ими устойчивости, алгоритм и разработанная на его основе компьютерная программа могла уметь оценить устойчивость оставшейся части расчетной модели. И если оставшаяся часть рассчитываемой системы устойчива и может продолжать воспринимать *возмущающие воздействия*, уметь продолжить расчет уточненной расчетной модели, который будет учитывать, как *геометрическую*, так и проявленную стержневой системой *конструктивную нелинейность*. В основу статического расчета моделей воздействий стержневых систем повышенной деформативности положен метод

деформаций [1], [2], обладающий достоинствами, как классического метода перемещений, так и матричного метода конечных элементов (МКЭ) в форме метода перемещений. Но в отличие от метода перемещений, в котором жесткая связь, накладываемая на узел основной системы, запрещает его поворот, но допускает возможное горизонтальное перемещение, в методе деформаций накладываем на узлы основной системы связи, запрещающие не только поворот, но и горизонтальное их смещение. В результате – получаем стержневую систему, стержни которой могут быть загружены сплошной поперечной нагрузкой $q(x)$, и которые в общем случае могут быть упруго соединены с неподвижными опорами. В таком случае каждый такой стержень с $EA > 0$ и $EI > 0$, примыкающий к неподвижным узлам системы, работает как растянуто-изогнутый, испытывающий в общем случае продольные и угловые деформации. А с точки зрения МКЭ в предложенном методе деформаций [1] нет необходимости делить стержень на конечные элементы (КЭ) для достижения требуемой точности, так как каждый стержень системы представляет собой *конструктивный элемент, напряженно-деформированное состояние которого описано универсальной системой трех разрешающих уравнений*, обладающих аналитической точностью[1].

Очевидно, что с учетом сказанного, открывается возможность разработать *деформационный метод статического расчета* стержневых систем повышенной деформативности, который позволил бы комплексно учитывать деформированное состояние всех стержней рассчитываемой модели. Это позволит не только более точно учесть влияние *геометрической* нелинейности системы, но и установить: возможна ли потеря устойчивости отдельных стержней и системы в целом, а при потере устойчивости отдельных стержней *рассчитываемой системы* – оценить влияние проявившей себя *конструктивной нелинейности* на возможность *прогрессирующего обрушения*.

Таким образом, разработка метода расчета стержневых систем, учитывающего деформационную *модель эффектов воздействий* с оценкой устойчивости формы равновесия, актуальна как в теоретическом, так и в практическом плане, так именно такой подход к их расчету заложен в стандартах Еврокода 3, принятых в Республике Беларусь.

О матричном методе деформаций. Ниже кратко излагаются основные положения алгоритма матричного метода расчета стержневых систем сложной геометрической структуры, построенного на методе деформаций, изложенном в [1]. Его основная отличительная особенность от классического метода перемещений: возможность учета продольных деформаций стержней; возможность учета деформированной геометрии стержней в принятой *основной системе* под расчетными поперечными воздействиями; универсальность представления распределенной по длинам стержней функции поперечной нагрузки в параметрическом виде $g(x)$; матричная форма алгоритма расчета. *Основная система метода деформаций* образуется, в отличие от метода перемещений, путем наложения на все узлы рассчитываемой модели *жестких связей*, препятствующих как повороту, так и горизонтальному смещению концов ее стержней.

Для стержневой системы, порядка $k=m \cdot n$ (где m – число связей в узлах; n – число узлов) матричная система уравнений метода деформаций имеет вид

$$[K] \cdot \{\Delta\} = \{P_u\} + \{P_s\} + \{R\}, \quad (1)$$

где: $[K]$ – матрица внешней жесткости свободной системы;

$\{\Delta\}$ – вектор искомых перемещений узловых точек;

$\{P_u\}$ – вектор внешних нагрузок, действующих в узлах рамы в глобальной системе;

$\{P_s\}$ – вектор реакций начала и конца стержня, от воздействия распределенных по его длине поперечных нагрузок, температурных воздействий, предварительного натяжения с учетом условий закрепления стержней в узлах, приложенных с обратным знаком;

$\{R\}$ – вектор опорных реакций, на которые наложены опорные связи (если в узле нет связей, то соответствующие им величины равны нулю).

Очевидно, что точность метода перемещений определена методикой вычисления вектора опорных реакций $\{P_s\}$ на стадии определения напряженно-деформированного состояния стержней рамы в *основной системе*.

Оценка деформированного состояния каждого гибкого стержня стержневой системы в основной системе метода деформаций

(рис. 1) построена на аналитическом решении дифференциального уравнения [1]

$$\frac{dv^4}{dx^4} - \frac{H}{EI} \frac{d^2v}{dx^2} = -\frac{q(x)}{EI}, \quad (2)$$

где H , v – распор и функция прогибов от воздействия нагрузки $q(x)$;

EI – изгибная жесткость стержня;

M^a, M^b – изгибающие моменты в опорных связях основной системы.

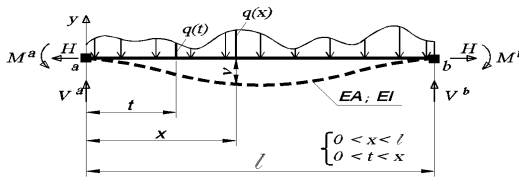


Рис. 1. Деформированное состояние прямолинейного стержня

Решение уравнения (2) в интегральных квадратурах при краевых условиях

$$v|_{x=0} = 0; \quad v|_{x=l} = 0; \quad v''|_{x=0} = \frac{M^a}{EI}; \quad v''|_{x=l} = \frac{M^b}{EI},$$

изложено в [1] относительно прогибов v и изгибающих моментов M_s , но содержащее в себе основные неизвестные – распор H и опорные моменты M^a, M^b

$$v = -\frac{1}{H} \left[R_b x - \int_0^x (x-t)q(t)dt + M^a - (M^a - M^b) \frac{x}{l} - M_s \right], \quad (3)$$

$$M_s = \frac{r_s}{a_1} sh(a_1 x) - \frac{1}{a_1} \int_0^x sh(a_1(x-t))q(t)dt + \frac{M^a}{sh(a_1 l)} sh(a_1(l-x)) + \frac{M^b}{sh(a_1 l)} sh(a_1 x), \quad (4)$$

где $a_1 = \sqrt{\frac{H}{EI}}; \quad R_b = \frac{1}{l} \int_0^l (x-t)q(t)dt; \quad r_s = \frac{1}{sh(a_1 l)} \int_0^l sh(a_1(l-t))q(t)dt,$

$$Q_s = \frac{dM_s}{dx}$$

Основное достоинство функции прогибов (3) и изгибающих моментов (4), а также ее производных, состоит в том, что они непрерывны и дифференцируемы. Это позволило в [1] на основании равенства полных линейных и угловых деформаций разработать систему трех разрешающих уравнений в *замкнутом виде* относительно входящих в них неизвестных – распора H и опорных моментов M^a , M^b в виде

$$\left\{ \begin{aligned} & \left[\frac{H \cdot l}{EA} + \left(\frac{H}{EA} - \frac{1}{2} \right) \frac{D(H)}{H^2} + \left[H \cdot (c_h^a - c_h^b) + \left(\alpha \cdot l \cdot \Delta t - \frac{P_n \cdot l}{EA} \right) \right] \right] = 0; \\ & \left[\left(\frac{th(al) - al}{H \cdot l \cdot th(al)} - c_\varphi^a \right) \cdot M^a - \frac{sh(al) - al}{H \cdot l \cdot sh(al)} \cdot M^b = - \frac{dv}{dx} \Big|_{x=0; M^a=0; M^b=0}; \right. \\ & \left. \left[\frac{sh(al) - al}{H \cdot l \cdot sh(al)} \cdot M^a - \left(\frac{th(al) - al}{H \cdot l \cdot th(al)} - c_\varphi^b \right) \cdot M^b = - \frac{dv}{dx} \Big|_{x=l; M^a=0; M^b=0} \right] \right\} \quad (5) \end{aligned}$$

где
$$D(q, H) = \int_0^l \left(R_b - \int_0^x q(t) dt - \frac{1}{l} (M^a - M^b) - \frac{dM_s}{dx} \right)^2 dx; \quad (6)$$

c_u^a , c_u^b , c_φ^a , c_φ^b – коэффициенты линейной и угловой податливости левой и правой опор стержня соответственно; l – длина стержня; α – коэффициент линейного расширения стали; Δt – расчетный перепад температуры.

При известных значениях M^a и M^b вертикальные реакции V^a и V^b равны

$$V^a = R_b - \frac{1}{l} (M^a - M^b); \quad V^b = \int_0^l q(t) dt - V^a. \quad (7)$$

После расчета всех стержней в основной системе рамы по уравнениям (5), есть возможность с учетом (7) сформировать вектор $\{P_s'\}$ в локальной системе координат. Тогда векторы $\{P_s\}$ в глобальной системе координат

$$\{P_s\} = [T_\alpha]^T \cdot \{P_s'\}, \quad (8)$$

а связь реакций узлов всей системы $\{r\}$ (2) с реакциями и перемещениями концов ее элементов $\{\delta'\}$ может быть определены по формуле

$$\{r\} = [T_\alpha]^T \cdot \{r'\} = [T_\alpha]^T \cdot \{ [K'] \cdot \{\delta'\} \} = [T_\alpha]^T \cdot [K'] \cdot [T_\alpha] \cdot \{\delta\}, \quad (9)$$

Вектор перемещений в глобальной системе координат вычисляем так

$$\{\Delta\} = [K^*]^{-1} \cdot (\{P_u^*\} + \{P_s^*\}), \quad (10)$$

Действительные реакции $\{r'\}$ по концам каждого стержня рамы в местной системе координат рамы в свободной от связей системе рамы равны

$$\{r'\} = [K'] \cdot [T_\alpha] \cdot \{\Delta\} - \{P'_s\}. \quad (11)$$

Тогда перемещения и усилия вычисляем по (3) (4), (5) [1].

Компьютерная программа CsdCAD расчета в MathCAD. Выбирается основная система расчетной модели путем наложения требуемого количества связей. Вводится информация о количестве узлов системы, количестве стержней системы, их жесткостях. Вводят координаты узлов, коэффициенты линейной и угловой податливости начала и конца каждого стержня, узловые и распределенные на стержнях поперечные нагрузки.

Далее начинается работа программы: исходные данные преобразуются к требуемому виду, определяются длины элементов и углы наклона каждого стержня по отношению к положительному направлению оси x , формируется вектор $\{FE_{geom}\}$, формируется и решается для каждого стержня с распределенной нагрузкой система нелинейных уравнений (5), позволяющая определить вектор опорных реакций $\{P_s'\}$. Формируется матрица преобразований координат и диагональная матрица $\{E\}$, необходимая для вычеркивания столбцов и строк из матрицы жесткости всей системы. Формируется вектор узловых нагрузок $\{P_u\}$, и вектор опорных реакций стержней $\{P_s\}$ по (8), которые в сумме дают вектор нагрузок $\{P\}$. Затем формируется матрица жесткости всей системы K_0 .

Алгоритм формирования матрицы жесткости всей системы представлен на рисунке 2. Сначала формируется матрица жесткостей $[K_0]$ без учета связей в узлах системы. Затем, путем умножения матрицы $[K_0]$ на диагональную матрицу $[E]$, формируется вектор $\{K_{so}\}$, содержащий окончательную матрицу внешней жесткостей $[T]$ и две вспомогательные матрицы $[S]$ и $[Q]$, необходимые для работы вычислительного ядра программы. Далее решается система уравнений для определения вектора перемещений узлов (10) и вычисления вектора реакций $\{r'\}$ (11) в стержнях системы.

$ \begin{aligned} &K_0 := \text{for } s \in 1 \dots (\text{cols}(XY) \cdot 3) \\ &\quad \text{for } n \in 1 \dots (\text{cols}(XY) \cdot 3) \\ &\quad \quad T_{s,n} \leftarrow 0 \\ &\text{for } q \in 1 \dots \text{cols}(FE) \\ &\quad EI \leftarrow RGD T_{1,q} \\ &\quad EA \leftarrow RGD T_{2,q} \\ &\quad l \leftarrow FE_{geom_1,q} \\ &\quad \alpha \leftarrow FE_{geom_2,q} \\ &\quad K_{el} \leftarrow K_E(EA, EI, \alpha, l)_{1, FE_{type_1,q}} \\ &\quad i \leftarrow FE_1,q \\ &\quad j \leftarrow FE_2,q \\ &\quad f(n) \leftarrow 3 \cdot (n - 1) \\ &\quad (a \ b \ c) \leftarrow [(f(i) + 1) \ (f(i) + 2) \ (f(i) + 3)] \\ &\quad (x \ y \ z) \leftarrow [(f(j) + 1) \ (f(j) + 2) \ (f(j) + 3)] \\ &\quad \text{for } k \in a, b, c, x, y, z \\ &\quad \quad \text{for } t \in a, b, c, x, y, z \\ &\quad \quad \quad \begin{cases} p \leftarrow (k - f(i)) & \text{if } k = a \vee k = b \vee k = c \\ p \leftarrow (k - f(j) + 3) & \text{if } k = x \vee k = y \vee k = z \text{ otherwise} \\ m \leftarrow (t - f(i)) & \text{if } t = a \vee t = b \vee t = c \\ m \leftarrow (t - f(j) + 3) & \text{if } t = x \vee t = y \vee t = z \text{ otherwise} \\ T_{k,t} \leftarrow T_{k,t} + K_{el_{p,m}} \end{cases} \end{aligned} $	$ \begin{aligned} &K_{sol} := \begin{pmatrix} T \\ S \\ Q \end{pmatrix} \\ &\quad q \leftarrow 1 \\ &\quad s \leftarrow 1 \\ &\quad \text{for } i \in 1 \dots \text{cols}(E_1) \\ &\quad \quad \text{if } E_{1,i} = 1 \\ &\quad \quad \quad \begin{cases} Q_{q,i} \leftarrow i \\ q \leftarrow q + 1 \end{cases} \\ &\quad \text{for } i \in 1 \dots \text{rows}(Q) \\ &\quad \quad \begin{cases} S_{i,1} \leftarrow Pq(Q_{i,1}), 1 \\ \text{for } j \in 1 \dots \text{rows}(Q) \\ \quad T_{i,j} \leftarrow Kq(Q_{i,1}), (Q_{j,1}) \end{cases} \end{aligned} $
---	--

Рис. 2. Блок формирования глобальной матрицы жесткости в MathCAD

Расчет отладочных и контрольных примеров в компьютерной программе CsdCAD, разработанной в среде PTS MathCAD, представлен в [2].

Из блок-схемы алгоритма компьютерная программы, разработанной средствами программирования математической среды MathCAD видно, что она содержит три функционально увязанные между собой части: блок ввода исходной информации; вычислительное ядро программы; блок обработки результатов расчета. Наибольшую ценность представляет *вычислительное ядро*, в котором реализован алгоритм вычислительных и логических процедур, разработанных на основе теоретических исследований, изложенных в статье [1]. Достоверность программы обоснованно системой нелинейных разрешающих уравнений (5), которая позволила выполнять их расчет в *основной системе* по деформированной схеме с учетом геометрической нелинейности [2].

Оценка устойчивости стержневых систем. Разработанный метод деформаций [1] и реализованный в компьютерной программе [2], а также изложенная Е.М. Сидоровичем в работа [3] методика расчета стержневых систем на устойчивость *качественным методом*, позволили ставить задачу о разработке алгоритма расчета стержневых систем на устойчивость по деформированной схеме с учетом геометрической и конструктивной нелинейности.

Полученная при расчете стержневой системы матрица закрепленной системы $[K^*]$, входящая в (10), является матрицей мгновенной жесткости $[K(H)]$ вследствие того, что дополнительные узловые нагрузки при расчете на устойчивость полагаются нулевыми, получается однородной, вида

$$[K(H)] \cdot \{\Delta\} = 0, \quad (12)$$

где $[K(H)]$ – матрица мгновенной жесткости, элементы которой – реакции r_{ik} во введенных связях на узлы основной системы, зависящие от продольных сил H в ее стержнях.

Особенность расчета на устойчивость в необходимости учета дополнительного изгибающего действия продольных сил H , за счет которого эпюры изгибающих моментов от единичных перемещений получаются криволинейными. Реакции во введенных связях содержат поправочные множители в виде специальных функций от безразмерных параметров ν . Для сжатых стержней с $H \leq 0$ и

$$\nu = l \sqrt{\frac{|H|}{EI}}$$

как специальные поправочные коэффициенты к элементам матриц внутренней жесткости сжатых стержней от безразмерных параметров ν приведены в [3], стр. 229. Для растянутых стержней – см. [3], стр. 235.

В излагаемом здесь методе *деформаций* при расчете на устойчивость специальные функции к элементам матриц внутренней жесткости, приведенные в [3], пересчитаны на зависимость их от параметра $a_1 l$ (4), (5)

$$a_1 l = l \sqrt{\frac{|H|}{EI}}. \quad (13)$$

Тогда специальные функции как поправочные коэффициенты к элементам матрицы внутренней жесткости, зависящие от параметра $a_1 l$ (11) имеют вид

$$\begin{aligned}\phi_1 &= \frac{(a_1 l)^2 \operatorname{tg}(a_1 l)}{3(\operatorname{tg}(a_1 l) - a_1 l)}; \quad \phi_2 = \frac{a_1 l (\operatorname{tg}(a_1 l) - a_1 l)}{8 \operatorname{tg}(a_1 l) \left(\operatorname{tg}\left(\frac{a_1 l}{2}\right) - \frac{a_1 l}{2} \right)}; \\ \phi_3 &= \frac{a_1 l (a_1 l - \sin(a_1 l))}{4 \sin(a_1 l) \left(\operatorname{tg}\left(\frac{a_1 l}{2}\right) - \frac{a_1 l}{2} \right)}; \\ \phi_4 &= \frac{\left(\frac{a_1 l}{2}\right)^2 \operatorname{tg}\left(\frac{a_1 l}{2}\right)}{3 \left(\operatorname{tg}\left(\frac{a_1 l}{2}\right) - \frac{a_1 l}{2} \right)}; \quad \eta_1 = \frac{(a_1 l)^3}{3(\operatorname{tg}(a_1 l) - a_1 l)}; \\ \eta_2 &= \frac{\left(\frac{a_1 l}{2}\right)^3}{3 \left(\operatorname{tg}\left(\frac{a_1 l}{2}\right) - \frac{a_1 l}{2} \right)}\end{aligned}\tag{14}$$

Тогда для прямолинейного стержня с зашечленными концами (рис. 1) матрицы внутренней жесткости с учетом безразмерных функций (12) продольно-поперечного изгиба имеет вид

$$[K_s] = \begin{bmatrix} \frac{EA}{l} & 0 & 0 & -\frac{EA}{l} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EJ}{l^3} \eta_2 & -\frac{6EJ}{l^2} \phi_4 & 0 & -\frac{12EJ}{l^3} \eta_2 & -\frac{6EJ}{l^2} \phi_4 \\ 0 & -\frac{6EJ}{l^2} \phi_4 & \frac{4EJ}{l} \phi_2 & 0 & \frac{6EJ}{l^2} \phi_4 & \frac{2EJ}{l} \phi_3 \\ -\frac{EA}{l} & 0 & 0 & \frac{EA}{l} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EJ}{l^3} \eta_2 & \frac{6EJ}{l^2} \phi_4 & 0 & \frac{12EJ}{l^3} \eta_2 & \frac{6EJ}{l^2} \phi_4 \\ 0 & -\frac{6EJ}{l^2} \phi_4 & \frac{2EJ}{l} \phi_3 & 0 & \frac{6EJ}{l^2} \phi_4 & \frac{4EJ}{l} \phi_2 \end{bmatrix}; \tag{15}$$

Для других вариантов крепления стержней к узлам матрицы внутренней жесткости с безразмерными коэффициентами (12), зависящими от пара-

метра a_1l , могут быть получены из (13) путем исключения по методу Гаусса-Жордана. Такое решение приведено Е.М. Сидоровичем в [3].

Для растянуто-изогнутых стержней в формулах (14) необходимо произвести следующие замены:

$$(a_1l)^2 \rightarrow -(a_1l)^2; \sin(a_1l) \rightarrow \sinh(a_1l); \operatorname{tg}(a_1l) \rightarrow \operatorname{th}(a_1l).$$

Очевидно, что коэффициенты матриц мгновенной жесткости стержневой системы при расчете на устойчивость зависят от безразмерных функций (12), связанных с параметром (a_1l) .

Критическому состоянию деформированного равновесия стержневой системы отвечает ненулевые перемещения $\{\Delta\}$ (10) ее узлов

$$\{\Delta\} \neq 0,$$

что возможно, если матрица мгновенной жесткости системы **вырождена** и ее определитель, как ее количественная характеристика, равен нулю

$$\operatorname{Det}[K(a_1l)]=0. \quad (16)$$

Выражение (19) и есть нелинейное (трансцендентное) уравнение критического равновесия относительно параметра (a_1l) как основного неизвестного. При оценке устойчивости представляет интерес наименьший из корней (a_1l) матричного уравнения (19).

Для заключения об устойчивости рассчитываемой стержневой системы решение уравнения устойчивости (19) с целью поиска наименьшего параметра (a_1l) как основного неизвестного задача математически сложная и трудоемкая. В настоящее время для оценки устойчивости стержневых систем используется **качественный метод исследования** их расчетной модели, суть которого изложена в [3]:

Для оценки устойчивости стержневых систем **качественным методом** [5], нами разработана средствами программирования PTS MathCAD компьютерная программа DresCAD по алгоритму, построенному на расчете стержневых систем по методу деформаций [1] и реализованному в программе CsdCAD, суть которого изложенной в п. 2 настоящей статьи, а более подробно – в [3]:

а). Выполняется статический расчет стержневой модели при заданном уровне нагрузки и других воздействиях по методу деформаций [1], [2], [3].

б). По известным формулам Эйлера проверяется устойчивость всех стержней расчетной модели с учетом закреплений их в узлах основной системы метода деформаций (ОСМД). Критическая сила для каждого стержня определяется путём приравнивания нулю определителей матриц жёсткостей для каждого из них. Проверка всех стержней на устойчивость выполняется методом сравнения критических сил с продольными силами в стержнях, вычисленных по [1].

в). Если устойчивость всех стержней ОСМД обеспечена, то анализируется полученная в результате расчета матрица мгновенной жесткости стержневой системы с учетом вычисленных внутренних сил в ее стержнях *в деформированном состоянии*. Все главные диагональные элементы матрицы мгновенной жесткости *в деформированном состоянии должны* быть положительны. Если в процессе анализа будет выявлено наличие отрицательных или нулевых элементов, делается вывод о неустойчивости деформированной системы в исследуемом состоянии равновесия. В этом случае дальнейший расчет должен быть либо прекращен, либо продолжен во вновь сформированной расчетной модели, учитывающей конструктивную нелинейность.

г). Если все главные диагональные элементы матрицы мгновенной жесткости в деформированном состоянии положительны, то выполняется разложение матрицы мгновенной жесткости на множители одним из известных методов. В PTS MathCAD для разложения матриц на множители использованы встроенные функции.

д). Окончательное заключение об устойчивости стержневой системы должно быть сделано путем исследования элементов, расположенных на главной диагонали матрицы мгновенной жесткости при разложении ее на множители. Если все диагональные элементы положительны и среди них нет близких к нулю, то равновесие стержневой системы при заданном для нее воздействии *устойчиво*; если разложение матрицы мгновенной жесткости прервано, то равновесия является критическим. Если среди диагональных элементов есть хотя бы один отрицательный, то равновесие стержневой системы при данном уровне воздействии *неустойчиво*.

Устойчивость и расчет по деформированному состоянию. Предложенный в [4] д.т.н., проф.Е.М. Сидоровичем и развитый в [2] **качественный метод** оценки устойчивости стержневых систем, позволяет однозначно дать ответ на вопрос «Устойчива или не-

устойчива принятая для нее расчетная модель при заданном характере и величине воздействия?». И если расчетная модель стержневой системы в этом состоянии равновесия устойчива, то ее матрица мгновенной жесткости положительно определена. А это значит, что система может перейти из устойчивого **исходного состояния** в новое **возмущенное** (рассчитываемое) **деформированное** состояние приложением к ее стержням **дополнительных воздействий**. Тогда матричная система уравнений метода деформаций (1), учитывающая продольные деформации рассчитываемой стержневой системы и перемещения ее узлов $\{\Delta\}$ (10), имеет вид

$$[K(a_{1l}, \Delta)] \cdot \{\Delta\} = \{P_u\} + [T_\alpha]^T \cdot \{P'_s\} + \{R\}. \quad (17)$$

Сформированная положительно определенная матрица мгновенной жесткости $[K(a_{1l}, \{\Delta\})]$ системы уравнений (20) отрывает возможность выполнить **деформационный** расчет **возмущенного состояния** стержневой системы путем организации процедуры последовательных приближений, реализуемой программными средствами MathCAD. Для этого:

- Выполняем расчет возмущенного равновесного состояния стержневой системы **методом деформаций** [1] как первое приближение, что дает возможность. Анализ полученных результатов дает возможность получить вектор перемещений узлов $\{\Delta\}$ с учетом продольных деформаций (а в случае загрузки их поперечной нагрузкой) и поперечных деформаций, а также внутренние усилия в стержнях. Вектор перемещений узлов $\{\Delta_1\}$ дает возможность откорректировать матрицу мгновенной жесткости $[K(a_{1l}, \{\Delta_1\})]$.

- Выполняя последующие расчеты матричной системы (17) с анализом результатов расчета и корректировкой матрицы мгновенной жесткости $[K(a_{1l}, \{\Delta_i\})]$, необходимой для последующего $(i+1)$ статического расчета методом деформаций, получаем быстро сходящийся итерационный процесс вплоть до достижения заданной точности.

Полученное решение стержневой системы необходимо проверить на устойчивость выше изложенным **качественным методом**.

И если стержневая система устойчива, то вычисленный вектор $\{\Delta\}$ дает возможность строить эпюры перемещений v , изгибающих моментов M_s и сдвигающих сил Q_s с использованием аналитических

выражений (3), (4) и (5) соответственно. Продольные силы N вычисляем по формуле

$$N = H \cos \phi + Q_s \sin \phi, \quad (18)$$

где ϕ – угол поворота хорды стержня в возмущенном деформированном состоянии равновесия по отношению к исходному состоянию.

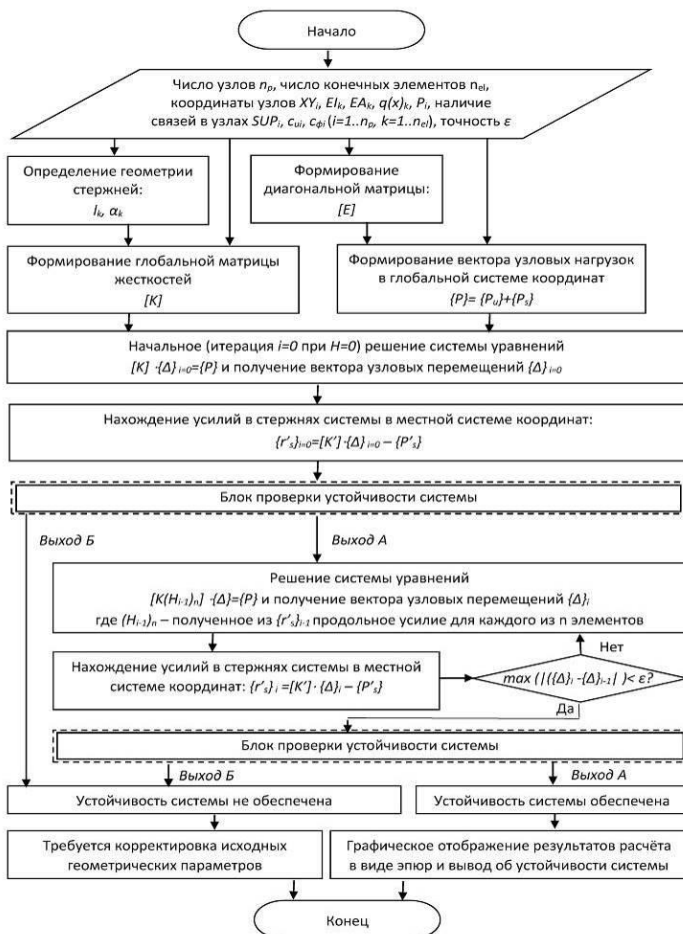


Рис. 4. Блок-схема программы DresCAD для расчета стержневых систем на устойчивость методом деформаций по деформированному состоянию

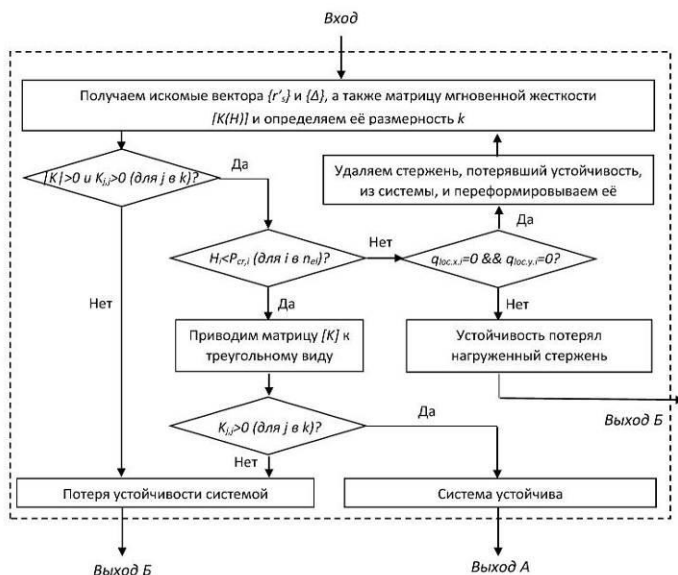


Рис. 5. Блок-схема проверки устойчивости стержневой системы

По разработанной программе проанализированы расчетные модели стержневых систем, представленные на рисунке 6 [4], рис. 7 [5], а также на рис. 8 и 9. Анализ результатов расчета изложен в таблицах 1, 2, 3, 4.

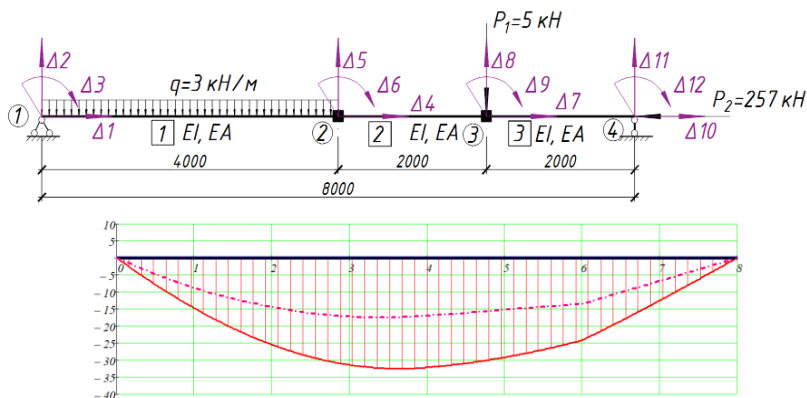


Рис. 6. Эпюра изгибающих моментов в сжато-изогнутом стержне [4] ($EI = 3638.04 \text{ кНм}^2$, $EA = 921900 \text{ кН}$) (штрихпунктирная линия – линейный расчёт)

Таблица 1.

Оценка результатов расчета по различным методам
сжато-изогнутого стержня [4]

Анализ расчётов	M_{2z} , кНМ	M_{2y} , кНМ	M_{3z} , кНМ	Δ_{2z} , см	Δ_{2y} , см
Деформационный расчет (КП DresCAD)	25.459	32.171	24.192	5.903	4.16
Точное решение (6)	25.506	32.253	24.240	5.935	4.179
Линейный расчет (КП DresCAD)	14.500	17.000	13.500	3.207	2.254
Различие деформационного расчета с точным расчётом (6), %	0.186%	0.254%	0.2%	0.537%	0.451%
Различие деформационного расчета с линейным расчетом (КП DresCAD), %	43.045%	47.157%	44.195%	45.673%	45.819%

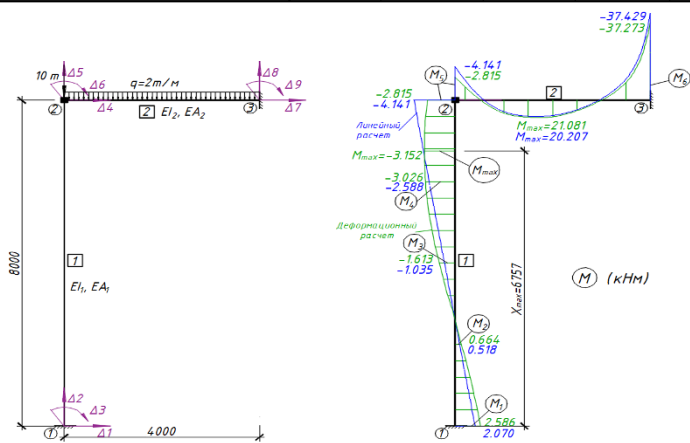


Рис. 7. Расчетная схема и эпюры изгибающих моментов для стержня 1
(EI1= 915.6 кНм2, EA1= 1680000 кН, EI2= 2373 кНм2, EA2= 21000000 кН)

Таблица 2.

Анализ результатов расчета рамы [5] по программе DresCAD

Анализ расчётов		M_{1y} , кНМ	M_{1z} , кНМ	M_{2y} , кНМ	M_{2z} , кНМ	M_{3y} , кНМ	M_{3z} , кНМ
Г.К. Клейн и др. [7]	Линейный	2.150				-4.320	-37.900
	Деформац.	2.800				-2.900	-38.600
Программа DresCAD	Линейный	2.070	0.518	-1.035	-2.588	-4.141	-37.429
	Деформац.	2.586	0.664	-1.613	-3.026	-2.815	-37.273
Различие DresCAD с решением по Г.К.Клейну и др. [7]	Линейный	3.865%				4.323%	1.258%
	Деформац.	8.293%				3.009%	3.560%

Примеры, представленные на рис. 8 и 9 демонстрируют возможность программы DresCAD использовать предварительное напряжение для регулирования величин внутренних усилий. В примере 9 показана возможность продолжения расчета при потере устойчивости стойками системы.

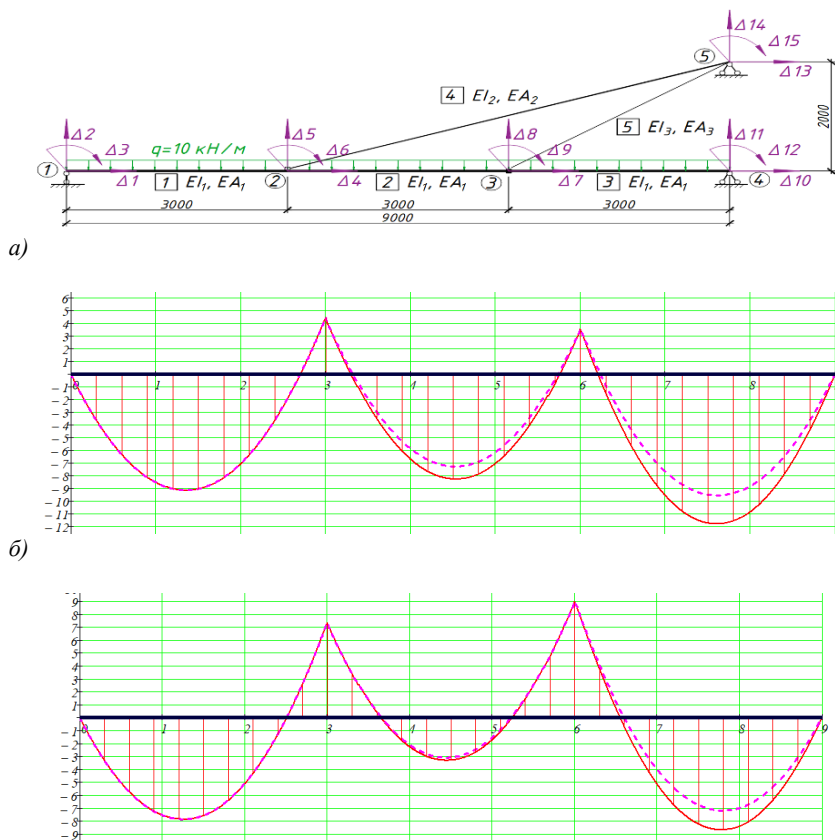


Рис. 8. Расчетная схема комбинированной балочно-вантовой системы $EI_1=674.61 \text{ кНм}^2$, $EA_1=453.2 \text{ МН}$; $EI_2=0.522 \text{ кНм}^2$, $EA_2=37.11 \text{ МН}$; $EI_3=0.087 \text{ кНм}^2$, $EA_3=6.185 \text{ МН}$. Эпюры изгибающих моментов в балке: а – без преднапряжения; б – с предварительным напряжением в ванте 4 $P_n = 90 \text{ кН}$ и в ванте 5 $P_n = 55 \text{ кН}$.

Таблица 3

Анализ результатов расчета вантово-балочной системы (рис. 8)

Анализ расчётов	Момент в пролёте 1, кНм	$M_{т2}$, кНм	Момент в пролёте 2, кНм	$M_{т3}$, кНм	Момент в пролёте 3, кНм
Без преднапряжения					
Деформационный расчёт в ПК DresCAD	9.145	-4.428	8.27	-3.531	11.797
Линейный расчёт в ПК DresCAD	9.139	-4.428	7.27	-3.531	9.546
Различие деформационного с линейным расчётом, %	0.065%	0.00%	13.74%	0.00%	23.59%
С преднапряжением					
Деформационный расчёт в ПК DresCAD	7.881	-7.334	3.326	-8.987	8.695
Линейный расчёт в ПК DresCAD	7.876	7.334	3.103	-8.987	7.197
Различие деформационного с линейным расчётом, %	0.06%	0.00%	7.17%	0.00%	20.81%

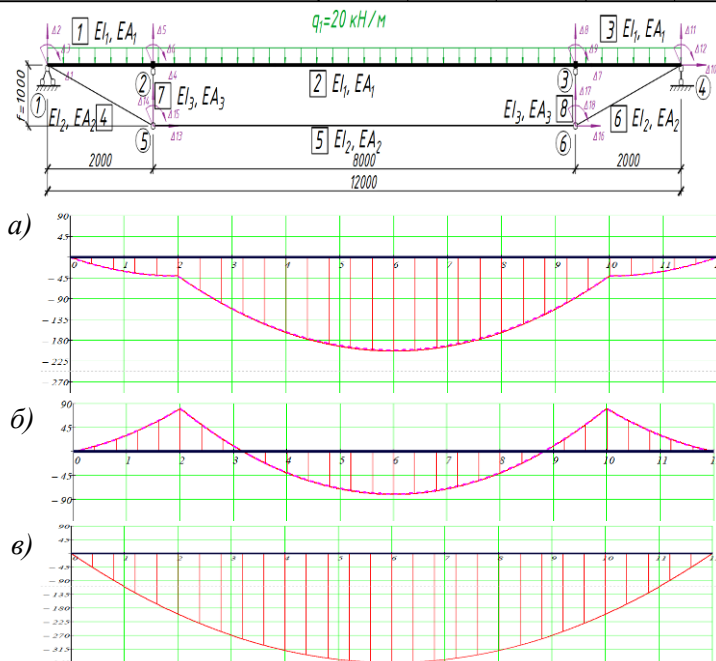


Рис. 9. Расчетная схема шпренгельной системы и эпюры изгибающих моментов:

 $EI_1 = 81837.62 \text{ кНм}^2$, $EA_1 = 2060 \text{ МН}$; $EI_2 = 4.6 \text{ кНм}^2$,

 $EA_2 = 152.053 \text{ МН}$; $EI_3 = 95.1 \text{ кНм}^2$, $EA_3 = 252.371 \text{ МН}$;
а – без преднапряжения; б – с предварительным напряжением $P_n = 303 \text{ кН}$;

в – при потере стойками устойчивости от предварительного напряжения

 $P_n = 2000 \text{ кН}$ и $f = 1.5 \text{ м}$

Таблица 4

**Анализ результатов расчета шпренгельной системы
по программе DresCAD (рис. 9)**

Анализ расчётов	M_{r2} , кНм	Момент в пролёте, кНм	M_{r3} , кНм
Без преднапряжения			
Деформационный расчёт в ПК DresCAD	41.202	203.948	41.202
Линейный расчёт в ПК DresCAD	41.202	201.194	41.202
Различие деформационного расчета с линейным расчетом, %	0.00%	1.37%	0.00%
С преднапряжением $P_n = 303\text{кН}$			
Деформационный расчёт в ПК DresCAD	-80.702	80.774	-80.702
Линейный расчёт в ПК DresCAD	-80.702	79.295	-80.702
Различие деформационного расчета с линейным расчетом, %	0.00%	1.87%	0.00%
При потере стойками устойчивости от <u>преднапряжения</u> $P_n = 2000\text{кН}$ и $f=1.5\text{м}$			
Деформационный расчёт в ПК DresCAD	200.000	360.002	200.000

Закключение. В статье изложен алгоритм расчета стержневых систем на устойчивость по деформированному состоянию с учетом геометрической и конструктивной нелинейности и разработанная на его основе компьютерная программа DresCAD. Результаты расчетов контрольных примеров и выполненный сравнительный их анализ подтверждают высокую точность алгоритма и уникальные вычислительные возможности программы DresCAD. Возможность расчета шпренгельной системы (рисунок 8) при потере устойчивости сжатými стойками 7 и 8 от предварительного напряжения шпренгеля силой $P_n=2000$ кН, как простой однопролетной балки. В этом случае программа DresCAD демонстрирует возможность расчета стержневой системы *с учетом конструктивной нелинейности*.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Уласевич, В.П. Статический расчет гибких стержневых систем сложной геометрической структуры методом деформаций / В.П. Уласевич // Вестник БрГТУ. – 2018. – № 1(109): Строительство и архитектура. – С. 73–77.
2. Уласевич, В.П. Устойчивость и деформационный расчет стержневых систем матричным методом деформаций / В.П. Уласевич // Вестник БрГТУ. – 2019. – № 1 (114) : Строительство и архитектура. – С. 68–72.

3. Сидорович, Е.М. Динамика и устойчивость сооружений. Численные методы решения задач: учебное пособие / Е.М. Сидорович. – Мн.: БНТУ, 2006. – 246 с.

4. Безухов, Н.И. Устойчивость и динамика сооружений в примерах и задачах / Н. И. Безухов, О.В. Лужин, Н.В. Колкунов. – М.: Стройиздат, 1969. – 424 с.

5. Клейн, Г.К. Руководство к практическим занятиям по курсу строительной механики (основы теории устойчивости, динамики сооружений и расчета пространственных систем) / Г.К. Клейн, В.Г. Рекач, Г.И. Розенблат. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Высшая школа, 1972. – 296 с.

УДК 691.328.43

АНАЛИЗ СУЩЕСТВУЮЩИХ МЕТОДИК РАСЧЕТА ШИРИНЫ РАСКРЫТИЯ ТРЕЩИН ИЗГИБАЕМЫХ БЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ СО СТЕКЛОПЛАСТИКОВОЙ АРМАТУРОЙ

ХОТЬКО А. А., АКБАР С. М.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

В последние годы наблюдается активизация деятельности производителей и поставщиков стеклопластиковой арматуры, направленной на внедрение такой арматуры в производство несущих конструкций, в том числе стеклопластбетонных изгибаемых элементов. В нормативной базе Республики Беларусь отсутствуют действующие технические нормативные правовые акты (далее - ТНПА), позволяющие применять композитную арматуру в изгибаемых стеклопластбетонных несущих конструкциях. С учетом специфических особенностей стеклопластиковой арматуры, внедрение ее в производство несущих конструкций не возможно без соответствующих научных обоснований, основанных на имеющихся теоретических предположениях и выполненных экспериментальных исследованиях.

Еще четыре десятка лет назад известным ученым Фроловым Н. П. было логически обоснована нецелесообразность армиро-

вания изгибаемых элементов стеклопластиковой арматурой без ее предварительного напряжения [5]. Многочисленные экспериментальные исследования подтверждали значительные прогибы и ширину раскрытия трещин конструкций армированных стеклопластиковой арматурой по сравнению с аналогичными конструкциями со стальной арматурой. Поэтому использование всех преимуществ композитной арматуры при армировании изгибаемых элементов возможно только при условии ее предварительного напряжения, способного повысить трещиностойкость и уменьшить прогибы конструкций при эксплуатационных нагрузках.

Даже при условии решения проблемы со сложностью создания предварительного напряжения композитной арматуры, является актуальным вопрос достоверной расчетной оценки ширины раскрытия трещин и величины прогибов. Исследования в этом направлении проводятся как в Республике Беларусь, под руководством профессоров Т.М. Пецольда, В.В.Тура, так и в Российской Федерации и в других странах [1-8]. Методики расчета ширины раскрытия трещин изгибаемых элементов с композитной арматурой изложены в разработанных НИПТИС рекомендациях [3], а также в разработанных НИИЖБ им. А.А.Гвоздева строительных правилах [4].

Расчет стеклопластбетонных конструкций согласно указанным методикам предлагается выполнять по аналогии с расчетом железобетонных конструкций со стальной арматурой с учетом специфических свойств арматуры из стеклопластиков и особенностей ее работы в бетоне. Проверку предельного состояния по ширине раскрытия трещин предлагается производить из известного условия:

$$w_k \leq w_{lim}, \quad (1)$$

где w_k – расчетная ширина раскрытия трещин;

w_{lim} – предельно допустимая ширина раскрытия трещин.

Учитывая коррозионную стойкость стеклопластиковой арматуры по отношению к агрессивным средам, в которых стальная арматура подвергается активной коррозии, предельно допустимая ширина раскрытия трещин для конструкций, армированных стеклопластиковой арматурой принимается большей, чем для элементов со стальной арматурой. В основном, исследователи рекомендуют назначать предельно допустимую ширину раскрытия трещин для стеклопластбетонных элементов, равной 0,5 мм. При непродолжи-

тельном раскрытии трещин в нормальных условиях эксплуатации это значение принимают равным 0,7мм

В общем случае расчетную ширину раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента (w_k), принимают равной средним относительным деформациям продольной растянутой композитной арматуры на участке между трещинами, умноженным на расстояние между трещинами. Расстояние между трещинами следует определять из условия, по которому разности усилий в растянутой композитной арматуре в сечении с трещиной и в сечении по середине участка между трещинами уравниваются силами сцепления композитной арматуры с бетоном. При этом разность усилий в композитной арматуре на этом участке принимается равной усилию, воспринимаемому растянутым бетоном перед образованием трещин. Относительные деформации растянутой композитной арматуры в сечении с трещиной, нормальном к продольной оси элемента, определяются в общем случае из системы расчетных уравнений деформационной модели по заданным значениям изгибающих моментов и продольных сил.

Для изгибаемых элементов прямоугольного, таврового и двутаврового сечений с арматурой, сосредоточенной у растянутой и сжатой граней элемента, определение относительных деформаций растянутой композитной арматуры в сечении с трещиной согласно [3] допускается производить по упрощенной схеме, рассматривая железобетонный элемент в виде сжатого пояса бетона и растянутого пояса композитной арматуры с равномерным распределением напряжений по высоте сжатого и растянутого поясов по формуле:

$$w_k = \frac{1}{2} \frac{\sigma_f}{\rho_{f,eff}} \frac{f_{ctm}}{\tau_{bm}} \left(\frac{\sigma_f - \beta \cdot \sigma_{cr,f} + \eta_r \cdot \varepsilon_r \cdot E_f}{E_f} \right), \quad (2)$$

где σ_f – напряжения в композитной арматуре в сечении с трещиной;

$\sigma_{cr,f}$ – максимальные напряжения в композитной арматуре в стадии формирования трещин, определяемые по формуле:

$$\sigma_{cr,f} = \frac{f_{ctm}}{\rho_{f,eff}} (1 + \alpha_f \cdot \rho_f); \quad (3)$$

$$\rho_{f,eff} = \frac{A_f}{A_{c,eff}}; \quad (4)$$

$A_{c,eff}$ – эффективная площадь бетона растянутой зоны сечения;

$$\alpha_f = \frac{E_f}{E_{cm}}; \quad (5)$$

β – эмпирический коэффициент, принимаемый для усреднения напряжений композитной арматуры на участке между трещинами;

η_t – коэффициент, учитывающий вклад деформаций усадки.

Значения напряжений сцепления τ_{bm} , коэффициентов β и η_t , предлагается определять по табличным данным в зависимости от вида нагружения и стадии трещинообразования.

В формуле (2) выражение перед скобками отражает среднее расстояние между трещинами, а выражение в скобках – разность относительных деформаций бетона и арматуры.

Ширину раскрытия нормальных трещин изгибаемых элементов согласно методике [4] определяют по формуле:

$$w_k = \phi_1 \cdot \phi_2 \cdot \phi_3 \cdot \psi_f \cdot \frac{\sigma_f}{E_f} \cdot l_f; \quad (6)$$

l_f – базовое расстояние между смежными нормальными трещинами, определяемое согласно формуле:

$$l_f = 0.5 \cdot \frac{A_{c,eff}}{A_f} \cdot \varnothing_f; \quad (7)$$

и принимают не менее $10\varnothing_f$ и 10 см и не более $40\varnothing_f$ и 40 см. Причем, значение $A_{c,eff}$ принимают равным площади сечения растянутой зоны при ее высоте в пределах не менее $2s$ и не более $0,5h$.

ψ_f – коэффициент, учитывающий неравномерное распределение относительных деформаций растянутой арматуры между трещинами.

Допускается принимать коэффициент $\psi_f = 1$; если при этом условие (1) не удовлетворяется, то значение ψ_f для изгибаемых элементов допускается определять по формуле:

$$\psi_f = 1 - 0.8 \cdot \frac{M_{crc}}{M}, \quad (8)$$

где M_{crc} – момент образования трещин.

φ_1 – коэффициент, учитывающий продолжительность действия нагрузки;

φ_2 – коэффициент, учитывающий профиль продольной арматуры;

φ_3 – коэффициент, учитывающий характер нагружения.

Значения напряжения σ_f в растянутой арматуре изгибаемых элементов определяют по формуле:

$$\sigma_f = \left[\frac{M(h_0 - y_c)}{I_{red}} \pm \frac{N}{A_{red}} \right] \cdot \alpha_{f1}, \quad (9)$$

где A_{red} , y_c – площадь приведенного поперечного сечения элемента и расстояние от наиболее сжатого волокна бетона до центра тяжести приведенного сечения, определяемые по общим правилам расчета геометрических характеристик сечений упругих элементов, принимаемая коэффициент приведения арматуры к бетону α_{f1} равным:

$$\alpha_{f1} = \frac{E_f}{E_{b,red}} \quad (10)$$

где $E_{b,red}$ – приведенный модуль деформации сжатого бетона, учитывающий неупругие деформации сжатого бетона и определяемый по формуле:

$$E_{b,red} = \frac{f_{cn}}{\varepsilon_{b,red}} \quad (11)$$

Относительную деформацию бетона $\varepsilon_{b,red}$ принимают равной 0,0015.

С целью оценки достоверности описанных выше методик, нами был выполнен расчет ширины раскрытия трещин по указанным зависимостям, для изгибаемого элемента, армированного в растяну-

той зоне стеклопластиковой арматурой и сравнение полученных данных с результатами экспериментальных исследований.

К сожалению, нами не было найдено результатов экспериментальных данных с предварительно напряженной стеклопластиковой арматурой, что вероятно связано со сложностью захвата такой арматуры при создании предварительного напряжения. Из опубликованных данных по испытаниям предварительно напряженных изгибаемых элементов с композитной арматурой известны исследования профессора Тура В.В [6]. Однако эти исследования проводились с комбинированным армированием. Поэтому, с целью расчетной оценки рассматриваемых методик, нами были использованы опытные данные, полученные на изгибаемых элементах со стеклопластиковой арматурой без предварительного напряжения и описанные в работах А.Р. Волик [7] и А.А. Почебыт [8].

Кроме методик, предложенных в документах [3] и [4] был выполнен расчет ширины раскрытия трещин с использованием общего деформационного метода, реализованного в программном продукте ВЕТТА+. Данный программный продукт в его части, предназначенной для научных исследований, позволяет в качестве исходных данных задавать произвольные диаграммы деформирования материалов (полученных по опытным данным), что ставит возможным расчет бетонных сечений, армированных стеклопластиковой арматурой (рис.1).

Добавление арматуры в проект

Наименование: S960 P 0МПа

☒ Преднапряженная

l_{тик} / l_{ук}: 1 l_{тик}, мм²: 960 E, МПа: 45200 Готово Отказаться

ε_{su} · 10⁻³: 2.12

Предварительное напряжение, МПа: 0

Расчет потерь

- ☒ С учетом всех потерь
- ☐ С учетом первых потерь
- ☐ С учетом всех потерь, без сцепления с бетоном

Рис.1. Задание параметров диаграммы деформирования стеклопластиковой арматуры

ПРОТОКОЛ

Расчет по сечению, нормальному к продольной оси элемента

Проектная прочность

MRd_x , кНм	MRd_y , кНм	NRd , кН
	9.34	0.00

I группа предельных состояний

Момент трещинообразования

Mcr_x , кНм	Mcr_y , кНм	Ncr , кН
	1.18	0.00

II группа предельных состояний

Заданные усилия от нормативной нагрузки

MSd_x , кНм	MSd_y , кНм	NSd , кН
	9.30	0.00

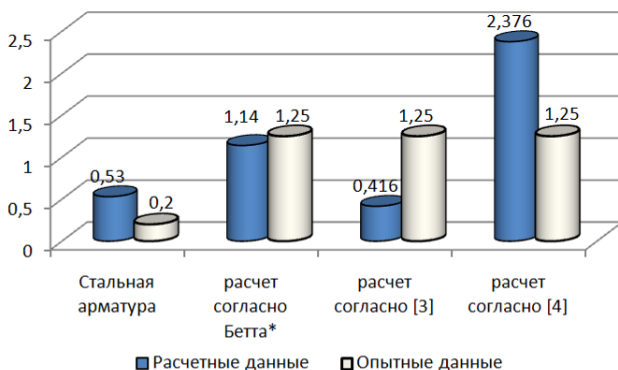
Ширина раскрытия нормальной трещины

w_k , мм
1.14

II группа предельных состояний

Рис. 2. Протокол результатов расчета сечения для СПА в программе BETTA+

В качестве исходных данных для первого численного эксперимента использованы данные, соответствующие экспериментальным условиям, описанным в [8]: изгибаемый элемент, прямоугольного сечения, с размерами 100×180мм, армированный в растянутой зоне 4Ø8мм стеклопластиковой арматуры (в два ряда, с расстоянием между ними 30мм) с характеристиками: $f_t=960\text{МПа}$, $E_f=45200\text{МПа}$, в сжатой зоне 2Ø6S500. Бетон класса C25/30. Результаты расчета ширины раскрытия трещин по рассматриваемым методикам показаны на рис. 3.



* - расчет в программном продукте Betta+

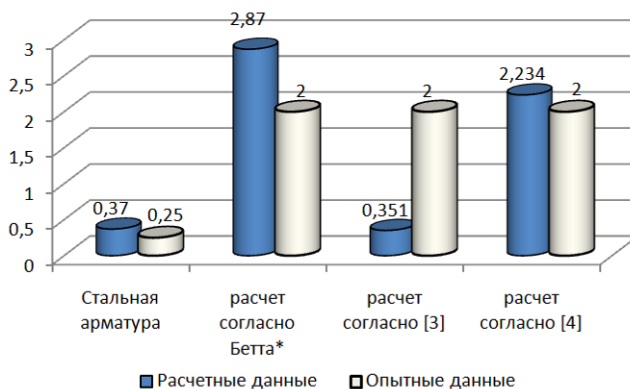
Рис. 3. Сравнение результатов расчета с опытными данными [8]

В качестве исходных данных для второго численного эксперимента использованы данные, соответствующие экспериментальным условиям, описанным в [7]: изгибаемый элемент, прямоугольного

сечения, с размерами 120×220мм, армированный в растянутой зоне 1Ø10мм стеклопластиковой арматуры с характеристиками: $f_t=962\text{МПа}$, $E_f=45660\text{МПа}$. Бетон класса C25/30. Результаты расчета ширины раскрытия трещин по рассматриваемым методикам показаны на рис. 4.

Анализ численного эксперимента показал, что методика расчета ширины раскрытия трещин, описанная в строительных правилах [4] дает БОльшее приближение к опытным данным по сравнению с методикой, изложенной в рекомендациях [3].

Наибольшее приближение к экспериментальным данным по трещиностойкости изгибаемых стеклопластбетонных элементов без предварительного напряжения дает общий деформационный метод расчета, реализованный в программном комплексе BETAPLUS. Ширина раскрытия трещин, рассчитанная в данном программном комплексе отличалась от опытных данных на величину, не более 30%



* - расчет в программном продукте Betta+

Рис. 4. Сравнение результатов расчета с опытными данными [7]

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. ACI 440.1R-03, Guide for the Design and Construction of Concrete Reinforced with FRP Bars. - American Concrete Institute, 2003.
2. CNR-DT 203/2006, Guide for the Design and Construction of Concrete Structures Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer Bars. - Rome, Italy, 2006.

3. Рекомендации по проектированию конструкций из напрягающего бетона с композитной арматурой. – Минск, НИПТИС, 2014. (1ая редакция)

4. СП 63.13330-2012 «Конструкции из бетона с композитной неметаллической арматурой. Правила проектирования». – Москва, 2013.

5. Фролов, Н. П. Стеклопластиковая арматура и стеклопластбетонные конструкции / Н. П. Фролов. – Москва: Стройиздат, 1980. – 107 с.

6. Тур, В. В. Экспериментальные исследования изгибаемых бетонных элементов с комбинированным армированием стальными и стеклопластиковыми стержнями / В. В.Тур, В. В. Малыха // Вестн. Полоц. гос. ун. Сер. Ф. Строительство. Прикладные науки. – 2013. – № 8. – С. 58–65.

7. Волик, А. Р. К вопросу замены металлической арматуры на стеклопластиковую в изгибаемых бетонных балках / А. Р. Волик, Е. К. Волик // Перспективные направления инновационного развития строительства и подготовки инженерных кадров: материалы XX междунар. науч. – метод. семинара / М-во образования Респ. Беларусь, ГрГУ им. Я. Купалы; редкол.: В.Г. Барсуков (гл. ред.) [и др.]. – Гродно: ГрГУ, 2016. – С. 19–22.

8. Почебыт, А. А. Железобетонные балки с комбинированным армированием / А. А. Почебыт // Наука - 2017 : сборник научных статей. В 2 ч. Ч. 1/ Учреждение образования «Гродненский гос. ун-т им. Я.Купалы». – Гродно : ГрГУ им. Я. Купалы, 2017. – С.328 –330.

РАЗДЕЛ III. ИНФОРМАЦИОННЫЕ ТЕХНОЛОГИИ

УДК 728.1

СТРУКТУРНО-ФУНКЦИОНАЛЬНОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ НАДЕЖНОСТИ ЖИЛЫХ ЗДАНИЙ

ЗАХАРЕНКО А. В., ПИЛИПЕНКО В. М.

Институт жилища – НИПТИС им. Атаева С. С.

Минск, Беларусь

Важной задачей теории надежности сложных технических систем является определение оптимальных значений базовых параметров, отвечающих за выполнение тех или иных функций, при обеспечении максимальной продолжительности эффективной работы системы в целом. Жилое здание также можно рассматривать как сложную техническую систему, при этом необходимо учитывать его многокомпонентную структуру, состоящую из множества разноточных и разноточечных элементов, что значительно осложняет процесс анализа общей надежности.

В последнее время для оценки надежности сложных технических систем все чаще применяют метод *структурно-функционального моделирования*, который основан на разбиении системы на отдельные элементы и установлении между ними соответствующих структурно-функциональных взаимосвязей. В общем случае структурная модель жилого здания как системы, представляет собой совокупность основных (несменяемых) и вспомогательных (сменяемых) элементов, соединенных между собой в определенной последовательности и в определенной степени взаимопределяющих надежность системы. В качестве примера на рис. 1 приведен общий план расположения структурных элементов 10-этажного крупнопанельного жилого здания. Следует отметить, что приоритетным при создании имитационной модели здания является *моделируемое рабочее состояние системы*, которое может отличаться от механического (монтажного) соединения. Например, ячейка панельного здания с опиранием плит перекрытия «по контуру» с точки зрения монтажного соединения имеет параллельное соединение стен с последова-

тельной укладкой плиты перекрытия (рис. 2). Если рассматривать данную структуру в рабочем состоянии, то можно отметить, что при выходе из строя (например, потере несущей способности) одной из стен, происходит изменение расчетных параметров для трех других, что характерно для последовательного соединения. В общем случае гипотетическая возможность восприятия элементами системы крупнопанельного здания дополнительных нагрузок в результате отказа одного из них позволяет относить данную систему к *резервированным системам* нагруженного типа [1].

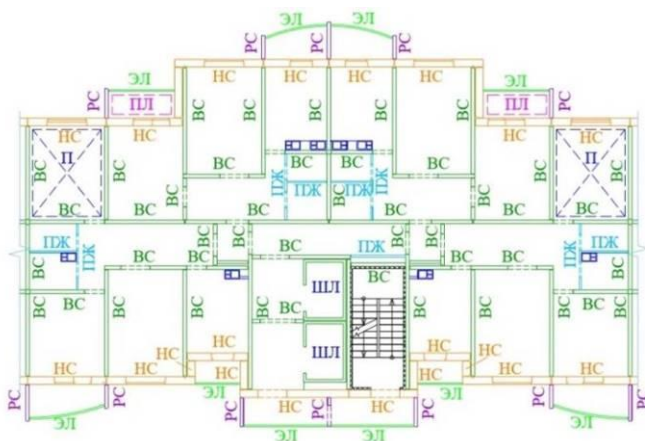


Рис. 1. Общий план расположения структурных элементов 10-этажного крупнопанельного жилого здания (НС, ВС, РС, П и т. п. – несущие эл-ты здания)

Таким образом, особенностью неопределимых систем, к которым в полной мере можно отнести жилые здания индустриального строительства, является то, что отказ элемента не обязательно приводит к полному отказу системы (например, в виде полного разрушения здания) в связи с перераспределением усилий между примыкающими друг к другу элементами, которые за счет принятых резервов прочности в определенных пределах способны воспринять дополнительные нагрузки. Одним из способов учета зависимости совместной работы элементов подобных систем является введение коррелированности функций работоспособности элементов, что создает определенный запас показателей надежности [1, 2]. Следует отметить, что еще в советский период в отношении надежности по-

добных сложных систем стали применять качественно новое свойство – *эмерджентность*, отражающее диалектический переход количественных свойств в качественные [1].

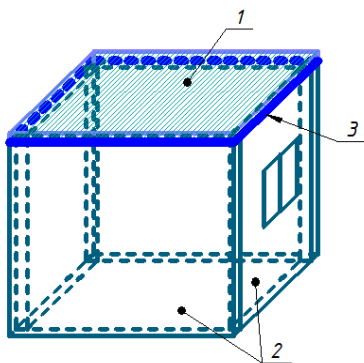


Рис. 2. Конструктивное решение ячейки крупнопанельного здания:
1 – плита перекрытия; 2 – несущие стены; 3 – контур опирания плиты

Для оценки надежности структурно-функциональной модели здания, как сложной технической системы, был применен разработанный еще в 70–80-х гг. *логико-вероятностный метод системного анализа*, в основу которого положено использование функций алгебры логики для аналитической записи условий работоспособности системы и разработка строгих способов перехода от логических функций к вероятностным, объективно выражающим безотказность данной системы [3].

На основе структурно-функциональной модели были сформулированы следующие задачи, решение которых позволило проанализировать базовые параметры надежности конструктивной системы рассматриваемого крупнопанельного здания с точки зрения идеализированной (т.е. находящейся в состоянии отказа даже при выходе из строя какого-либо одного элемента) системы:

- определение логико-вероятностных параметров надежности системы и её элементов на основании вероятностей их безотказной работы;
- оценка параметров надежности невосстанавливаемой системы по показателю среднего времени наработки ее элементов;

– анализ изменчивости параметров надежности сложной системы при рассмотрении возможности восстановления ее элементов.

В результате рассмотрения перечисленных задач можно сформулировать следующие основные выводы о принципах формирования общей надежности здания:

1) общий показатель надежности сложной системы с увеличением количества элементов уменьшается, при этом полученные результирующие значения надежностей системы за базовый период 1 год $P_s = 0,99874$ и базовый период 50 лет $P_s = 0,8816$ в целом показывают адекватные значения безотказной работы для сложных технических систем;

2) надежность системы при наличии так называемых резервируемых элементов возрастает, причем, чем сложнее и многокомпонентнее структура, тем разрыв между предполагаемыми значениями надежности больше (рис. 3);

3) в системе с резервируемыми элементами происходит явное увеличение значимости не резервируемых элементов (рис. 4) и снижение значимости и прочих параметров надежности для резервируемых элементов;

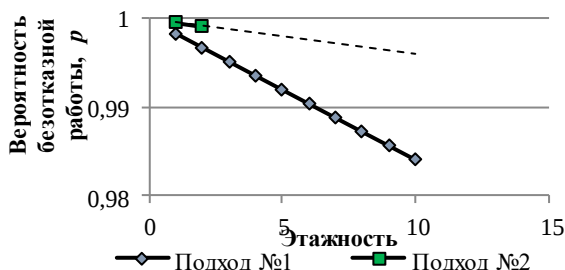


Рис. 3. Сравнение вероятностей безотказной работы системы за базовый период 50 лет при различных подходах

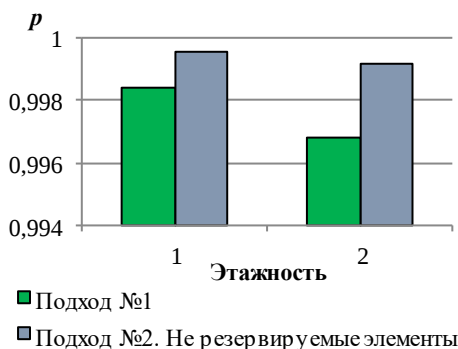


Рис. 4. Пример сравнения показателя *значимости* основных не резервируемых элементов системы за базовый период 50 лет

4) в результате проведения вероятностно-временного расчета, в частности путем пропорционального наращивания «условных» средних наработок элементов на отказ, были получены данные о вероятностях безотказной работы системы жилого здания в базовые периоды и соответствующих им показателях средней наработки на отказ (таблица 1); например, при некоторых значениях средней наработки элементов на отказ вероятность безотказной работы системы в целом, в частности, для базового периода 50 лет составила $p = 0,8138$, а величина её средней наработки на отказ – около 243 лет, что может быть вполне допустимой величиной;

Таблица 1

Вероятности безотказной работы конструктивной системы жилого здания в базовые периоды и соответствующие им показатели средней наработки на отказ

Вероятность безотказной работы системы в базовый период		Средняя наработка системы на отказ, лет
1 год	50 лет	
0.8837	0.0021	8.1
0.9518	0.0844	20.2
0.9756	0.2904	40.4
0.9877	0.5389	80.9
0.9938	0.7341	161.8
0.9959	0.8138	242.7
0.9969	0.8568	323.5

5) наряду с несущими невосстанавливаемыми элементами восстанавливаемые элементы имеют существенное значение в обеспечении общей надежности системы; кроме этого, чем больше в структуре именно восстанавливаемых элементов, тем более надежной считается система (например, было установлено, что коэффициент готовности восстанавливаемой системы превышает аналогичный показатель надежности для смешанной системы – таблица 2).

Таблица 2

Показатели надежности смешанной и восстанавливаемой систем
одноэтажного конструктива

Тип системы	Показатель надежности		Значимость элементов			Отрицательный вклад элементов	Положительный вклад элементов		
			Стены	Плиты	ГС*		Стены	Плиты	ГС*
Смешанная	Коэффициент готовности смешанной системы	0.8964	0.90239	0.90101	0.89664	0.8964	0.005996	0.00461	0.000246
Восстанавливаемая	Коэффициент готовности системы	0.9969	0.99699	0.99697	0.99721	0.9969	0.000055	0.00004	0.000273

* ГС – герметизация стыков между панелями

Анализ существующих подходов к определению надежности сложных технических систем свидетельствует о неоднозначности и сложности рассматриваемой проблемы, носящей преимущественно вероятностный характер. Предложенный метод моделирования с использованием поэлементного структурирования конструктивной системы жилого здания позволяет оценить влияние каждого элемента на показатели общей надежности, а также выявить направления их оптимизации. Подобный анализ наиболее важен в условиях явной необходимости реконструкции зданий с течением времени, с целью придания им современных потребительских качеств. Следует отметить важность упомянутого и частично выявленного свойства

эмерджентности, проявляющегося в функциональной взаимосвязи между элементами конструктивной системы и в определенном перераспределении нагрузки, не приводящим к аварийной ситуации в случае отказа одного из элементов конструкции, что как раз позволяет определить крупнопанельную конструктивную систему жилого здания как ремонтопригодную, обладающую способностью к восстановлению в процессе эксплуатации, что необходимо с учетом ранее обозначенных принципов развития жилищного домостроения. Одним из доказательств высокой надежности жилых зданий различных конструктивных систем индустриального строительства, а также эффективности рассмотрения в данном вопросе принципа эмерджентности является пример их достаточной устойчивости в истории наиболее крупных сейсмических катастроф [4], а также опыт их демонтажа в Восточных регионах Германии и в крупных городах России, когда, в частности, стыковые соединения «показали» значительную прочность против демонтажных работ. В дальнейшем метод моделирования с использованием поэлементного структурирования требует выявления и учета коррелированности зависимых структурных элементов системы здания, что позволит более точно описать особенности его функционирования (включая периоды возникновения отказов его структурных элементов) и прогнозировать срок его эксплуатации.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Колотилкин, Б.М. Надежность функционирования жилых зданий / Б.М. Колотилкин. – М.: Стройиздат, 1989. – 372 с.
2. Матвеев, Е.П. Реконструкция жилых зданий. Ч.1. Теория, методы и технологии реконструкции жилых зданий / Е.П. Матвеев. – М.: ГУП ЦПП, 1999. – 367 с.
3. Рябинин, И.А., Черкесов, Г.Н. Логико-вероятностные методы исследования надежности структурно-сложных систем / И.А. Рябинин, Г.Н. Черкесов. – М.: Радио и связь, 1981. – 266 с.
4. Заключения о техническом состоянии зданий в Арктическом и Апаранском районах Армянской СССР после землетрясения 7 декабря 1988 г. Минск: Научно-проектно-техническое объединение «Белстройнаука», 1989–1990.

НЕЛИНЕЙНОЕ ДЕФОРМИРОВАНИЕ: ТЕРМИНОЛОГИЯ, ТЕОРИЯ, ПРАКТИКА

СИДОРОВИЧ Е. М.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Введение. Рассматривается применение современных нормативных документов и современных проектно вычислительных комплексов к расчету нелинейно деформируемых несущих конструкций зданий и сооружений произвольного назначения при произвольных нагрузках и воздействиях. Обсуждаются и уточняются применяемые термины и понятия. Обосновываются основные теоретические положения и допущения. Приводятся примеры практических расчетов.

Современные компьютерные средства расчета и проектирования непрерывно совершенствуются, приспосабливаясь как к новым операционным системам и графическим средам, так и к новейшим нормативным требованиям. Тем не менее, у пользователей при работе с действующими нормативными документами и новейшими программными комплексами возникает масса терминологических и теоретических вопросов. Так, например, в [1] определяются термины, относящиеся к расчету строительных конструкций с учетом упругих, неупругих или пластических свойств материалов; недеформированной или деформированной геометрической формы конструкций; линейных или нелинейных зависимостей. Даются соответствующие разъяснения.

Однако, например, термин **«нелинейный расчёт первого порядка (first order non-linear analysis)»** (один из многих, приведенных в [1]) сразу вызывает недоумение. Как нелинейная расчет может быть первого порядка? Математическая (степенная) функция первого порядка определяет прямую линию. То есть расчет – линейный.

Если объяснять данное недоразумение трудностями перевода (порой автоматизированного), то фразу **«first order non-linear anal-**

ysis» можно было бы перевести и так: **«нелинейный расчет первой очереди»**. Но и этот вариант не вносит ясности. В действительности же эта фраза означает, что речь идёт о расчёте сооружения из нелинейно деформируемого материала, но по исходной, недеформированной геометрии (недеформированной расчётной схеме).

Явными погрешностями перевода (и редактирования) изобилует справочная информация многих проектно вычислительных комплексов и, в частности, такого мощного программного комплекса как «Autodesk Robot Structural Analysis Professional». Только квалифицированный специалист сможет догадаться, о чем идет речь, допустим, в информации, полученной по запросу «Нелинейный расчет», набранному, неважно где, в справочнике комплекса или в браузере интернета. Поисковик интернета дает ссылку (docs.autodesk.com) на указанный программный комплекс.

Там в подразделе **«Нелинейный статический расчет»** написано: «Нелинейный расчет состоит в дифференциальном приложении нагрузок. Это означает, что при расчете нагрузки не учитываются одновременно, но постепенно возрастают, и выполняются расчеты состояний равновесия».

Смысл такого текста уловить трудно. Хотя ниже содержится абзац, почти правильно поясняющий цель нелинейных расчетов: «Нелинейные методы расчета используются для проверки предельных состояний несущей способности и эксплуатационной пригодности, при обеспечении условий равновесия и совместности деформаций с учетом нелинейного поведения материалов. Расчет производится по теории первого или второго порядка».

И снова возникает вопрос, как связана теория первого или второго порядка с нелинейными свойствами материалов.

Далее в подразделе **«Параметры геометрической нелинейности»** читаем: «Параметры геометрической нелинейности позволяют учитывать настоящие эффекты высшего порядка и часто улучшают сходимость расчетного процесса для конструкции, включающей нелинейные элементы».

Там же при объяснении, что такое **«Расчет Р-дельта»**, говорится: «Этот тип расчета учитывает второстепенные эффекты, такие как изменяющаяся жесткость элемента, находящегося под влиянием напряженного состояния элемента. Также он учитывает создание

моментов, обусловленное действием вертикальных сил в узлах, смещенных горизонтально».

В подразделе «**Расчет больших перемещений**» находим: «В расчете этого типа учитываются эффекты третьего порядка, например, дополнительная поперечная жесткость и напряжения, вызванные деформацией или вращением. Этот эффект учитывает увеличение дополнительных сил в деформированной конструкции (например, в балке с закрепленными опорами на двух концах, нагруженной вертикальной нагрузкой, продольные силы возрастают, а прогибы уменьшаются)».

Действительно, необходимо знать все тонкости линейных и нелинейных методов теории сооружений, чтобы осознать подобные разъяснения и применять их в практических расчетах.

К сожалению, казусы подобного рода можно встретить даже в учебной литературе. Например, в учебном пособии [2] излагается методика деформационного расчета висячих мостов путем их разделения на две подсистемы: кабель и балку жесткости, - с составлением системы соответствующих дифференциальных уравнений. При этом утверждается следующее:

«Однако для решения системы уравнений недостаточно применения только математических методов интегрирования дифференциальных уравнений. Это объясняется тем, что в двух уравнениях содержится три группы неизвестных: распор от временной нагрузки H_v , усилия в подвесках z и прогибы η . Поэтому задача интегрирования уравнений должна сочетаться с итерационным процессом поиска деформированного вида сооружения. Именно в этом и заключается различие в решении поставленной задачи разными авторами».

В приведенном фрагменте во главу решения сложной нелинейной задачи ставится итерационный процесс. Это действительно так. Но совершенно не принимается во внимание факт, что **два** уравнения с **тремя** неизвестными имеют **бесконечное множество** решений. Для поиска определенного решения (и сходимости итерационного процесса) недостает **третьего** уравнения (в упомянутом случае, **третьей** группы уравнений).

Подобные недоработки можно встретить во многих публикациях. Наиболее распространенным является мнение, что любая нели-

нейно деформируемая система «легко рассчитывается методом конечных элементов». Ниже будет показано, что это далеко не так.

Достаточные сведения о решении нелинейных задач теории сооружений и применении метода конечных элементов можно найти в известных публикациях [3, 4, 5] и многих других. Целью данной статьи является стремление внести ясность в применяемые термины, сформулировать основы теории и показать простейшие приемы практического применения компьютерных технологий к расчету сооружений по деформированному состоянию.

Терминология. Как известно из курсов строительной механики [4, 5], при применении компьютерных технологий (например, в форме метода конечных элементов) деформируемая система представляется в дискретном виде как ансамбль узлов, то есть абсолютно жестких материальных точек бесконечно малых размеров. Узлы объединяют (сваривают, замоноличивают) в единую систему деформируемые части сооружения (стержни, пластины, объемные тела) малых, но конечных размеров, называемые конечными элементами. На некоторые узлы могут быть наложены абсолютно недеформируемые связи, то есть опоры. Деформируемые конечные элементы взаимодействуют между собой только в узлах. К узлам прикладываются и внешние силы. Нагрузки, действующие на конечные элементы сооружения, также приводятся к узловым силам. Узлы характеризуются степенями свободы. Степень свободы узла – это количество возможных перемещений, которые можно сообщить узлу при деформировании системы.

Напряженно-деформированное состояние такой конечно-элементной расчетной модели характеризуется [4, 5] четырьмя группами параметров состояния, связанными тремя системами уравнений. К параметрам состояния деформируемой системы относятся узловые нагрузки, узловые перемещения, внутренние силы в конечных элементах и соответствующие внутренним силам деформации конечных элементов. Одна из групп параметров состояния должна быть задана. Обычно задаваемыми являются узловые нагрузки. Остальные три группы параметров состояния неизвестны и подлежат определению. Для определения неизвестных параметров состояния служат три системы уравнений: статических, геометрических и физических.

Статические уравнения, или уравнения равновесия связывают внутренние силы в конечных элементах и узловые нагрузки. Статические уравнения описывают равновесие узлов системы, строго говоря, в деформированном состоянии. Следовательно, уравнения равновесия должны учитывать перемещения узлов (гипотеза больших перемещений), и деформации конечных элементов (гипотеза больших деформаций). Таким образом, составленные относительно деформированной расчетной схемы уравнения равновесия являются нелинейными. Нелинейные статические уравнения и лежат в основе расчета сооружений по деформированной расчетной схеме, или по деформированному состоянию. Такой расчет называют еще деформационным расчетом. В некоторых источниках нелинейность статических уравнений называют статической нелинейностью. Однако этот термин не получил широкого распространения.

Для реальных строительных сооружений деформации конечных элементов малы по сравнению и габаритами конечных элементов. Если такими деформациями в уравнениях равновесия пренебречь, то речь пойдет о гипотезе малых деформаций. Если пренебречь и узловыми перемещениями по сравнению с габаритами всего сооружения, то речь должна идти о расчете по недеформированной расчетной схеме, или по недеформированному состоянию.

Геометрические уравнения, или уравнения совместности связывают узловые перемещения и деформации конечных элементов. При точной записи геометрические уравнения являются нелинейными. Нелинейность геометрических уравнений обусловлена и большими перемещениями, и большими деформациями. Систему, которой отвечают нелинейные уравнения совместности (геометрии), принято называть геометрически нелинейной. Если в геометрических уравнениях пренебречь нелинейными слагаемыми по сравнению с константами и линейными слагаемыми, то получаем геометрически линейную систему. При этом необходимо, чтобы и в уравнениях равновесия были выполнены соответствующие упрощения. В целом геометрически нелинейной принято называть деформируемую систему, у которой нелинейными являются обе группы уравнений: статические и геометрические, - либо одна из них.

Физические уравнения связывают внутренние силы в конечных элементах с деформациями конечных элементов и описывают физические (деформационные) свойства материала или материалов, из

которых изготовлены конечные элементы. Деформационные свойства материала определяются экспериментально и выражаются первоначально в виде зависимости «напряжение – относительная деформация», а затем обобщаются на зависимости вида «обобщенное усилие – обобщенная деформация», или, наоборот, «обобщенная деформация – обобщенное усилие». По физическим свойствам материалы принято подразделять на упругие (линейно или нелинейно) и упругопластические (идеально упругопластические, жесткопластические, билинейные и т. д.). Если деформируемая система выполнена из материалов, подчиняющихся закону Гука (линейно упругих), то ее относят к физически линейным системам. Если материал системы нелинейно упругий или упругопластический, то систему называют физически нелинейной.

Разрешающие уравнения в перемещениях. Практическое решение трех систем совместных нелинейных уравнений выполняется следующим образом. С помощью геометрических уравнений деформации выражают через перемещения и подставляют в физические уравнения, представленные в форме «внутренние силы – деформации». Затем выраженные через перемещения внутренние силы подставляют в уравнения статики. В результате получают разрешающую систему нелинейных уравнений относительно неизвестных перемещений. Формально это уравнения равновесия.

В зависимости от примененных аналитических зависимостей, численных алгоритмов, дополнительных допущений и упрощений разрешающие нелинейные уравнения равновесия в перемещениях получаются либо алгебраическими до третьего и выше порядков, либо трансцендентными, порой в неявной форме.

Дальнейшая реализация автоматизированного расчета геометрически и физически нелинейных деформируемых систем зависит от выбранного численного метода решения систем нелинейных уравнений (простая итерация; метод Ньютона-Рафсона, полный или модифицированный; метод дифференцирования (продолжения) по параметру, непрерывный или дискретный, шаговый и т.п.), от методов вычисления матриц жесткости или векторов невязок. Наконец, от компетентности разработчиков алгоритмов и искусства программистов.

К сожалению, подробных разъяснений о примененных алгоритмах, введенных предположениях, допущениях, о методике проведе-

ния расчетов в известной автору справочной информации к современным программным комплексам найти не удастся.

Особенности нелинейного деформирования стержневых систем. Предположим, что конечно-элементная модель некоторой деформируемой системы загружена заданной нагрузкой и находится в равновесии в соответствующем деформированном состоянии. Для общности предположим, что перемещения, вызванные приложенной нагрузкой, уже найдены или заданы заранее. Следовательно, геометрия деформированного состояния полностью определена. Такое состояние с полностью известными параметрами назовем исходным, или начальным. Уравнения равновесия, составленные относительно деформированного исходного состояния, представим в матричном виде:

$$\mathbf{A}\vec{S} + \vec{F} = 0, \quad (1)$$

где элементы матрицы коэффициентов $\mathbf{A} = \mathbf{A}(\vec{X})$ зависят только от координат узлов $\vec{X}$, определяющих исходное состояние; $\vec{S}$ - это вектор внутренних сил (усилий), уравнивающих узловую нагрузку $\vec{F}$ в исходном состоянии. Относительно усилий уравнения (1) линейные, т. е. первого порядка

Приложим к данной, уже деформированной системе некоторую дополнительную нагрузку $\Delta\vec{F}$. Тогда первоначальное состояние равновесия нарушится, и система перейдет из исходного деформированного состояния в новое деформированное состояние. Переход в новое состояние равновесия будет характеризоваться приращениями внутренних сил $\Delta\vec{S}$ и перемещениями узлов, т.е. приращениями координат $\Delta\vec{X}$, отсчитанными от исходного состояния равновесия.

В новом деформированном состоянии с измененной геометрией и измененными усилиями точные уравнения равновесия примут вид

$$\mathbf{A}(\vec{X} + \Delta\vec{X})(\vec{S} + \Delta\vec{S}) + \vec{F} + \Delta\vec{F} = 0. \quad (2)$$

Вычитая равенство (1) из (2), получим так называемые уравнения равновесия в приращениях:

$$\mathbf{A}(\vec{X})\Delta\vec{S} + \mathbf{A}(\Delta\vec{X})\vec{S} + \mathbf{A}(\Delta\vec{X})\Delta\vec{S} + \Delta\vec{F} = 0, \quad (3)$$

где четко выделены два линейных слагаемых и третье квадратичное. В первом линейном слагаемом постоянным сомножителем являются координаты исходного состояния, а переменным, неизвестным сомножителем – приращения внутренних сил. Во втором линейном слагаемом постоянным сомножителем выступают внутренние силы исходного состояния, а переменным, неизвестным сомножителем – приращения координат (перемещения). Третье, квадратичное слагаемое состоит из произведения неизвестных перемещений (приращений координат) и неизвестных приращений внутренних сил.

Таким образом, уравнение равновесия относительно перемещений и приращений усилий, то есть относительно двух групп неизвестных является как минимум квадратичным. Можно сказать, оно имеет второй порядок. Однако, общий порядок матричного уравнения (3) относительно только неизвестных перемещений зависит от порядка алгебраических выражений, которыми определяются приращения усилий через перемещения посредством геометрических и физических уравнений. Как уже отмечалось, эти выражения могут быть и трансцендентными.

Если в нелинейных уравнениях (3) приращения нагрузки, координат и усилий достаточно малы, то их произведениями можно пренебречь как величинами второго порядка малости. Тогда уравнения равновесия в приращениях упрощаются (линеаризуются) и приобретают вид:

$$A(\vec{X})\Delta\vec{S} + A(\Delta\vec{X})\vec{S} + \Delta\vec{F} = 0. \quad (4)$$

Линеаризованные уравнения (4) имеют слагаемые первого порядка. Искомые с помощью этого уравнения перемещения и приращения усилий зависят не только от геометрии исходного состояния (вектор $\vec{X}$), но и от его напряженного состояния (от начальных усилий $\vec{S}$ в исходном состоянии). Если начальные усилия в исходном состоянии отсутствуют ($\vec{S} = 0$), то линеаризованные уравнения (4) преобразуются в классические линейные уравнения, применяемые при расчетах по недеформированному состоянию.

$$A(\vec{X})\Delta\vec{S} + \Delta\vec{F} = 0. \quad (5)$$

Уравнения (5) тоже имеют первый порядок и полностью эквивалентны уравнениям (1).

К тому же результату приводит и гипотеза о расчете по недеформированному состоянию. Если предположить, что приращения координат пренебрежимо малы по сравнению с габаритами сооружения ($\vec{\Delta X} = 0$), то уравнения (3) и (4) преобразуются к виду (5).

Таким образом, информационной является следующая классификация линейных и нелинейных расчетов (или сооружений).

Нелинейные расчеты (сооружения) подразделяются на:

- геометрически и физически нелинейные;
- геометрически нелинейные, но физически линейные;
- геометрически линейные, но физически нелинейные.

Расчеты сооружений по деформированному состоянию:

- геометрически нелинейными,
- геометрически линейными (линеаризованными).

Термин линейный расчет может означать:

- классический расчет по недеформированному состоянию,
- линеаризованный расчет по деформированному состоянию с учетом начальных усилий.

Учет начальных усилий, или учет предшествующего напряженно-деформированного состояния может быть реализован в нелинейной форме, либо в линеаризованной форме. Приведенная классификация является далеко не полной, но информационной.

Практическое применение нелинейной теории. Изложенные выше принципы расчета нелинейно деформируемых стержневых систем были реализованы в виде программных продуктов и применены для расчета многих реальных сооружений от железобетонных предварительно напряженных балок до пространственных вантовых систем.

Методологически и теоретически обоснованные подходы, алгоритмы компьютерные программы позволяют точно решать линейные и нелинейные задачи прочности, устойчивости и колебаний сооружений разнообразного назначения. В частности, нелинейная (и линеаризованная) теория позволяют рассчитывать и системы геометрически (кинематически) изменяемые: гибкие нити, шарнирно-стержневые цепи, сети разной формы и назначения. Геометрически изменяемые системы с помощью некоторых известных расчет-

но-проектировочных комплексов рассчитать не удастся. Или комплекс не предназначен для решения таких задач, или отсутствует необходимая информация.

Выводы.

1. Примененные в нормативных документах и некоторых проектно вычислительных комплексах понятия типа «теория первого (второго) порядка» не являются информационными, требуют уточнения.

2. Понятие «нелинейный расчет» также требует уточнения: нелинейный геометрически, нелинейный физически и т. п.

3. Расчет по деформированному состоянию может быть нелинейным, либо линейным (линеаризованным).

4. Линеаризованный расчет по деформированному состоянию допускает решение задач устойчивости и задач теории малых колебаний.

5. При формировании у студентов умений и навыков работы с проектно вычислительными комплексами необходимо уделять внимание их общематематической и общетехнической подготовке.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. ТКП 1990-2011* (02250). Еврокод. Основы проектирования строительных конструкций. – Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, Минск 2015.

2. Бахтин, С.А. Висячие и вантовые мосты. Проектирование, расчет, особенности конструирования: Учеб. пособие / С.А. Бахтин, И.Г. Овчинников, Р.Р. Инамов. – Саратов: Сарат. гос. техн. ун-т, 1999. – 124 с.

3. Сидорович, Е.М. Нелинейное деформирование, статическая и динамическая устойчивость пространственных стержневых систем / Е.М. Сидорович. – Минск: БНТУ, 1999. – 200 с.

4. Борисевич, А.А. Строительная механика / А.А. Борисевич, Е.М. Сидорович, В.И. Игнатюк. – Минск: БНТУ, 2009. – 756 с.

5. Дарков, А.В. Строительная механика / А.В. Дарков, Н.Н. Шапошников. – СПб.: Издательство «Лань», 2010. — 656 с.

РАЗДЕЛ IV. ЭКОНОМИКА И ОРГАНИЗАЦИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА

УДК 624.012

О РАЗВИТИИ ЭНЕРГОЭФФЕКТИВНОГО ЖИЛИЩНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

¹ГОЛУБЕВ Н. М., ²ПИЛИПЕНКО В. М.

¹Белорусский национальный технический университет

²Институт жилища – НИПТИС им. Атаева С.С.

Минск, Беларусь

Современное энергоэффективное здание представляет собой сложную энергопотребляющую систему с многообразием составляющих его элементов, в которых протекают различные по физической сущности процессы поглощения, превращения и переноса энергии.

Технический прогресс привел к появлению большого многообразия архитектурных, объемно-планировочных и конструктивных решений зданий, как в новом строительстве, так и при реконструкции, с существенно различными особенностями формирования теплового режима в помещениях, обусловленными их технологическим назначением и применяемыми системами регулирования микроклимата. Основными элементами, формирующими показатели наружного климата, лучистый и конвективный теплообмен в помещении), тепло- и массоперенос через ограждающие конструкции, тепло-инерционность оборудования, находящегося в помещении, тепловой режим помещения в целом.

Мероприятия по повышению теплотехнических характеристик жилых зданий, достаточно капиталоемки, требуют значительных трудовых затрат, затрат материальных и финансовых ресурсов. Они имеют две составляющие – экономическую и техническую.

Экономическая составляющая заключается в обосновании экономически целесообразного сопротивления теплопередаче ограждающих конструкций зданий, которое определяется с учетом стоимости материалов, строительно-монтажных работ и энергоресурсов.

Техническая составляющая - это выбор наиболее эффективного конструктивно-технологического решения снижения энергопотребления, включая устройство теплозащиты наружных стен, а также систем жизнеобеспечения.

Выполненные расчеты свидетельствуют о значительном отличии теплопотерь квартир, расположенных в различных частях жилого здания. Об этом говорят и зарубежные авторы.

Отмеченное обстоятельство позволяет сделать вывод о том, что сопротивление теплопередаче наружных стен должно быть переменным по периметру здания, т.е. выше в тех их частях, где имеют место наибольшие теплопотери.

Снижение тепловых потерь в современных энергоэффективных зданиях было достигнуто комплексом технических мероприятий, прежде всего, за счет повышения сопротивления теплопередаче оболочки зданий, использования энергосберегающих систем жизнеобеспечения, окон нового поколения с сопротивлением теплопередаче больше $1 \text{ м}^2 \cdot \text{град} / \text{Вт}$. и пр.

Следует отметить, что оболочка жилого здания не только защищает его от влияния температурно-влажностных факторов внешней среды, но и обменивается с наружной средой тепловой энергией и влагой, пропуская их через себя.

Комфортные условия для проживания людей в помещениях жилого дома, иными словами температурно-влажностного режима отвечающего санитарно-гигиеническим требованиям при определенных теплотехнических характеристиках оболочки здания, теплопотерях и теплопоступлениях в здание поддерживаются инженерными системами, прежде всего системами отопления, вентиляции, кондиционирования.

Проблема снижения энергозатрат при эксплуатации жилищного фонда в последние годы потребовала поиска технических решений, позволяющих активно использовать для энергообеспечения жилых зданий вторичных и возобновляемых источников энергии.

При рассмотрении тепловых потерь зданий обычно разделяют на возвращаемые и безвозвратные потери теплоты.

Возвращаемыми являются потери теплоты с вытяжным воздухом и канализационными стоками зданий. Использование высокоэффективных теплообменников и высокая герметичность помещений могут обеспечить высокую степень возврата теплоты вытяжного воз-

духа. Применение теплообменников позволяет также частично вернуть теплоту из канализационных и ливневых стоков. Невозвратимыми являются трансмиссионные потери теплоты через ограждающие конструкции зданий.

Поскольку потери теплоты при вентиляции можно утилизировать, используя высокоэффективные теплообменники, то сопротивление теплопередаче ограждающих конструкций энергоэффективных зданий можно принимать с учетом равенства средних за отопительный сезон трансмиссионных тепловых потерь и суммарного значения энергии внутренних источников теплоты и потоков прямой и рассеянной солнечной радиации, поступающих в полезное.

Следует отметить, что экономия тепла на отопление и вентиляцию зданий в значительной степени зависит и от применения программируемых средств управления системами жизнеобеспечения, позволяющих учитывать режим проживания жителей в квартирах, климатических характеристик и времени суток.

К примеру, только за счет управления приточно-вытяжной вентиляцией с рекуперацией теплоты вытяжного воздуха, (при эффективности системы 80 %) поступление тепловой энергии составляет $8,29 \text{ кВт} \cdot \text{ч} / \text{м}^2$ за отопительный период.

В современных зданиях Республики Беларусь затраты теплоты на приготовление горячей воды превышают аналогичные, используемые для отопления зданий. За счет установки индивидуальных счетчиков горячей воды значение потребления теплоты на отопление зданий за последние 20 лет уменьшилось в три раза, а затраты теплоты в системах ГВС только на 20-30%. Это свидетельствует о необходимости более существенной экономии энергии в развитии энергоэффективных систем горячего водоснабжения.

Варианты энергоэффективных решений систем ГВС для зданий, обеспечивающих значительное снижение энергии на горячее водоснабжение по сравнению с существующим уровнем, базируются на использовании тепловой энергии сточных вод и солнца. В качестве технических средств обеспечивающих использование солнечной энергии, и вторичных источников теплоты могут быть применены следующие:

- системы утилизации теплоты «серых» сточных вод;
- солнечный коллектор;
- фотоэлектрические преобразователи;

– тепловые насосы.

Выполненный анализ возможного потенциального использования возобновляемых и вторичных источников тепловой энергии для отопления и горячего водоснабжения массового жилищного фонда Республики Беларусь свидетельствует о том, что менее затратными и в тоже время позволяющими получить значительный эффект являются технические решения позволяющие утилизировать тепло, выделяемое в жилье в процессе жизнедеятельности. Это технические решения по утилизации тепловой энергии вентилируемого воздуха, а также решения по утилизации тепловой энергии сточных вод («серых» стоков).

Существенное снижение энергопотребления на отопление и горячее водоснабжение зданий может быть достигнуто при использовании энергии солнца и грунта. Вместе с тем эти решения требуют затрат, которые существенно увеличивают себестоимость квадратного метра возводимого жилья. Выполненная в Государственной предприятии «Институт жилища - НИПТИС им. Атаева С.С.» оценка возможного увеличения себестоимости м² жилья при внедрении описанных выше технических решений свидетельствует, что внедрение принудительной системы вентиляции с рекуперацией тепловой энергии вентилируемого воздуха увеличивает себестоимость м² жилья в среднем от 6% до 8%; применение систем утилизации тепловой энергии сточных вод на 4-5%; солнечных коллекторов для приготовления горячей воды до 6-8%; тепловых насосов скважинного типа до 15%; тепловых насосов, утилизирующих тепловую энергию канализационных стоков до 9-15% и более процентов.

При этом снижение энергопотребления на отопление при использовании принудительной системы вентиляции с рекуперацией тепловой энергии вентилируемого воздуха составляет 50-55%; снижение энергопотребления на подготовку горячей воды при утилизации тепловой энергии сточных вод составляет около 50%; применение солнечных коллекторов при подготовке горячей воды экономит в среднем по году 10-12% энергоресурсов; использование тепловых насосов скважинного типа позволяет снизить затраты энергии на отопление и горячее водоснабжение до 10% и более; тепловых насосов утилизирующих тепловую энергию канализационных стоков до 40%.

Приведенные данные о затратах на реализацию энергосберегающих технических решений в массовом жилищном строительстве и полученном энергосберегающем эффекте указывает на необходимость реализации в первую очередь таких решений, которые при меньших капитальных затратах позволяют получить наибольший эффект.

УДК 69.003(075.8)

АНАЛИЗ СТОИМОСТИ ЖИЛЬЯ С УЧЕТОМ СОЦИАЛЬНО-ЭКОНОМИЧЕСКИХ ФАКТОРОВ

ЗАХАРЕНКО З. Н.

Белорусский государственный университет транспорта
Гомель, Беларусь

Одной из приоритетных задач любой страны является обеспечение жильем всех слоев населения. Доступность и максимальная комфортность проживания при минимизации расходов может быть достигнута, в частности, путем оптимизации ресурсов при строительстве и эксплуатации жилых зданий. При этом ключевую роль в определении фактора доступности жилья в большинстве современных стран, безусловно, играет доход населения.

В таблице 1 представлены результаты анализа стоимости недвижимости в различных странах мира с учетом среднегодового дохода семьи. Так, например, установлено, что на первом месте по сроку приобретения жилой недвижимости для семьи со средним годовым доходом стоит Марокко (таблица 1). Средняя стоимость жилой недвижимости в этой стране составляет 144 800€, а средний годовой доход семьи – 2 145€. Таким образом, приобрести обычную квартиру среднестатистическая семья в этой стране может только через 67,5 лет.

Таблица 1

Анализ стоимости недвижимости в различных странах

№	Страна	Средняя стоимость жилой недвижимости, €	Средний годовой доход семьи, €	Срок для приобретения жилья, лет
1	Марокко	144 800	2 145	67,5
2	Пакистан	74 953	1 846	40,6
3	Черногория	151 155	5 038	30,0
4	Республика Беларусь	90 000	3 203	28,1
5	Россия: в т.ч. Москва Регионы	303 151 64 102	11 615 3 080	26,1 20,8
6	Бельгия	121 723	28 307	4,3
7	Швеция	119 536	28 461	4,2
8	Чили	45 794	11 307	4,1
9	Доминиканская Республика	33 516	9 576	3,5
10	США	95 536	35 384	2,7

В таблице 2 показана динамика изменения номинальной начисленной среднемесячной заработной платы за 2010–2018 гг., а в таблице 3 приведены значения средней стоимости 1 м² общей площади жилья [2].

Таблица 2

Средние значения номинальной начисленной средней заработной платы работников РБ

Показатель	Период, год								
	2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016	2017	2018
Номинальная начисленная среднемесячная заработная плата (тыс. руб.)	1217	1899	3676	5061	6052	6715	722	815	957

Таблица 3

Средняя стоимость 1 м² общей площади жилья по РБ

Показатель	Период, год								
	2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016	2017	2018
Средняя стоимость 1 м ² общей площади жилья (первичный рынок) (тыс. руб.)	2934	4264	8569	10083	9558	10276	1414	1317	1653

Для сопоставления результатов разных лет все данные были приведены по среднему официальному курсу белорусского рубля к доллару США с 2010 по 2018 гг. и на основании этих данных построены зависимости (график 1), из которых видно, например, что средняя стоимость 1 м² общей площади жилья по РБ почти в 1,5–2,0 раза выше, чем номинальная начисленная среднемесячная заработная плата. Поэтому даже при высокой заработной плате деньги на жилье нужно копить годами. Следовательно, построить жилье без кредита невозможно. Однако высокий процент кредитования делает строительство жилья особенно для молодых людей достаточно сложной задачей.

Следует отметить, что в высокоразвитых капиталистических странах наблюдается такая же тенденция. Например, в Великобритании средние цены на жилье за последнее время выросли в 7 раз, а доход населения только в 3 раза. Больше всего от подобных тенденций пострадали молодые люди в возрасте 25–35 лет. Так, например, если в 1996 году свое жилье имели почти 65% молодого населения, то в 2016 году этот показатель уменьшился до 25%. В США этот показатель снизился с 45% до 35% за период с 2004 по 2016 гг., а в Австралии – с 36% до 25% за период с 2001 до 2015 гг. [1].

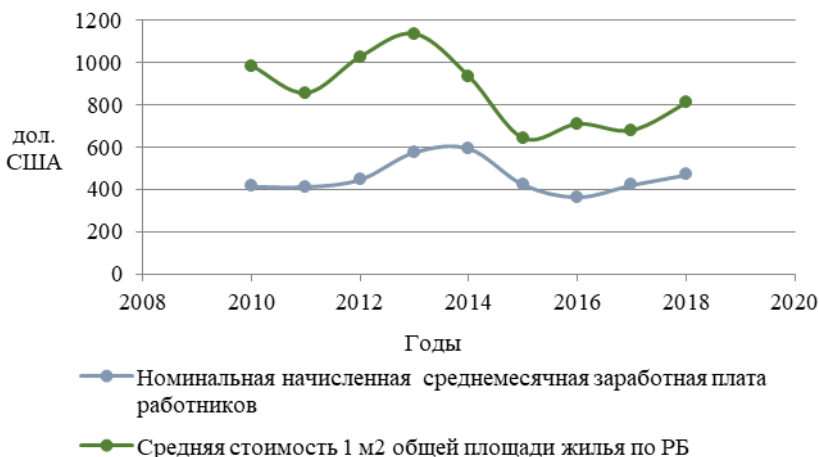


Рис. 1. Распределение номинальной начисленной среднемесячной заработной платы работников и средней стоимости 1 м² общей площади жилья (первичный рынок жилья) по годам

Если рассматривать структуру затрат на строительство многоквартирного жилого дома (10-ти этажный жилой дом КПД), то можно отметить следующее: около 70% идет на строительную часть, 21% – на инженерное обеспечение, примерно 0,05% отводится на подготовку территории, 7,6% – на затраты подрядчика и 1,35% – на затраты заказчика. Основная часть расходов приходится на производство строительно-монтажных работ, в стоимость которых в т.ч. входят наиболее ресурсоемкие (приблизительно 65 % от общей стоимости СМР) затраты на закупку строительных материалов. В таблице 4 приведена сравнительная характеристика стоимости строительных материалов реализуемых на территории Республики Беларусь и в России. Из таблицы видно явное превышение стоимости материалов, производимых (реализуемых) на территории Республики Беларусь. Таким образом, одним из существенных резервов снижения стоимости строительства является в т.ч. уменьшение стоимости строительных материалов.

Таблица 4

**Стоимость строительных материалов, реализуемых
на территории Республики Беларусь и в России [3]**

Наименование материала	Характеристика	Цена в Республике Беларусь, дол. США	Цена в России, дол. США
Цемент	500-ДО, россыпью	96,9 / тонна, ОАО Белорусский цементный завод, Костюковичи	77,7 / тонна, ООО Группа компаний «Бесто», Москва
Арматура	A500C Ø12 мм	758 / тонна, ООО «ЮниСтальПром», Минск	574 / тонна, АО «Металлоторг», Брянск
Кирпич	Рядовой, полнотелый, М200	318 / тыс. штук ОАО Минский завод строительных материалов	295,6 / тыс. штук Тульский кирпичный завод
Плита перекрытия	ПТМ 27.12.22-13,0	86,7 / штука ОАО «Молодечножелезобетон»	70,5 / штука ООО «Стройжелезобетон», Москва

Важно отметить, что при расчете инвестиций для строительства жилых зданий необходим комплексный подход расчета затрат с учетом их эксплуатации. Это возможно осуществить с помощью вариантного проектирования. Уже на первоначальном этапе необходимо рассчитывать капитальные вложения в строительство дома и себестоимость его эксплуатации в будущие периоды. Для конкретного района, для определенной группы населения можно смоделировать оптимальный вариант задачи «капитальные вложения – себестоимость эксплуатации». Для этого необходимо определить цель строительства – для кого строим (молодая семья, временное проживание, обеспечение жильем людей преклонного возраста); источники финансирования (государственная поддержка, бюджетные деньги, собственный капитал); себестоимость эксплуатации (износ конструкций, изделий, материалов, затраты на отопление, инженерные сети) и т.д.

При инвестировании строительства жилья необходимо учитывать и социальный фактор – обеспечение соответствующей инфраструктуры проживания. Так, например, детская и спортивная площадки должны быть в пределах жилой зоны независимо от уровня достатка будущих жителей и класса жилья района застройки. Таким образом, благоустройство территории должно включать не только

зеленые насаждения и тротуары, но и учитывать так называемый социальный аспект. Экономический расчет социального аспекта может производиться как альтернативный расчет инвестиций для содержания мест пребывания трудных подростков, дежурных комнат милиции, больничных палат для подростков страдающих наркотической, компьютерной зависимостью, алкоголизмом либо нездоровой психикой. В целом можно отметить, что формирование комфортной жилой среды должно, безусловно, осуществляться с поддержкой государства или частных инвесторов, выполняющих так называемую социальную нагрузку, т.к. в данном случае речь идет о создании благоприятной социально-экономической среды для развития нации.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Ryan-Collins, Josh. Why can't you afford a home? / Ryan-Collins, Josh. Polity, 2018. – 140 с.
2. Национальный статистический комитет Республики Беларусь [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://www.belstat.gov.by>. – Дата доступа: 20.05.2019.
3. Как отличаются цены на стройматериалы в Беларуси и России. Рынки. Пробизнес [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://probusiness.io/markets>. – Дата доступа: 20.05.2019.

УДК 656.0-621.311

АКТУАЛЬНЫЕ ВОПРОСЫ АЛЬТЕРНАТИВНОГО ЭНЕРГО-РЕСУРСОСБЕРЕЖЕНИЯ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ

¹ЯШИНА Т. В., ²ЯШИН В. В.

¹Белорусский государственный университет транспорта
Гомель, Беларусь

²Гамбургский университет прикладных наук
Гамбург, Германия

Вопросы энерго-ресурсосбережения для Республики Беларусь особенно актуальны, т.к. еще высоки удельные показатели энергопотребления в промышленности, строительстве, на транспорте; более

трети всех энергоресурсов расходуется на отопление и горячее водоснабжение жилищного фонда; импортируется около 80% энергоносителей.

Это вынуждает нас все чаще обращаться к созданию энергоэффективных зданий, к возобновляемым источникам энергии.

Всё большую популярность во всем мире завоевывает экологически чистый способ приготовления горячей воды и поддержки отопления – солнечные коллекторы. Особенно активно системы горячего водоснабжения и отопления с использованием солнечных коллекторов развиваются в странах Евросоюза, экономика которых (как и наша) испытывает существенную зависимость от импортируемого топлива, в связи с чем, использование любых возобновляемых источников энергии всячески стимулируется правительствами этих стран.

По суммарному приходу солнечной радиации Беларусь превосходит северную часть Германии, Швецию, Данию и Великобританию, которые считаются лидирующими в Европе по применению гелиоэнергетического оборудования (что установлено учеными с помощью спутниковых многолетних исследований). Распределение плотности солнечного потока показывает, что, начиная с границы, расположенной на 100 км. западнее Минска и дальше, на восток вплоть до России, белорусские территории получают больше солнечной энергии, чем западноевропейские, расположенные на этой же широте (что связано с влиянием Атлантики и Балтики). Поскольку Беларусь от них дальше, то облачности и туманов у нас меньше. При этом Западная Европа активнее использует солнечную энергию, хотя мы находимся в более выгодном положении [1,2].

В соответствии с Техническим регламентом Республики Беларусь «Здания и сооружения, строительные материалы и изделия. Безопасность» (ТР 2009/013/BY), при проектировании необходимо предусматривать рентабельное использование возобновляемых и альтернативных источников энергии, при этом должна рассматриваться возможность применения альтернативных систем энергоснабжения с технической, экономической и экологической точки зрения [3].

Несмотря на бытующее мнение скептиков, что «солнечных дней» в Беларуси мало, успешный опыт эффективной эксплуатации солнечных коллекторов с 2007 г. в Гомельской обл. показал пер-

спективность этого направления в РБ. По количеству солнечной энергии в одинаковом положении находятся Минск, Варшава, Берлин, Лондон, а Гомельская область - в наилучшем положении. При этом использование солнечного тепла для удовлетворения общей потребности в энергии существенно отличается (солнце покрывает 50% - в Мюнхене, а в Минске – около 1%). Поэтому, обеспечение зданий различного назначения горячей водой и теплом посредством установки гелиосистем (солнечных коллекторов) и тепловых насосов является одной из перспективных сфер применения альтернативных источников в РБ.

Мониторинг гелиосистем (солнечных коллекторов), эксплуатирующихся в РБ, позволил обобщить имеющийся опыт их эксплуатации. Значительное энергосбережение, надежность, быструю окупаемость (от 2 до 7 лет), большую эффективность в течение 6–8 месяцев (с марта по октябрь) показала эксплуатация первых в г. Гомеле современных солнечных коллекторов. Учитывая постоянный рост стоимости энергоносителей, сроки окупаемости гелиоустановок могут снизиться до 3-4 лет.

Гомельскими специалистами только за 2015 – 2018 г. г. произведено и сдано в эксплуатацию более 1500 м² солнечных коллекторов в комплекте с гелиоводонагревательным оборудованием [4].

Одно из совместных предприятий в г. Гомеле наладило собственное белорусское производство солнечных коллекторов, которые по энергоэффективности не уступают мировым аналогам. Это не только соответствует программе по импортозамещению, но и направлено на существенное ресурсо-энергосбережение.

Одними из первых гелиоустановки стали с успехом эксплуатироваться на ж/д транспорте - на Гомельской дистанции гражданских сооружений и Гомельской дистанции пути, где горячая вода используется для производственных и бытовых нужд – механической мастерской, буфета, душевой. Гелиоустановки нагревают воду для эксплуатационных служб на железнодорожном транспорте, например, в вагонном депо удовлетворяется ежедневная потребность в подогреве эмульсии для мойки колёсных пар подвижного состава (15,0 м² солнечных коллекторов практически с марта по октябрь поддерживают пятидесятиградусную температуру 1000 л. эмульсии).

Гелиоустановки эффективно используются для бытовых нужд детских санаториев (для спальных и лечебных корпусов санатория

«Живица») и учебных заведений («Гомельский городской лицей», корпус института «МЧС»); для животноводческих комплексов в сельском хозяйстве (для мойки доильного оборудования в колхозе «Заспа» Речицкого района); в санатории «Днепровские сосны» (н.п. Красная Слобода Речицкого р-на), в ОАО «Спартак» (г. Гомель), в совхозе –комбинате «Заря» Мозырьского р-на, научно-техническом центре комбайностроения в г. Гомеле, в Ясли-саде (р.п. Большевик Гомельского р-она), Гомельжелдортрансе (г. Светлогорск), на АЗС д. Кремное (Житковичский р-н) и др. [4].

В Гомельской области такие установки с успехом эксплуатируются сегодня уже более чем на 50 объектах. Гелиоустановки горячего водоснабжения для душевых, умывальников, санузлов, комнат приёма пищи, столовых эффективно работают во многих производственных и административных зданиях РБ: Гомельжелдортранса, КБ ПО «Гомсельмаш», Светлогорскрайгаза, Аварийно-спасательной части МЧС (г. Воложин), Брестского отделения железной дороги, Дома отдыха локомотивных бригад (г. Калинковичи), Автобусного парка (г. Витебск), ПМС Бел ж.д.(г. Жлобин), Детской больнице медицинской реабилитации, глазном отделении (Гомельская обл., п. Чёнки), подразделении МЧС (г. Орша), Полесском государственном радиационно-экологическом заповеднике (г. Хойники) и др.

Область применения гелиоколлекторов достаточно широка – это системы горячего водоснабжения производственного, коммунального, бытового, и сельскохозяйственного назначения: транспортные объекты, расположенные вдали от инженерных коммуникаций, придорожные гостиничные комплексы, кафе, объекты общественного питания; прачечные, обслуживающие подвижной состав, вагоноремонтные депо, административные здания, пансионаты, учебные заведения, общежития и т.п.

В зданиях, расположенных вдали от инженерных коммуникаций, солнечное тепло может быть эффективным источником тепла и энергии. Современные солнечные установки могут с успехом применяться при строительстве и модернизации агрогородков и обеспечить нужды сельского хозяйства в теплой воде на 90% в летний период.

При новом строительстве, намного дешевле и эффективнее за проектировать и смонтировать гелиосистему. Солнечные коллекто-

ры могут устанавливаться на горизонтальной крыше или площадке возле дома (при реконструкции), на наклонной крыше или стене, выходящей на юг, а также могут монтироваться непосредственно в крышу или в стену здания, выполняя функции пассивного утеплителя наружной его части. На малоэтажных зданиях с пологой кровлей могут с успехом применяться «солнечные» крыши [2].

Солнечным панелям еще на стадии разработки проекта здания должна быть отведена дополнительная роль элементов перекрытия и оформления фасада (как это сделано во многих европейских странах).

Мировой опыт применения в строительстве альтернативной энергии, представленный на выставке в Мюнхене (май 2019), убедительно это показал. В течении последних 20 лет европейцы научились интегрировать солнечные элементы непосредственно при градостроительстве и проектировании промышленных и жилых комплексов. На этапах разработки и проектирования зданий солнечные панели внедряются непосредственно в фасады, что частично помогает уменьшить затраты на привычные материалы и, при этом, производить и автономно потреблять «зеленую» энергию. На сегодня, количество производителей цветных модулей пока незначительно, по сравнению с обычными солнечными панелями. Однако спрос на цветные фотоэлементы значительно увеличился как со стороны частных лиц, так и архитектурных офисов и строительных компаний. Наиболее распространёнными цветами являются голубой, зеленый, золотой, розовый и терракотовый. Фотоэлементы могут иметь как матовый, так и рефлектирующий глянцевый оттенок, в зависимости от типа производства (моно- или поликристаллические).

С развитием новых технологий по производству модулей фотовольтаика (для электроэнергии от солнца), началась новая эра в сфере жилищно-гражданского строительства, архитектурной интеграции и энергоснабжении жилых и производственных зданий. Фотовольтаик-модули, устанавливали раньше только на крышах и фасадах зданий. К сожалению, не каждый имеет возможность для себя установить на крыше дома солнечную панель и получать от этого электрическую и финансовую прибыль. Для этого в Германии с 2018 года на государственном уровне разрешена установка и подключение в сеть балконных фотовольтаик-модулей.

Новинка «балконный фотовольтаик» - это солнечная панель, состоящая из одиночных солнечных элементов. Главное условие для

установки балконного фотовольтаика – наличие балкона, фасада, террасы с ориентацией на солнечную сторону. Выбор его может зависеть от нескольких факторов: размера балкона, угла его солнечного наклона, количества желаемой энергии, географической позиции и т. д. Процесс установки такого модуля очень прост и сравним с прикреплением зеркала на стену. При этом панель может быть сразу подключена в сеть через самую обычную розетку.

Средняя цена подобной панели варьируется от 200 до 600 €. Мощность таких установок в среднем от 250 до 500 Вт, что при немецких условиях, помогает сэкономить на электричестве от 60 до 200 €/год. Окупаемость подобной установки варьируется от 3 до 6 лет. В дальнейшем – получаем только прибыль!

Электрические крытые парковки – еще одно новшество. В связи с невероятным темпом развития электромобилей в Европе, ощущается и нехватка требуемой инфраструктуры. Выход найден в самом простом навесе, где вместо поликарбонатной или деревянной крыши используются солнечные фотоэлементы. По всей площади навеса располагаются полностью интегрированные солнечные модули, которые позволяют владельцам электрокаров заряжать свой автомобиль. Данный тип навесов уже широко используется как на государственном уровне (на заправках, стоянках за чертой и в черте города, парковочных местах) так и в частном пользовании. Такие солнечные навесы выглядят очень эстетично, могут иметь необходимый размер и делают возможным заправку электромобилей как днём, так и ночью. В течении последних 3-4 лет количество поставщиков подобных солнечных навесов увеличилось многократно. На рынке инфраструктуры для электромобилей произошёл настоящий БУМ.

Появился спрос на гибкие фотовольтаик модули (гнущиеся солнечные панели и тонкоплёночные модули). Если ещё пару лет назад была только технология производства тонкоплёночных панелей с низким процентом эффективности (около 8-10%), то сейчас же, по результатам выставки Intersolar (2019), можно увидеть и эластичные поли- и монокристаллические солнечные панели с 18-21% эффективности. Данные ноу-хау позволяют использовать фотовольтаик модули при выполнении строительных проектов со сложными геометрическими формами, при частном использовании (навес, дача, беседка, балкон, фасады), в государственных и коммерческих проектах. Данные солнечные панели имеют удивительно небольшой

вес и весьма прочную конструкцию. Эффективно используются солнечные панели в тех местах, которые подвержены сильному солнечному излучению (на стеклянных фасадах с хорошей пропускной световой способностью). Так же зачастую рядом с фотовольтаиком в частных домах устанавливают солнечные гелиосистемы для обогрева воды и поддержания тёплых полов. Самым дешёвым вариантом на рынке является внедрение солнечных панелей при проектировании здания. Более дорогим вариантом – внедрение фотовольтаик элементов при уже построенном здании с индивидуальными параметрами и сложными геометрическими формами.

Положительный опыт работы гелиоустановок в РБ, бесплатность солнечной энергии (за энергию солнца не нужно платить), простота конструкции и монтажа гелиоустановки, её экологическая безопасность и надёжность, позволяет заключить, что использование в Беларуси альтернативных возобновляемых источников энергии с целью экологически чистого, эффективного ресурсосбережения не только возможно и перспективно, но и совершенно необходимо.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Солнце в зените – в доме тепло. Шайтар В., Мастерская. Современное строительство № 1, 2011, с. 68-71.
2. «Солнечная диета» для экономии бюджета. Мастерская. Современное строительство № 2, 2013, с. 85-87.
3. ТР 2009/013/ВУ Технический регламент Республики Беларусь «Здания и сооружения, строительные материалы и изделия. Безопасность, 2009.
4. Солнечный коллектор [Электронный ресурс]. – Режим доступа: [http:// www.solarcollector.by](http://www.solarcollector.by). – Дата доступа: 15.05.2019.

РАЗДЕЛ V. ТЕХНОЛОГИЯ ПРОИЗВОДСТВА СТРОИТЕЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ, ИЗДЕЛИЙ И КОНСТРУКЦИЙ

УДК 666.97.031:693.542

ПОДБОР СОСТАВА И ДОЗИРОВКИ ДОБАВОК- МОДИФИКАТОРОВ АРБОЛИТА

¹БОЗЫЛЕВ В. В., ²ЯГУБКИН А. Н.

¹Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

²Полоцкий государственный университет
Новополоцк, Беларусь

При изготовлении арболита водой из древесного заполнителя извлекаются дубильные и сахаристые вещества, вызывающие значительное снижение прочности арболита. Представлены пути уменьшения вредного влияния данных веществ в цементном растворе. По разработанной экспресс-методике были исследованы основные виды добавок ускорителей твердения и схватывания цемента: хлористый кальций, сода, соляная кислота, жидкое стекло, магний сернокислый, марганец сернокислый, кальциевая селитра, сульфат аммония, цинк сернокислый, медный купорос, хлористый калий, хлористый натрий, а также авторская добавка Арбел. Проведено исследование кинетики набора прочности модифицированным арболитом.

Введение. Вопрос повышения прочности арболита изучался многими учёными [1,2,5,7,8]. Ими было установлено, что прочность арболита можно повысить за счёт использования высокоактивных быстротвердеющих цементов, путём добавления в арболитовую смесь кварцевого песка, повысив удельное давление прессования арболитовой смеси и т.д. Все вышеперечисленные способы не всегда эффективны и осуществимы, т.к. быстротвердеющие цементы дефицитны и имеют высокую стоимость; кварцевый песок и увеличение удельного давления прессования увеличивает объёмный вес арболита.

Увеличить прочность с низкими затратами, а также повысить технологичность производства изделий из арболита позволяет модификация цементного раствора химическими добавками.

Целью исследований являлся подбор состава и дозировки добавок-модификаторов арболита, позволяющих улучшить его физико-механические характеристики.

Основная часть. Основным методом повышения прочности изделий из арболита считается путь сокращения продолжительности твердения и повышение прочности в ранние сроки.

При изготовлении арболита водой из древесины в основном извлекаются дубильные и сахаристые вещества, органические кислоты, минеральные соли. Основную опасность для легких бетонов с древесным заполнителем представляют растворимые в воде сахара (сахароза, глюкоза, фруктоза и т. д.), которые легко диффундируют через стенки клеток древесины и вымываются водой.

Решить задачу нейтрализации вредных веществ с наименьшими экономическими и трудовыми затратами позволяет модификация цементного раствора.

Наиболее распространёнными методами являются использование добавок ускорителей твердения и пластификаторов. Остальные способы достаточно дороги, сложны и поэтому не нашли широкого применения.

В настоящее время известно огромное количество добавок ускорителей твердения, добавок пластификаторов. Состав большинства добавок скрыт патентами производителей. Наиболее известные вещества, ускоряющие процессы схватывания и твердения: хлористый кальций; жидкое стекло; алюминий сернокислый и др.

В работе по разработанному авторами способу определения эффективности химических добавок для арболита [2] были исследованы основные известные добавки ускорители твердения и схватывания цемента: хлористый кальций, жидкое стекло, медный купорос, алюминий сернокислый. Название Арбел подразумевает использование в качестве добавки для арболита соли K_2SO_4 .

Для изготовления арболита использовался цемент ПЦ 500 Д0 (г. Кричев). Нормальная густота цементного теста 28%; начало схватывания – 1 ч. 30 мин. Арболит изготавливали следующего состава: расход цемента 350 кг/м³; расход щепы 230 кг/м³; В/Ц = 1,1. Результаты исследований представлены в таблице 1.

Для добавки хлористого кальция был определён оптимальный расход 2 % от массы цемента, прочность арболита на сжатие 2,51 МПа, плотность 648 кг/м³. Для добавки жидкого стекла оптимальный расход составил 4 % от массы цемента, прочность арболита на сжатие 2,38 МПа, плотность 640 кг/м³. Для добавки медного купороса определён оптимальный расход 0,8 % от массы цемента, прочность арболита на сжатие 1,61 МПа, плотность 647 кг/м³. Для добавки алюминий серноокислый определён оптимальный расход 2 % от массы цемента, прочность арболита на сжатие 2,51 МПа, плотность 648 кг/м³. Для добавки Арбел оптимальным является расход 5 % от массы цемента, прочность арболита на сжатие 2,46 МПа, плотность 640 кг/м³.

Таблица 1

Выбор вида и расхода добавки для изготовления арболита

Наименование добавки	Расход добавки, % от массы цемента	Прочность (прирост прочности) по экспресс-методике, МПа (%)	Прочность (прирост прочности) арболита, МПа (%)
1	2	3	4
Хлористый кальций	1,0	30,60 (0,00)	2,191 (0,00)
	2,0	37,50 (22,55)	2,587 (18,07)
	3,0	37,50 (22,55)	2,607 (18,99)
Жидкое стекло	3,0	24,76 (0,00)	1,780 (0,00)
	4,0	27,63 (11,59)	2,380 (33,71)
	5,0	27,25 (10,06)	2,000 (12,36)
Медный купорос	0,4	35,49 (0,00)	1,320 (0,00)
	0,8	36,73 (3,49)	1,610 (21,97)
	1,2	28,73 (-19,05)	1,460 (10,61)
Алюминий серноокислый	1,0	27,54 (0,00)	1,852 (0,00)
	2,0	33,75 (22,55)	2,351 (26,94)
	3,0	33,75 (22,55)	2,365 (27,70)
Добавка Арбел	4,0	27,50 (0,00)	1,510 (0,00)
	5,0	36,20 (31,64)	2,460 (62,91)
	6,0	34,40 (25,09)	2,270 (50,33)

Объяснить механизм действия добавки Арбел можно следующим образом. Процессы формирования структуры арболита отличаются от обычных бетонов. При приготовлении арболитовой смеси используются достаточно высокие значения В/Ц. Это всеми ис-

следователями объясняется тем, что древесный наполнитель очень гигроскопичен. Более половины воды затворения впитывается стенками клеток, насыщает волокна, заполняет поры и капилляры древесного наполнителя.

Насыщение древесного наполнителя водой может происходить в течение нескольких часов. В это время в цементном тесте происходят процессы гидратации. В определённый момент цементу становится недостаточно той воды, которая не впиталась в древесный наполнитель и находится в цементном тесте. Поэтому цемент начинает вытягивать воду из древесного наполнителя. Однако находясь в стенках клеток, волокнах, порах и капиллярах вода вымывает из них экстрагируемые вещества (сахароза, глюкоза, фруктоза, крахмал). Все представленные выше вещества, попадая в цемент до начала его схватывания, замедляют процессы набора прочности от нескольких суток до нескольких месяцев, ухудшают сцепление цементного камня с древесных наполнителем, т.к. создают плёнки на поверхности алита, алюминатов и изолируют частицы цемента от воды. Исходя из вышесказанного, важно чтобы реакция с добавкой началась раньше, чем вредные вещества поступят из древесного наполнителя вместе с жидкостью затворения в цемент.

Поэтому, если за счёт добавки ускорить процессы схватывания и твердения цементного теста, то вредные вещества, которые будут поступать вместе с водой из древесного наполнителя, не смогут существенно повлиять на набор прочности цементом.

Добавка сернокислого калия, по данным Ратинова В.Б. [6, с.44, рис.7], увеличивает скорость растворения дисков из алита в 2 раза, и в течение 20 минут растворяется более 60 % дисков. Кроме того, сернокислый калий ускоряет гидратацию ангидрита. Это объясняется тем, что добавки содержащие сульфаты, влияют на структурные аспекты катионов и анионов; на воду, изменяя её подвижность; на некоторые кристаллохимические аспекты. Также по данным Ратинова, в присутствии сульфатов, процесс гидратации сильно смещается в сторону образования гидросульфоалюмината кальция.

Действуя как ускоритель твердения арболита, сернокислый калий позволяет обеспечить схватывание и твердение цементного теста в ранние сроки, тем самым защитив цементный камень от агрессивного воздействия древесного наполнителя.

Исходя из вышесказанного, необходимо внести корректировку в технологию изготовления арболита, а также в проверку добавки по разработанному способу: приготовить цементное тесто с добавкой и через 20 минут ввести водный концентрат. Для изготовления арболита приготовить цементное тесто с добавкой для арболита и через 20 минут добавить древесный наполнитель. Остальные этапы оставить без изменений. Результаты исследований представлены в таблице 2.

Таблица 2

Уточнение расхода добавки Арбел для изготовления арболита

Наименование добавки	Расход добавки, % от массы цемента	Прочность (прирост прочности) по экспресс методике, МПа (%)	Прочность (прирост прочности) арболита, МПа (%)
Добавка Арбел (авторское предложение)	1,0	34,58 (0,00)	2,360 (0,00)
	2,0	37,47 (8,36)	2,472 (4,75)
	3,0	37,52 (8,51)	2,480 (5,08)

Как видно из таблицы 3.3 введение древесного наполнителя через 20 минут после приготовления цементного теста позволяет сократить расход добавки Арбел с 5 % до 2 % и при этом получить почти равную прочность с добавкой хлористого кальция.

В качестве основного преимущества добавки Арбел перед основным наиболее сильным ускорителем - хлористым кальцием, является, то, что добавка сернокислого калия позволяет поддерживать более низкую эксплуатационную влажность стены и, соответственно, более низкий показатель теплопроводности.

Это можно объяснить с позиций общей химии. Известно, что соли кальция имеют малые размеры катионных радиусов, поэтому легко притягивают значительные количества диполей воды. Хлорид кальция существует в виде кристаллогидратов переменной структуры. Хлорид кальция притягивает к себе до 6 молекул воды с образованием кристаллогидратов ($\text{CaCl}_2 \cdot 6\text{H}_2\text{O}$). Сульфат алюминия также является гигроскопичным, для него характерно образование кристаллогидрата $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 18\text{H}_2\text{O}$. Добавка Арбел – K_2SO_4 не притягивает воду и не образует кристаллогидратов.

Расчёты показывают, что 1 кг хлористого кальция в составе арболита удерживает до 1 литра воды. Т.к. на 1 м³ арболита идёт 7 кг хлористого кальция, то в стене удерживается дополнительно до 7 литров воды. Соль K₂SO₄ не является гигроскопичной, следовательно, её использование обеспечит более низкий показатель теплопроводности в условиях эксплуатации стенового ограждения.

Кроме того, использование сернокислого калия в качестве добавки в арболит позволит избежать сульфатной коррозии цементного камня, в отличие от использования добавок сульфата натрия и сернокислого глинозёма. Исследования данного процесса Миначом А.И. [4] указывают на то, что основной причиной разрушения цементного камня при сульфатной коррозии является увеличение объёма солей при фазовом переходе от менее гидратированных форм к формам, содержащим большие количества кристаллизационной воды. Согласно этим представлениям, наиболее опасно для стойкости цементного камня не просто кристаллизация соли, а образование кристаллогидратов с увеличением объёма твёрдой фазы. А поскольку сернокислый калий не образует кристаллогидратов, то и сульфатную коррозию цементного камня он вызвать не может.

Закключение. В результате выполненного исследования была разработана добавка-модификатор арболита Арбел, позволяющая обеспечить увеличение прочности, аналогичное основному наиболее сильному ускорителю – хлористому кальцию. Новый модификатор, в отличие от хлористого кальция, имеет более низкий показатель влагоудерживающей способности. Следовательно, при использовании арболита в наружных стенах не будет происходить накопления влаги и снижения теплоизоляционных характеристик.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Арболит / Под ред. Г.А. Бужевича.-М.: Изд-во литер. по строительству, 1968. – 244 с.
2. Бозылев В.В. Ягубкин, А.Н. К вопросу разработки методики экспресс-анализа оценки влияния добавок на прочность арболита / Ягубкин А.Н., Бозылев В.В. // Вест. Полоцкого гос. ун-та. Серия F, Прикладные науки. Строительство. – 2009. - №6. – с. 71-76.
3. Брянская государственная инженерно-технологическая академия [Электронный ресурс] / Руденко Б.Д. Добавка для цементно-древесных композиций. – Режим доступа: <http://www.science->

bsea.bgita.ru/2006/leskomp_2006/rudenko_dobavka.htm. – Дата доступа: 19.11.2009.

4. Минас, А.И., Наназашвили, И.Х. Исследование адгезии в структуре конгломерата «древесина – цементный камень» / А.И. Минас, И.Х. Наназашвили // Совершенствование заводской технологии железобетонных изделий на предприятиях сельстройиндустрии. – М., 1979. – 19 с.

5. Наназашвили И.Х. Строительные материалы из древесно-цементной композиции. – 2-е изд., перераб. и доп. – Л.: Стройиздат, 1990. – 415 с.: ил.

6. Ратинов, В.Б. Добавки в бетон / В.Б. Ратинов, Т.И. Розенберг. – М.: Стройиздат, 1973. – 207 с.

7. Hansen W. C. Actions of calcium sulfate and admixtures in portland cement paste // Proceeding of the Third International Symposium on the Chemistry of Cement. - London. 1952. – p. 3-25.

8. Steinour H.H. Actions of calcium sulfate on the hydration and the microstructure of hardened mortar of C_3S // Proceedings of the Third International Symposium on the Chemistry. – London, 1952. – p. 25-37.

УДК 691.545

ИССЛЕДОВАНИЕ БЕТОНА, МОДИФИЦИРОВАННОГО ГРАФЕНОМ

БУДРЕВИЧ Н. А., ЛЕОНОВИЧ С. Н., САДОВСКАЯ Е. А.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

В данной статье представлены результаты экспериментального исследования влияния графена на физические свойства бетона. Графен добавлялся двух видов (АС-М Графен Озон WBK40 и АС-М Графен WBK40). Содержание графена принималось: 50, 150, 400, 700, 1000 грамм на тонну пластификатора. Испытания проводились в возрасте 2, 7 и 28 сут.

Ключевые слова: бетон, графен, прочность на сжатие, прочность на изгиб.

Введение. Предполагается, что наночастицы графена (рис. 1) улучшат цементную матрицу на наноуровне [1]. Графен может значительно повысить прочность и твердость цемента за счет регулирования микроструктуры кристаллов гидратации цемента, и, следовательно, имеет большой потенциал для практического применения в производстве материалов на основе цемента [2].

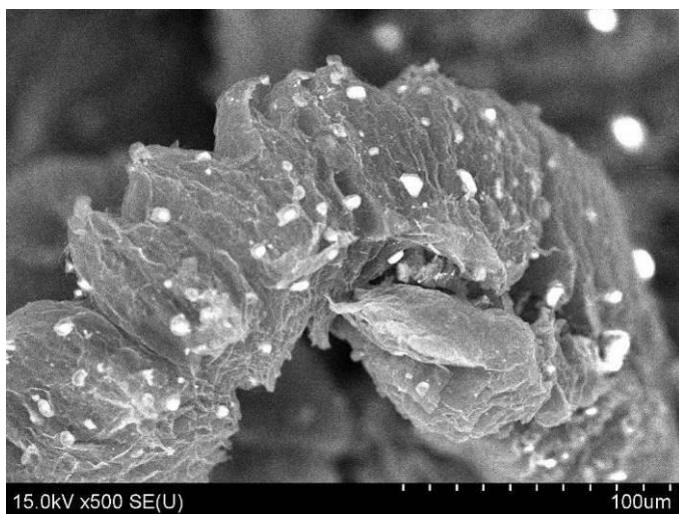


Рис. 1. Наночастицы графена

Исследования Ahmadreza Sedaghat, A. Zayed [5] включения графеновых наночастиц в цементную пасту показали интересные модификации микроструктурных, морфологических, электрических и тепловых свойств пасты. Было обнаружено, что теплопроводность и электропроводность возрастают с увеличением содержания графена в композите. Эффект увеличения коэффициента теплопроводности гидратированного графенового цементного композита имеет важное значение, особенно во время экзотермических реакций, происходящих на начальных стадиях гидратации портландцемента.

Результаты лабораторных испытаний Virginie Wiktor [6] показали, что добавление графена улучшает структуру пор и уменьшает общую пористость, обеспечивая более высокую прочность на сжатие. Добавление графена улучшает степень гидратации цементной

пасты и увеличивает плотность цементного камня, создавая более прочный продукт.

1. Используемые материалы и их свойства

1) Графен добавлялся в различных концентрациях (50, 150, 400, 700, 1000 грамм на тонну пластификатора) в готовую сухую бетонную смесь.

2) Цемент. Использовался обычный портландцемент марки М500 из одной партии.

3) Мелкий заполнитель. В качестве мелкого заполнителя для бетона применялся песок, удовлетворяющие требованиям ГОСТ 8736-93, с модулем крупности $M_k=2$, насыпной плотностью $\rho_n=1600$ кг/м³, истинной плотностью $\rho_i<2800$ кг/м³.

4) Крупный заполнитель. В качестве крупного заполнителя для бетона применялся щебень из природного камня фракции 5-20 мм, насыпной плотностью $\rho_n=1400$ кг/м³, истинной плотностью $\rho_i\approx 2700$ кг/м³.

5) Вода. Согласно СТБ 1114-98 для изготовления бетонных смесей применялась вода, не содержащая вредных примесей, препятствующих нормальному схватыванию и твердению бетона.

6) Пластификатор применялся для увеличения подвижности и снижения водопотребности бетонной смеси и, как результат, для сокращения усадочных явлений в бетоне.

2. Программа эксперимента

В таблице 1 приведена модель проводимого эксперимента.

Таблица 1

Модель эксперимента

Вид образцов	Вид испытаний	Количество образцов
Кубы 100х100х100мм	Прочность на сжатие в возрасте: - 2 сут. - 7 сут. - 28 сут.	99
Призмы 40х40х160мм	Прочность при изгибе в возрасте 28 сут.	33
	Прочность на сжатие в возрасте 28 сут.	

Общий расход материалов представлен в таблице 2.

Таблица 2

Расход материалов

Используемые материалы	Общий расход материалов на опытные образцы, кг/м ³	
	кубы	призмы
Цемент	340	543
Крупный заполнитель (щебень)	960	–
Мелкий заполнитель (песок)	900	1628
В/Ц	≈0,5	≈0,4

2. Результаты эксперимента

2.1. Результаты эксперимента по определению прочности на сжатие образцов-кубов

Для каждого установленного срока испытаний (2, 7 и 28 сут) было изготовлено по три образца. Условия хранения образцов выполнялись в соответствии с ГОСТом 10180 [5].

Предел прочности на сжатие определяли, как среднее арифметическое значений двух наибольших результатов испытаний трех образцов.

Результаты испытаний по определению прочности на сжатие на опытных образцах кубов приведены в таблице 3, а также представлены в виде графиков (рис. 2-3).

Таблица 3

Результаты испытаний по определению прочности
на сжатие образцов-кубов в возрасте 2, 7 и 28 сут

Содержание графена	Прочность на сжатие опытных образцов-кубов, МПа		
	2 сут	7 сут	28 сут
1	2	3	4
0 (контрольный образец)	46,3	54,2	65,5
<i>АС-М Графен Озон WBK40</i>			
50 гр/т	48,4	58,0	63,2
150 гр/т	50,3	59,4	64,1
400 гр/т	45,9	57,1	63,2
700 гр/т	49,4	58,4	65,3

1	2	3	4
400 гр/т	45,9	57,1	63,2
700 гр/т	49,4	58,4	65,3
1000 гр/т	47,8	58,9	66,4
<i>АС-М Графен WBK40</i>			
50 гр/т	48,4	59,4	63,3
150 гр/т	46,6	58,3	64,4
400 гр/т	47,5	58,2	64,6
700 гр/т	45,2	55,6	60,2
1000 гр/т	49,4	57,5	61,4

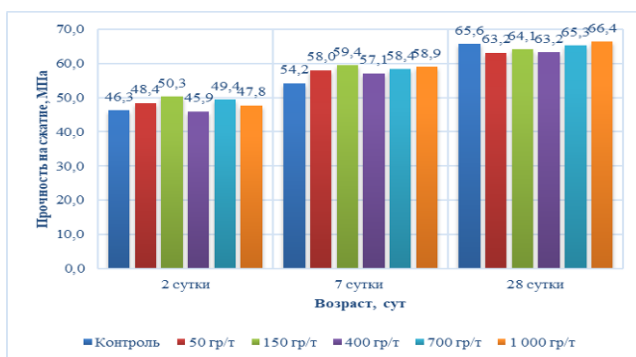


Рис. 2. Прочность на сжатие образцов-кубов с озонированным графеном (АС-М Графен Озон WBK40)

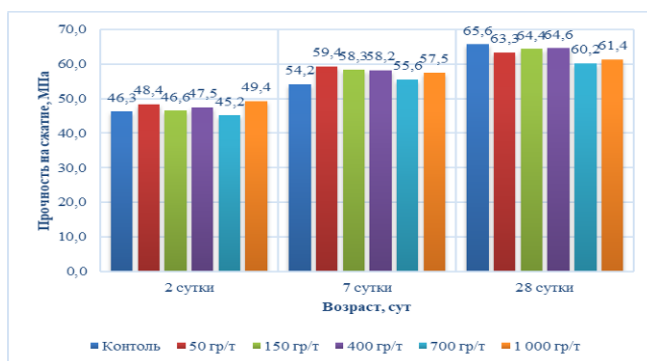


Рис. 3. Прочность на сжатие образцов-кубов с неозонированным графеном (АС-М Графен WBK40)

1.2. Результаты эксперимента по определению прочности при изгибе и при сжатии образцов-призм

Для установленного срока испытаний (28 сут) было изготовлено по три образца. Условия хранения образцов выполнялись в соответствии с ГОСТом 310.4-81 [4].

Предел прочности при изгибе (рис. 4а) вычислялся как среднее арифметическое значений двух наибольших результатов испытания трех образцов.

Полученные после испытания на изгиб шесть половинок балочек сразу же подверглись испытанию на сжатие. Предел прочности при сжатии (рис. 4б) вычисляли как среднее арифметическое значение четырех наибольших результатов испытания 6 образцов



Рис. 4. Определение прочности
а – при изгибе, б – при сжатии

Результаты испытаний по определению прочности при изгибе для опытных образцов-призм приведены в таблице 4, а также представлены в виде графиков (рис. 5).

Таблица 4

Результаты испытаний по определению прочности на сжатие
и при изгибе образцов-призм в возрасте 28 сут

Содержание графена	Прочность на изгиб R_F , МПа	Прочность на сжатие R_c , МПа
0 (контрольный образец)	10,5	75,5
<i>АС-М Графен Озон WBK40</i>		
50 гр/т	9,0	66,9
150 гр/т	10,1	72,5
400 гр/т	10,5	71,5
700 гр/т	7,5	71,9
1000 гр/т	7,5	56,2
<i>АС-М Графен WBK40</i>		
50 гр/т	8,3	71,0
150 гр/т	6,5	65,7
400 гр/т	7,6	69,8
700 гр/т	9,8	64,4
1000 гр/т	8,3	67,9

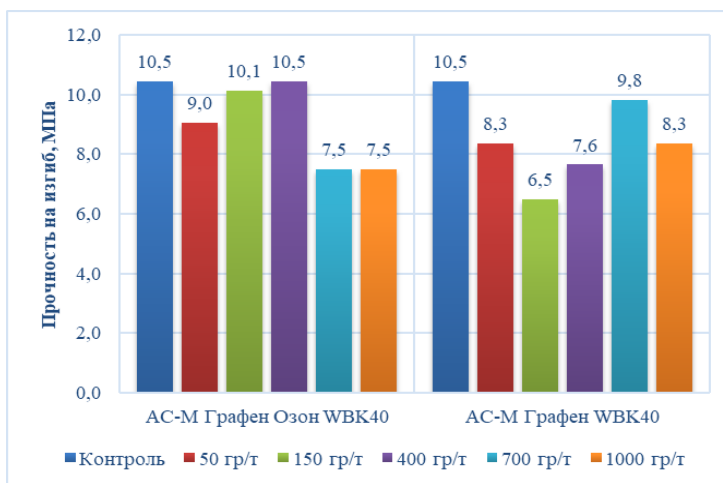


Рис. 5. Прочность при изгибе образцов-призм

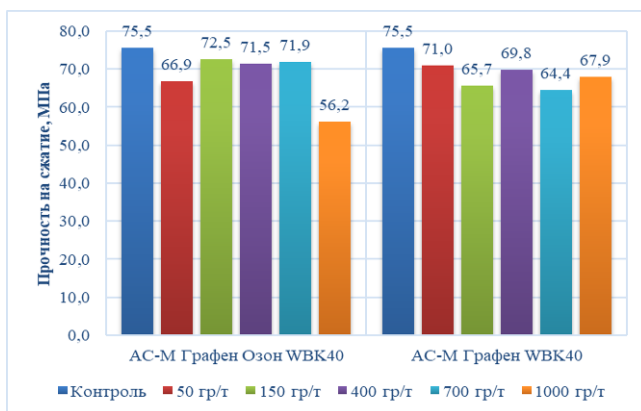


Рис. 6. Прочность на сжатие образцов-призм

Выводы. Добавление графена в экспериментальном рецептурно-технологическом диапазоне не привело к ожидаемому увеличению прочности на сжатие и прочности при изгибе. Результаты испытаний показывают, что есть прирост прочности в образцах-кубах в возрасте 7 суток от 5 до 10%.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Chuah S, Pan Z, Sanjayan JG, Wang CM, Duan WH. Nano reinforced cement and concrete composites and new perspective from graphene oxide. Construction and Building Materials. 2014 Dec 30;73:113-24.
2. Gong K, Pan Z, Korayem AH, Qiu L, Li D, Collins F, Wang CM, Duan WH. Reinforcing effects of graphene oxide on portland cement paste. Journal of Materials in Civil Engineering. 2014 Jul 16;27 (2):A4014010.
3. ГОСТ 10180 «Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам»
4. ГОСТ 310.4-81 «Цементы. Методы определения предела прочности при изгибе и сжатии»
5. IS: 1199-1959: Indian Standard Methods of Sampling and analysis of concrete, Bureau of Indian Standards, New Delhi.
6. IS 383- 1970, 'Specification for coarse and fine aggregate from natural sources for concrete' Bureau of Indian Standards, New Delhi, India.

ТЕХНОЛОГИЯ ПОЛУЧЕНИЯ ЛИТОЙ МЕТАЛЛИЧЕСКОЙ ФИБРЫ И ЭКСПЛУАТАЦИОННЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ФИБРОБЕТОНА.

ГАЛУЗО О. Г., СЛУЦКИЙ А. Г., ШЕЙНЕРТ В. А., РОМАНОВ Д. В.

Белорусский национальный технический университет

Минск, Беларусь

Бетон армированный дисперсными волокнами или фибрами называется фибробетоном. Сталефибробетон является разновидностью дисперсно-армированного железобетона и изготавливается из мелкозернистого или тяжелого бетона, в котором в качестве арматуры используются стальные фибры, которые в свою очередь повышают ударную прочность бетона, уменьшают истираемость, повышают прочность при растяжении, препятствуют раскрытию трещин.

Сталефибробетон рекомендуется для изготовления конструкций, в которых могут быть использованы следующие его технические преимущества по сравнению с традиционным железобетоном:

- повышенные ударная прочность, морозостойкость, износостойкость, сопротивление кавитации;
- пониженные усадка и ползучесть;
- возможность использования более эффективных конструктивных решений, чем при обычном армировании, например, тонкостенных конструкций, конструкций без стержневой или сетчатой распределительной и поперечной арматуры, др.;
- повышение степени механизации и автоматизации производства железобетонных конструкций, например, в сборных тонкостенных оболочках, ребристых плитах покрытий и перекрытий, сборных колоннах, балках, монолитных и сборных полах промышленных и общественных зданий и др.;
- возможность применения новых, более производительных приемов формования армированных конструкций, таких как, торкретирование и др.

Основные области применения сталефибробетона в монолитных конструкциях таких как полы промышленных зданий, стоянки автомобилей и автомобильные дороги, резервуары и бассейны, эле-

менты стеновых панелей и плит перекрытия, железнодорожные шпалы, дорожные плиты, малые архитектурные формы и др.

В настоящее время известны три типа технологических установок получения литой стальной фибры, которые отличаются:

- по используемому сырью (шихта, сляб, вторичный металл, сварочная проволока и катанка);
- по способу загрузки сырья в зону плавления (ручная, полуавтоматическая загрузка, трайп-аппарат для подачи катанки и проволоки);
- по способу плавки (индукционный, электродуговой, плазменно-дуговой и соответствующим им конструкциям питателей рабочей камеры).

Одним из наиболее эффективных является электродуговой способ получения фибры, в основу которого могут быть положены два вида процесса.

Первый процесс – зона плавки металла и рабочая зона получения фибры разделены в пространстве.

Второй процесс – зона плавки металла совмещена с рабочей зоной получения фибры.

В основу технологии получения стальной литой фибры положен способ электроплавки стали с последующим диспергированием расплава на специальной установке. Она представляет из себя электромеханический комплекс устройств и агрегатов, позволяющий производить конечную продукцию непосредственно из исходной шихты в одну стадию. Например, можно получать из стальной катанки (Ст.08кп, Ст20) литую фибру высокой дисперсности (размер частиц: толщина $1 - 10 \cdot 10^{-5}$ м, длина $3 - 20 \cdot 10^{-5}$ м) с развитой поверхностью частиц.

Созданная в НИИЛ Литейные технологии экспериментальная установка состоит из следующих основных узлов: механическая часть с электроприводом, электродуговая часть, рабочая камера с системой вентиляции (рисунок 1).

Процесс получения литой стальной фибры на экспериментальной лабораторной установке сводится к следующему: при подаче электрического напряжения питания от источника тока между расходуемым стальным (3) электродом и графитовым диспергатором (5) возбуждается дуговой разряд (4). Тепло выделяемое дугой прогревает диспергатор и расплавляет расходуемый электрод, металл

которого стекает на поверхность вращающегося стакана графитового диспергатора, приобретает необходимую скорость и дробится на капли, которые отбрасываются на поверхность кристаллизатора (6), приводимого электродвигателем (8) во вращение вокруг вертикальной оси через шпиндель (7), скользящий контакт (9) обеспечивает надежный отвод электрического тока от диспергатора во время вращения шпинделя. Капли металла летящие к кристаллизатору затвердевают на нем, образуя фибру, которая собирается в кольцевом сборнике (10).

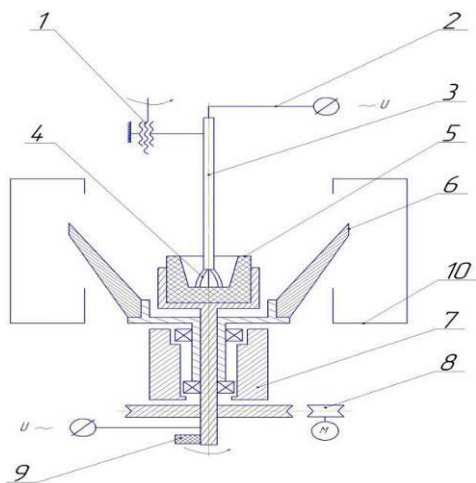


Рис. 1. Схема лабораторной установки для получения литой стальной фибры:
1 – механизм подачи расходного электрода; 2 – электрический контакт расход электрода; 3 – стальной расходный электрод; 4 – дуговой разряд; 5 – графитовый диспергатор; 6 – вращающийся кристаллизатор; 7 – механический шпиндель; 8 – приводной электродвигатель; 9 – скользящий контакт; 10 – сборник фибры

Это позволяет получать из стального холоднокатаного прутка (Ст.08кп, Ст20) литую фибру высокой дисперсности с развитой поверхностью частиц. Однородный гранулометрический состав фибры обеспечивается автокалибровкой в процессе ее изготовления. А физико-механические свойства получаемого материала позволяют эффективно смешиваемость ее в бетоне без образования «ежей», с равномерным распределением фибры по объему.

Качественные характеристики литой металлической фибры обеспечиваются также за счет снижения ее гранулометрического

разброса в жидком состоянии и воспроизводимого структурирования по фазовому составу [1, 4, 5].

Использование вторичных металлических материалов при производстве такой фибры существенно сокращает затраты на ее производство.

Был проведен комплекс наладочных и экспериментальных работы с целью отработки технологии получения литой стальной фибры. В качестве примера на рисунке 2 представлены фотографии образцов полученного материала.

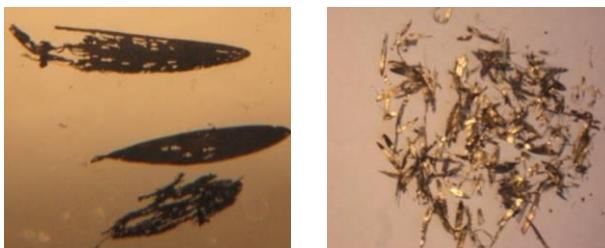


Рис. 2. Опытные образцы литой стальной фибры

Инженерные решения научно-исследовательской и инновационной лаборатории «Литейные технологии» Белорусского национального технического университета позволяют получать литую фибру и из жидкой фазы. Для получения железоуглеродистого сплава (сталь либо чугун) используется малая индукционная печь на базе полупроводникового инвертора мощностью 30 кВт, обеспечивающий высокоскоростную плавку металла с последующим его диспергированием на установке. Для стабилизации процесса разливки жидкий металл подается на диспергатор через специальную промежуточную чашу и калиброванную струйную трубку.

По такой технологической схеме были получены опытные образцы чугунной фибры, которая подвергалась рассеиванию на фракции размером от 1,1 мм до 3,3 мм на специальных ситах с квадратными ячейками. При этом часть фибры была подвергнута высокотемпературному отжигу при температуре 900 °С в течение 60 мин. В дальнейшем по специальной методике были приготовлены поперечные шлифы образцов фибры, как в литом, так и отожженном состоянии.

Металлографический анализ показал, что литая фибра имеет структуру белого доэвтектического чугуна, которая сформировать

за счет быстрого охлаждения сплава из жидкого состояния. После отжига фибры в ее структуре появляется компактный хлопьевидный графит, характерный для ковкого чугуна. В зависимости от режима отжига можно получать металлическую основу фибры, как в виде феррита, феррита-перлита и перлита (пластинчатого, либо зернистого).

Это в свою очередь позволяет заменить сталь и обеспечить требуемые свойства фибробетона. В дальнейшем проводились лабораторные испытания и оценивались физико-механические и гидрофизические свойства фибробетона.

В сталефибробетоне в качестве фибры использовали стальной материал полученный в результате НИР на Механико – технологическом факультете БНТУ в научно-исследовательской лаборатории НИИЛ ЛИТ. Наименование стальной фибры представлены в таблице 1

Таблица 1

Наименование стальной фибры

Наименование фибры	Способ получения фибры и фракции,мм
№1	Литая ледебуритная, сито квадрат, фракция 3,3 – 1,1 мм
№2	Отжиг графитизирующий, сито квадрат, фракция 3,3 – 1,1 мм
№3	Литая дробленная ледебуритная, сито квадрат, фракция 2-3 мм
№4	Отжиг графитизирующий, сито квадрат, фракция >3,3 мм
№5	Литая дробленная ледебуритная, сито квадрат, фракция 3-5 мм
№6	Литая ледебуритная, сито квадрат, проход через 1,1 мм
№7	Литая ледебуритная, сито круглое, проход через 1мм
№8	Литая дробленная ледебуритная, сито квадрат, проход через 2мм,
№9	Отжиг графитизирующий, сито квадрат, проход через 1,1мм
№10	Литая ледебуритная, сито квадрат, фракция>3,3 мм

Для получения фибробетона использовали строительные материалы, представленные в таблице 2.

Таблица 2

Расходы материалов для приготовления фибробетона

Наименование состава	Расход составляющих, кг на 1 м ³ бетонной смеси					
	цемент	песок	щебень	вода	добавка	фибра металлическая*
Контрольный	340	850	1050	160	1,7	0
№1-№10	340	850	1050	160	1,7	20...30

Исследование изменения водопоглощения бетона в зависимости от количества введенной стальной фибры осуществляли с использованием ГОСТ 12730.3.-78 [2]. Результаты приведены в таблице 3

Таблица 3

Влияние количества введенной стальной фибры на водопоглощение бетона

Расход фибры, кг/ м ³ бетона	0	20	30
Водопоглощение бетона по массе, %	2,60	2,46	2,56

Анализ результатов таблицы 3 показывает, что увеличение количества введенной фибры (до 30кг) незначительно влияет на изменение водопоглощения бетона. При максимальном расходе фибры в исследованиях (30 кг фибры на 1 м³ бетона), водопоглощение бетона по массе не превышает его нормативного значения (для тяжелого бетона с крупным заполнителем $W_m \leq 5\%$) и контрольных образцов без фибры. Следовательно, при проектировании состава сталефибробетона необходимо руководствоваться оптимальным значением расхода фибры.

Исследование изменения прочности бетона на растяжение при изгибе в зависимости от количества введенной стальной фибры осуществляли на основании ГОСТ 10180-2012 [3]. Результаты приведены в таблице 4.

Таблица 4

Прочность бетона на растяжение при изгибе

Состав бетона	Прочность бетона на растяжение при изгибе, МПа	Относительная прочность, %
Контрольный (без фибры)	5,34	100,0
2 (30 кг. фибры)	5,64	105,6
3 (30 кг. фибры)	5,54	103,8
6 (20 кг. фибры)	6,36	119,0
10 (20 кг. фибры)	5,98	112,0

Анализ результатов таблицы 4 показывает, что введение фибры способствует увеличению прочности бетона на растяжение при изгибе. Наибольший прирост прочности по сравнению с контрольными (без фибры), имеют образцы состава 6 и 10 (с 20 кг фибры на 1 м³ бетона).

Физико-механические и эксплуатационные характеристики сталефибробетона представлено в таблице 5.

Таблица 5

Физико-механические и эксплуатационные характеристики сталефибробетона

Наименование состава	Истираемость бетона, г/см ²	Прочность на сжатие, МПа	Ударная прочность, Дж/см ³	Водонепроницаемость бетона, МПа
Контрольный	0,68	39,0	0,1	0,6
№1	0,58	39,2	0,1	0,6
№2	0,58	39,4	0,1	0,6
№3	0,55	38,9	0,1	0,6
№4	0,56	39,5	0,1	0,6
№5	0,59	39,4	0,1	0,6
№6	0,58	39,2	0,1	0,6
№7	0,59	39,8	0,1	0,6
№8	0,58	39,4	0,1	0,6
№9	0,57	39,5	0,1	0,6
№10	0,56	39,0	0,1	0,6

Анализ результатов физико-механических и эксплуатационных свойства фибробетона показал, что с введением стальной литой фибры ударная прочность и водонепроницаемость фибробетона не изменилась по сравнению с контрольным бетоном без фибры. Во-

допоглощение фибробетона в среднем уменьшилась на 2...5 % в зависимости от количества вводимой фибры. С увеличением фибры на 1 м³ бетона, водопоглощение фибробетона по массе увеличивается, что нужно учитывать при проектировании оптимальных составов. Истираемость фибробетона уменьшилась на 15%, что говорит об увеличении эксплуатационного срока применения данного материала. Незначительно выросла и прочность фибробетона на сжатие, введение фибры способствует также увеличению прочности бетона на растяжение при изгибе, что является положительным фактором.

Фибробетон рекомендуется применять в конструкциях зданий и сооружений, для которых существенное значение имеют снижение собственного веса, уменьшение раскрытия трещин, обеспечение водонепроницаемости бетона, повышение: ударной стойкости, сопротивления истиранию, продавливанию и долговечности. При проектировании состава сталефибробетона необходимо руководствоваться оптимальным значением расхода фибры, учитывать плотность бетона –матрицы, а также физико-механические и эксплуатационные свойства фибробетона:водопоглощение, прочности бетона на растяжение при изгибе и на сжатие.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Анализ способов получения стальной фибры для армирования железобетонных конструкций / В.А. Шейнерт [и др.] // Материалы 14-ой Международной научно-технической конференции «Наука – образованию, производству, экономике». – Минск, 2016. – Т.1. – С. 321.
2. Бетоны. Метод определения водопоглощения: ГОСТ 12730.3–78. – Введ. 01.01.1980. – М.: ИПК Издательство стандартов, 2004, – 4 с.
3. Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам: ГОСТ 10180-2012. – Госстандарт, 2015. – 29 с.
4. Отработка технологических режимов получения литой фибры в лабораторных условиях / В.А. Шейнерт, А.Г. Слуцкий, О.Г. Галузо, И.Л. Кулинич // Металлургия: Республиканский межведомственный сборник научных трудов – Минск: БНТУ, 2017. – Вып. 38. – С. 91–95.

СПОСОБ ПОВЫШЕНИЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ НАРУЖНЫХ ТРЕХСЛОЙНЫХ СТЕНОВЫХ ПАНЕЛЕЙ

ЖУМАНОВА С. Б., БАГИТОВА С. Ж.

Евразийский национальный университет им. Л.Н. Гумилева,
Астана, Казахстан

Аннотация. Предложен способ увеличения несущей способности наружных трехслойных стеновых панелей с помощью изменения граничных условий на их горизонтальных тросах – устройством уступов (бороздок) со стороны внутренней грани несущего слоя. После монтажа бороздки между панелью и плитой перекрытия необходимо заделать низкомарочным раствором. Эти уступы можно использовать для устройства скрытой электропроводки. Уступы позволяют уменьшать сдвиговые и изгибные усилия в связях между слоями, растягивающие усилия в наружных слоях, повышают несущую способность стеновых панелей без увеличения расхода материалов и финансовых затрат.

В настоящее время имеет место тенденция увеличения этажности крупнопанельных зданий с 9-10 до 18-19 этажей; с 16-18 до 24-25 и более этажей. В связи с этим требуется принятие соответствующих конструктивных решений.

Как правило, вертикальная нагрузка передается через стык с эксцентриситетом в невыгодную для работы панели сторону (рис.1).

Увеличение толщины внутреннего несущего слоя в сторону утепления увеличивает эксцентриситет.

Включение в работу наружного защитного слоя в качестве несущего повышает несущую способность наружных стеновых панелей. В существующих панелях наружные стеновые панели. В существующих панелях наружные слои разделены гидроизоляцией, которая одновременно является температурным швами между ними. Внутренний слой панели работает при относительно стабильной температуре. Наружный слой – при значительных перепадах температуры. Вследствие этого, например, при разнице температуры 60 С и высоте этажа 2,76 м разница в перемещениях верхнего и нижнего

торцов наружного слоя составит 1,656 мм. Поэтому применение панелей с внутренним и наружным несущим слоями должно быть ограничено только нижним этажом (1,2).

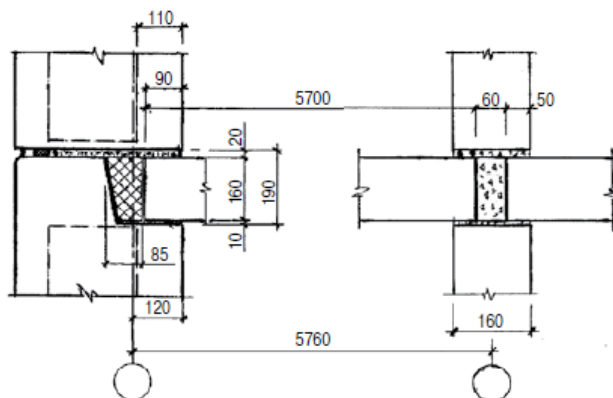


Рис. 1. Пример существующей схемы опирания плит перекрытия на продольные стены; ширина площадки опирания на наружные продольные стены-90 мм, на наружные поперечные- 70мм

Уменьшить эксцентриситет можно увеличением ширины площадки опирания плиты перекрытия на наружную панель, увеличив ее длину. (рис2)

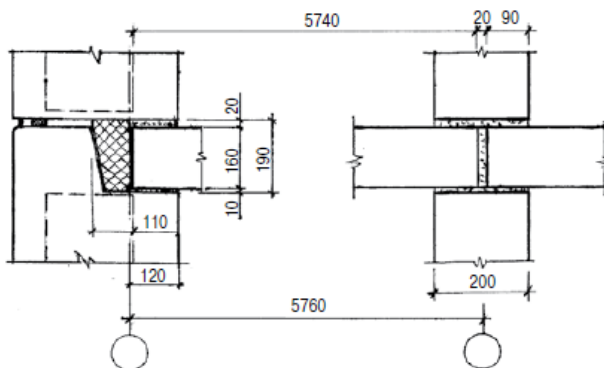


Рис. 2. Пример измененной схемы опирания плит перекрытий на продольные стены

Наружной слой в отличие от него – при значительных перепадах температуры. Вследствие этого, например, при разнице температуры 60 С и высоте этажа 2,76 м разница в перемещениях верхнего и нижнего торцов наружного слоя составит 1,656 мм. Поэтому применение панелей с внутренним и наружным несущим слоями должно быть ограничено только нижним этажом (1,2).

Повышение несущей способности панелей увеличением толщины внутреннего несущего слоя в сторону жилых помещений уменьшает жилую площадь и требует изменений в бортовой оснастке.

Панели с внутренним и наружным несущими слоями, обладающие большей устойчивости и несущей способностью, позволяют более равномерно распределить напряжения в месте опирания на фундаментную плиту, уменьшить концентрацию напряжений. Количество этажей с их применением зависит от климатического района, в котором предполагается строительство. Можно увеличить количество нижних этажей с использованием панелей с внутренним и наружным несущими слоями, если утеплить их снаружи. В противном случае температурные деформации могут вызвать недопустимые усилия в наружных слоях и связях [1,2].

При внутреннем несущем слое и определенных связях между наружным и внутренним железобетонными слоями нагрузка в пределах панели частично передается с внутреннего слоя на наружные. Возникает дополнительный переменный по высоте панели эксцентриситет. В результате при сжатии панель будет выгибаться в наружную сторону.

Один из способов уменьшения или устранения дополнительный эксцентриситета-устройство уступов с внутренней стороны внутреннего слоя сверху слоя сверху панели под плитой перекрытия. В результате возникает контрэксцентриситет.

С целью определения влияния глубины уступа во внутреннем слое под плитой перекрытия на деформацию внутреннего слоя трехслойной панели были проведены расчеты для панелей цокольного, 1-го и 2-го этажей восемнадцатизэтажного здания. Сравнивались 4 варианта: 1) уступ (бороздка) отсутствует; 2) уступ шириной 1 см и высотой 3 см; 3) уступ шириной 2 см и высотой 3 см; 4) уступ шириной 3 см и высотой 3 см.

Фрагменты конечно-элементной модели показано на рис 3,4.

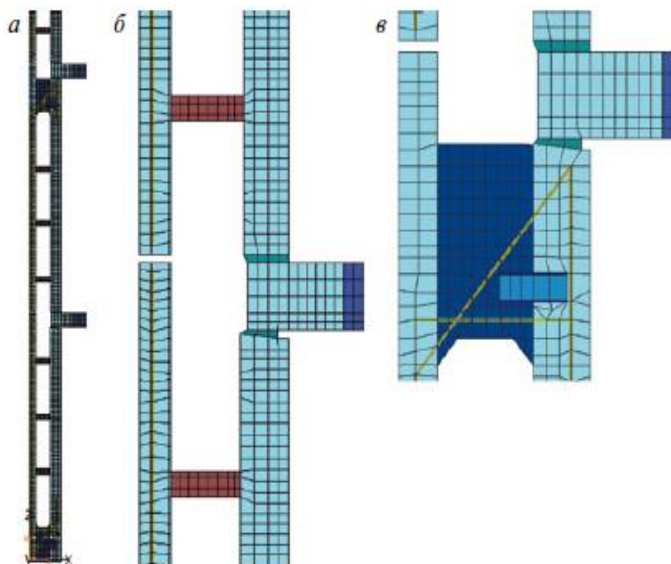


Рис. 3. КЭ-модель с уступами под плитой: а-сечение по наружным панелям цокольного и 1-го этажей; б-стык панелей цокольного и 1-го этажей; в-стык панелей 1-го и 2-го этажей

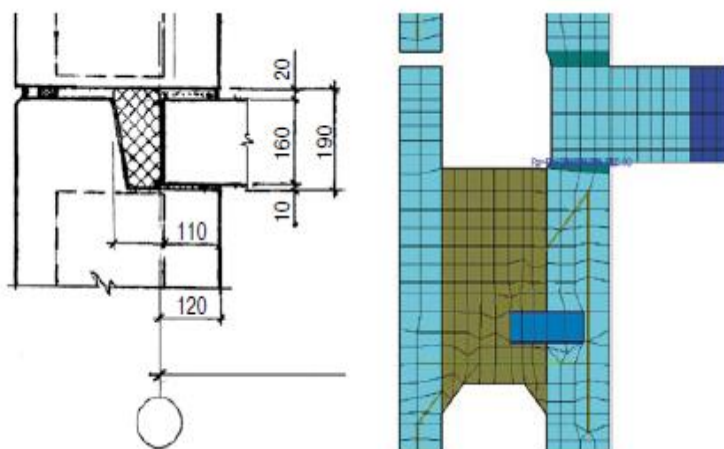


Рис. 4. КЭ-модель без уступов под плитой

Толщина наружных слоев 8 см, внутреннего у цокольных панелей 13 см, панелей 1-го и вышележащих этажей-12 см. Бетон тяжелый В25. Модуль упругости $E=30000$ МПа с учетом ползучести уменьшен в 2,8 раза. Коэффициент Пуассона $\mu=0,2$. Рассматривался участок панели шириной 80 см. Толщина жесткой связи 8 см, высота переменная от 35 до 40 см. Диаметр гибких связей 7 см. Толщина жесткой связи определена из условия необходимой толщины защитного слоя для швеллера №5.

Расчет приведенных модулей деформации и коэффициентов Пуассона бетона для плоско приведенной модели для развитых из плоскости модели элементов выполнен по следующим зависимостям: $E^*=E/(1-\mu^{*2})$; $\mu=(1+\mu)/(1-\mu^2)$; $\mu=\mu/(1-\mu)$. К таким элементам относятся оболочки перекрытий, стеновых панелей, растворные швы. Учитывались все соответствующие этажам нагрузки, включая ветровую, изгибающие моменты от плит перекрытий.

Значения максимальных горизонтальных перемещений внутреннего слоя в цокольном 1-м и 2-м этажах приведены в таблице.

Таблица 1

Ширина площадки опирания (глубина уступа), м	Максимальное горизонтальное перемещение внутреннего слоя, мм		
	Цоколь	1-й этаж	2-й этаж
0,11(0)	0,259	0,564	0,582
0,10(0,01)	0,163	0,392	0,343
0,09(0,02)	0,109	0,388	0,278
0,08(0,03)	0,0189	0,0223	0,0827

Увеличение уступа с внутренней стороны панели уменьшает результирующий эксцентриситет, выгиб панели в наружную сторону. Следовательно, уменьшается растяжение наружного слоя. Повышается несущая способность панелей (рис.6). Это достигается создание момента обратного знака по сравнению с моментом при отсутствии уступа. Даже уступ глубиной 1 см дает значительный эффект.

Отрицательным фактором при этом является уменьшение ширины растворных швов. Как следствие, увеличение концентрации напряжений в приопорных участках несущих слоев стеновых панелей, плит перекрытий, в растворных швах, уменьшение несущей способности растворных швов (рис. 7).

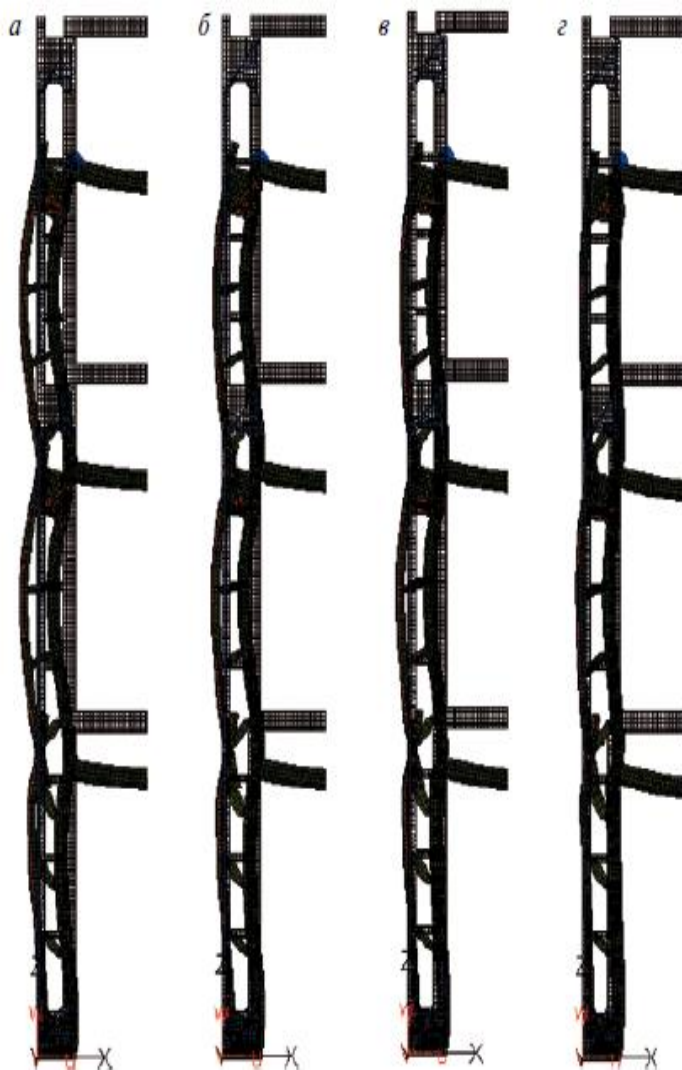


Рис. 5. Перемещения наружных трехслойных стеновых панелей:
а – уступ отсутствует; *б* – уступ шириной 1 см; *в* – уступ шириной 2 см;
г – уступ шириной 3 см; высота уступ (бороздки) во всех случаях 3 см

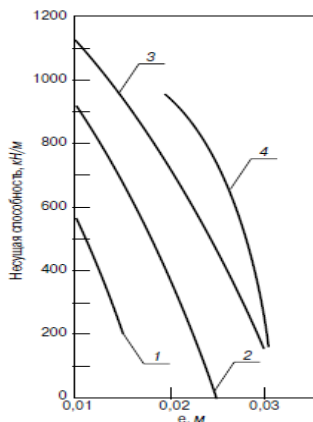


Рис. 6. Несущая способность стеновых панелей с толщиной несущего слоя: 1 – 0,11м; 2 – 0,12м; 3 – 0,13м; 4 – 0,14м зависимости от эксцентриситета e при нагрузке 602 кН/м. Бетон тяжелый класса В25. Рабочая высота панелей 2,56м

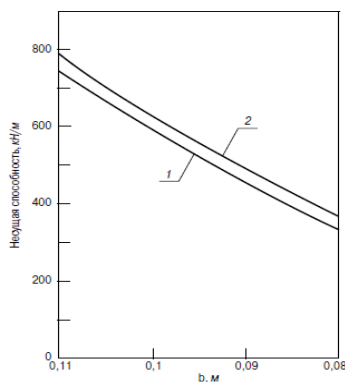


Рис. 7. Несущая способность растворяных швов из растворов М150 толщиной 0,02м (1) и 0,01м(2) в зависимости от его ширины b

Из таблиц видно, что передача в пределах панели части сжимающего усилия через связи на наружный слой даже при равенстве толщины внутреннего слоя и ширины растворяных швов создает дополнительный конструкционный эксцентриситет до 2см и более. Его невозможно замерить –можно только вычислить. Это необходимо учитывать при определении стеновых панелей. Так как дополнительное эксцентриситет снижает несущую способность, исчезает

смысл в таком перераспределении усилия, если она является целью. Часто конечно-элементные модели крупнопанельных зданий не учитывают этот фактор, так как используют упрощённый, расчётный схемы наружных стеновых панелей.

Гораздо меньшей степени перечисленные отрицательные факторы влияют при использовании стыка наружных стеновых панелей с монолитным железобетонным поясом [3,4]. Причиной является увеличение ширины растворных швов, вовлечение в работу на сжатие кроме бетона плиты перекрытия железобетонного монолитного пояса.

При использовании стыка [3,4] даже при опирании внутреннего несущего слоя по всей его ширине при наличии связей, передающих часть вертикальной нагрузки на наружный слой, тоже будет иметь место дополнительная нагрузка на наружный слой, тоже будет иметь место дополнительный эксцентриситет, который невозможно измерить. Определённый вклад вносят изгибающий момент от плит перекрытий, расположение мест передачи усилий от собственного веса наружного слоя на внутренние.

В продолжение стыка [4] для уменьшения деформации панели из плоскости можно делать по горизонтальным торцам панели уступы 1 с внутренней стороны несущего слоя: либо только вверх панели (рис.8,а), либо только вниз (рис.8,б), либо и вверх и вниз (рис. 8, в) [4].

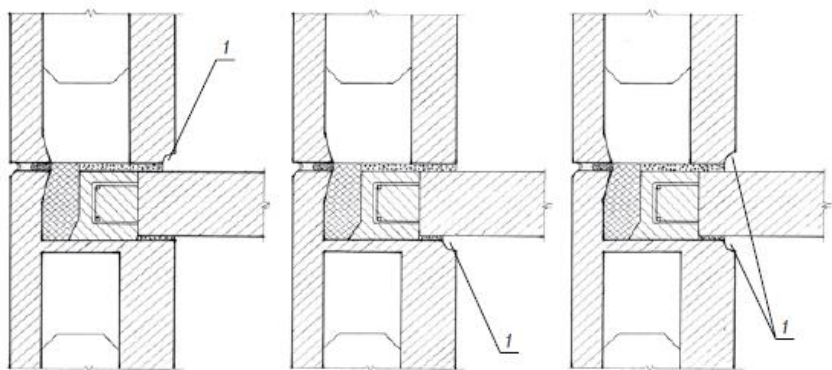


Рис. 8. а – уступ над плитой; б – уступ под плитой; в – уступы над и под плитой:
1 – уступ; 2 – вут

В результате возникает контрэкссцентриситет. После монтажа образовавшиеся бороздки между панелью и плитой перекрытия необходимо заделать низкомарочным раствором. Их можно использовать для устройства скрытой электропроводки.

При необходимости на внутреннем несущем слое вдоль горизонтальных торцов со стороны утеплителя можно делать вуты (рис.9).

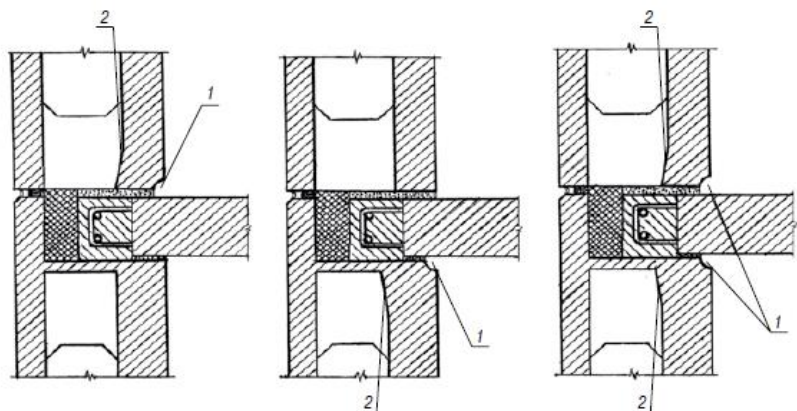


Рис. 9. Стыки с уступами и вутами у горизонтальных торцов внутреннего несущего слоя: 1 – уступ; 2 – вут

Уступы позволяют уменьшать сдвиговые и изгибные усилия в связях между слоями, растягивающие усилия в наружных слоях, повышает несущую способность стеновых панелей, надежность панели в целом без увеличения расхода материалов и финансовых затрат.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Пат. РФ на полезную модель №100785. Трехслойная стеновая панель/В.В. Данель, А.Р. Соколов, И.С. Муратова. Опубл. 27.12.2010. Бюл.№36.
2. Пат. РФ на полезную модель №100790. Трехслойная стеновая панель/В. В. Данель, А.Р. Соколов, И.С. Муратова. Опубл.27.12.2010. Бюл.№36.
3. Данель В.В. Стык наружных стеновых панелей с монолитным железобетонным поясом// Жилищное строительство.2013г. №7.С.12-13.

4. Пат. на изобретение №2478156. Стыковое соединение трех-слойных стеновых панелей/В.В. Данель. Опубл. 27.03.2013. Бюл.№9

УДК 627.221.13

МОРОЗОСТОЙКОСТЬ БЕТОНА ПРИ РАЗЛИЧНЫХ МЕТОДАХ ИСПЫТАНИЙ

МАЛЮК В. В.

Сахалинский государственный университет
Южно-Сахалинск, Россия

В настоящее время испытание на морозостойкость является основным методом прогноза стойкости бетона в суровых климатических условиях, где воздействие знакопеременных температур в условиях водонасыщения бетона является преобладающим фактором. Морозостойкость бетона - условная характеристика, предложенная профессором Н.А. Белелюбским, для оценки способности бетона сохранять прочность и другие физико-механические свойства при многократном попеременном замораживании и оттаивании. Данный метод оценки стойкости бетона используется на протяжении более 100 лет. Несмотря на большой объем исследований, выполненных по вопросам долговечности бетона в суровых климатических условиях [1, 2, 6, 7, 9, 16, 17], до настоящего времени отсутствуют научно обоснованные методы, устанавливающие связи между качественными показателями бетона и долговечностью.

Процессы, протекающие при замораживании и оттаивании бетона, обуславливают появление повреждений, которые могут накапливаться и быть причиной разрушения структуры бетона. Степень повреждения бетона при замораживании зависит от многих факторов. Приводятся данные, что на стойкость бетона к воздействию циклов замораживания и оттаивания влияет более 190 факторов. При учете только 25 важнейших факторов и трех интенсивностях каждого из них, число возможных сочетаний имеет порядок 1030 [10], поэтому разрабатывать модель точного расчета морозостойкости для практического применения становится нецелесообразным. Расчетный срок службы конструкций при проектировании соору-

жений назначается, как правило, без должного обоснования и принимается по опыту эксплуатации сооружений в районе строительства [9]. Для построения математической модели необходимо четкое представление о факторах, влияющих на кинетику процесса деградации. Последнее предопределяет необходимость изучения видов разрушения бетона в эксплуатационных условиях и сравнения с разрушениями при прогнозных испытаниях. Стремление к математизации коррозионных исследований без развития экспериментальных работ приводит к искажению представлений о механизме коррозионных процессов [11]. К существенным недостаткам в предлагаемых моделях прогноза является то, что не учитывают возможное упрочнение и стабилизацию структуры бетона в эксплуатационный период. Опыт строительства и эксплуатации морских сооружений показывает, что бетоны невысокой морозостойкости (F_{2100}) могут обеспечивать эксплуатационную надежность конструкциям 80-90 лет [8].

В данной статье приведены результаты исследований фактической морозостойкости бетона, состав которого согласно ГОСТ 31384-2017 [3] должен обеспечить срок службы (долговечность) бетонным и железобетонным конструкциям 50 лет при эксплуатации в условиях попеременного замораживания и оттаивания при сильном водонасыщении растворами солей антиобледенителей или морской водой. В соответствии с принятой классификацией агрессивности сред, условия эксплуатации морских гидротехнических и транспортных сооружений на о. Сахалин по агрессивности соответствуют индексу XF4. В табл. 1 приведены нормативные требования к показателям бетона для эксплуатации в средах с агрессивностью класса XF4.

С учетом требований, приведенных в табл. 1, выполнено проектирование составов бетона с учетом фактических показателей качества материалов. Бетонную смесь изготавливали из следующих материалов: цемент Спасского цементного завода, песок карьера «Охотский», щебень карьера «Соколовский». В качестве структурообразующих добавок использовали полифункциональный модификатор бетона ПФМ-НЛК и смолу нейтрализованную воздухововлекающую (СНВ). Качественные показатели материалов для бетона соответствуют нормативным требованиям [3]. Показатели качества материалов для бетона приведены в табл. 2 и 3.

Данные материалы применяются на о. Сахалин при изготовлении бетонов для конструкций морских гидротехнических и транспортных сооружений. Составы и показатели качества бетона приведены в табл. 4.

Таблица 1

Нормативные показатели бетона для долговечности конструкций 50 лет при эксплуатации в средах с агрессивностью класса XF4 [3]

Показатель бетона	Значение показателя
Водоцементное отношение (В/Ц)	не более 0,45
Расход цемента, кг/м ³	не менее 340
Воздухововлечение смеси, %	не менее 4
Класс по прочности В	не менее 35
Марка по морозостойкости, циклы	300
Марка по водонепроницаемости, МПа	W6

Примечания: 1. Марка по морозостойкости принята по табл. Е.1 [3] для конструкций, работающих в условиях знакопеременных температур при расчетной зимней температуре наружного воздуха ниже -20 до -40 °С. 2. Марка по водонепроницаемости принята по табл. Г.1 [3] для условий воздействия морской воды Охотского моря на стальную арматуру железобетонных конструкций.

Таблица 2

Показатели качества цемента по ГОСТ
(завод-изготовитель: ОАО «Спасскцемент», г. Спасск-Дальний)

Вид цемента	Активность, МПа (Предел прочности при сжатии, 28 сут)	Нормальная плотность, %	Сроки схватывания, ч-мин		Предел прочности при изгибе 28 сут, МПа
			Начало	Конец	
Портландцемент ПЦ500-Д0-Н	49,0	30,25	3-25	4-25	7,2

Для определения влияния величины воздухововлечения на морозостойкость проводились сравнительные испытания бетонов с различным содержанием воздуха в бетонной смеси. Содержание воздуха регулировалось как за счет применения различных видов структурообразующих добавок, так и за счет дозирования их количества. Все составы имеют одинаковое содержание цемента- 500 кг/м³.

Таблица 3

Показатели качества песка по ГОСТ и щебня по ГОСТ

Показатель качества	Метод определения	Значение показателя материала	
		Песок к-р «Охотский»	Щебень к-р «Соколовский»
Истинная плотность, г/см ³	ГОСТ 8269.0-97, п.4.15 ГОСТ 8735-88, п.8	2.63 - 2.65	2.98-3.01 -
Модуль крупности (Мкр)	ГОСТ 8735-88, п.3	2.5-2.8 (крупный)	-
Прочность в насыщенном состоянии	ГОСТ 8269.0-97, п.4.8	-	фр.5-10мм - 1000 фр.10-20мм - 1200
Морозостойкость, циклы	ГОСТ 8269.0-97, п.4.12	-	фр.5-10мм - F200 фр.10-20мм - F400
Водопоглощение, %	ГОСТ 8269.0-97, п.4.18	-	фр.5-10мм - 0.7 фр.10-20мм - 0.2

Таблица 4

Составы и показатели качества бетона

№ состава бетона	В/Ц	Вид добавки и содержание (% от массы цемента)	Показатели бетонной смеси		Показатели бетона		
			ОК	ВВ	R ₀	F ₂	W
1	0,35	ПФМ= 0,50	8	1,7	64,1	200	8
2 (5)	0,38	ПФМ+СНВ=0,45+0,01	3	2,4	44,7	400	8
3 (7)	0,38	ПФМ+СНВ=0,45+0,02	14	3,6	40,9	400	8
4 (8)	0,35	ПФМ+СНВ=0,60+0,02	11	3,7	48,9	600	8

Примечания: 1. ОК- подвижность бетонной смеси по осадке конуса, см; 2. ВВ- воздухововлечение смеси, %; 3. R₀ - предел прочности при сжатии в возрасте 28 суток, МПа; 4. F₂- марка по морозостойкости при испытании ускоренным методом (метод 2 табл.5); 5. W- марка по водонепроницаемости, МПа.

Морозостойкость бетона оценивали коэффициентом морозостойкости KF, который определяли из выражения

$$K_f = R_0 / R_f \quad (1)$$

где R_0 – предел прочности при сжатии перед началом испытания;

R_f – предел прочности при сжатии после испытания.

Программа испытаний бетона на морозостойкость предусматривала сравнительную оценку суровости различных методик, отличающихся режимом испытаний. С этой целью один состав (№ 4, таблица 4) испытывали на морозостойкость по четырем стандартным методам, режимы которых приведены в таблице 5. Результаты испытаний на морозостойкость состава № 4 приведены на рис. 2.

Таблица 5

Методы и режимы испытания бетона на морозостойкость

Метод и марка по морозостойкости	Режим испытаний			
	Замораживание		Оттаивание	
	Среда, температура	Время, ч	Среда (насыщение и оттаивание), температура	Время, ч
1 Базовый, F ₂ (второй метод п.5.2, 4)	Воздушная, минус (18±2)°C	2,5	5%-ный водный раствор хлорида натрия, (20±2) °C	2,5
2 Ускоренный, F ₂ (третий метод п. 6.2, 4)	5%-ный водный раствор хлорида натрия минус (50±2)°C	2,5	5%-ный водный раствор хлорида натрия, (20±2) °C	2,5
3 Базовый, F ₁ (первый метод п. 5.1, 4)	Воздушная, минус (18±2)°C	2,5	Пресная вода, (20±2) °C	2,5
4 Метод по ГОСТ 4800-59 [5]*	Воздушная, минус (18±2)°C	2,5	Морская вода с соленостью 35%, (20±2) °C	2,5

*- ГОСТ 4800-59 [5] предусматривает продолжительность замораживания и оттаивания 4 часа.

Результаты испытаний бетона на морозостойкость ускоренным методом (метод 2, табл. 5) приведены в табл. 6 и на рис. 1.

Таблица 6

**Результаты испытаний бетона на морозостойкость
по ускоренному методу**

№ состава бетона	R ₀ , МПа	K _F	Потеря массы, %	Число циклов ПЗО	F ₂ , циклы
1	67,3	0,88	0,5	20	200
2	44,7	1,16	1,7	55	> 400
3	40,9	1,33	1,7	55	> 400
4	48,9	1,04	0,6	105	> 600

Примечания:

1. F₂ - марка по морозостойкости, определенная ускоренным методом (метод 2 табл.5); 2. R₀ - прочность перед началом испытания в возрасте 28 суток; 3. K_F – коэффициент морозостойкости после испытания на морозостойкость.

В результате проведенных испытаний бетона установлено следующее.

Базовый состав бетона (состав № 4 табл. 4), показатели качества которого рекомендованы для эксплуатации в агрессивных средах класса XF4 [3] с долговечностью 50 лет, имеет марку по морозостойкости более F₂₆₀₀. Это минимум в 3 раза превышает марку по морозостойкости бетона состава № 1, который не соответствует по одному показателю качества - объему вовлеченного воздуха в бетонной смеси. Прочность бетона всех составов после 10-20 циклов испытаний на морозостойкость повышается.

Рост прочности бетона с добавкой ПФМ через 10 циклов достигает 20 % (K_F = 1,2) и в дальнейшем идет понижение прочности - через 37 циклов прочность снижается и величина K_F = 0,9. Это дает основание считать, что в структуре бетона после 37 циклов начинают преобладать деструктивные процессы. Рост прочности бетона с комплексной добавкой СНВ+ПФМ через 20 циклов составлял 25-37 %. В дальнейшем происходит снижение прочности, однако коэффициент морозостойкости K_F остается на уровне 1,2 – 1,3. Бетон состава № 2 и № 3 после 37 циклов не испытывали. Последующие испытания бетона состава № 4 до 110 циклов показали, что прочность бетона снижается, но снижение не превышает критического уровня- K_F = 1,05.

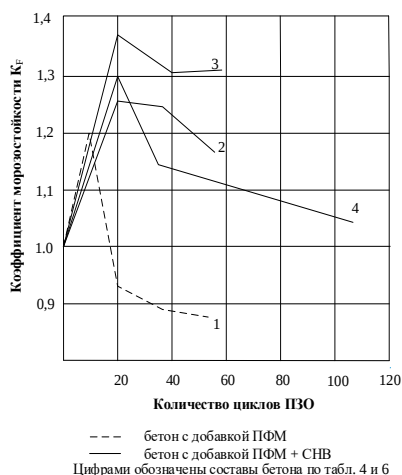


Рис. 1. Зависимость морозостойкости от показателей качества бетона при испытании ускоренным методом по табл. 5

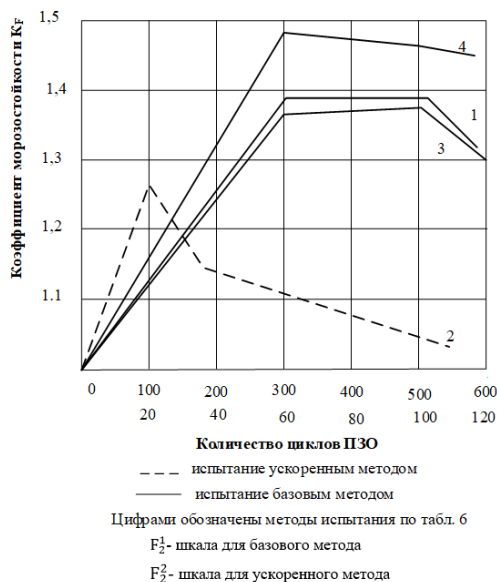


Рис. 2. Результаты испытаний бетона на морозостойкость базовым и ускоренным методами

Результаты исследований, приведенные на рис. 2, свидетельствуют о том, что морозостойкость бетона в значительной степени зависит от режима испытаний. Наиболее существенное влияние на стойкость бетона к циклам попеременного замораживания-оттаивания (ПЗО) оказывает температура замораживания и условия замораживания. Испытания по базовому методу оказались менее суровые - после 600 циклов $KF = 1,2$. Ускоренный метод, режим которого основан на испытании при температуре замораживания минус 50°C в солевом растворе, существенно меняет характер изменения прочности бетона в процессе испытания. При ускоренном испытании через 110 циклов, что соответствует марке F2600 [4], $KF = 1,05$. Среда оттаивания при базовых методах испытания не отразилась на морозостойкости бетона. Высокую морозостойкость бетон имеет как при оттаивании в солевом растворе, так и при оттаивании в пресной воде. Испытание образцов при оттаивании в морской воде [5] показало, что характер изменения прочности существенно не отличается от испытаний в базовых средах оттаивания по [4].

Результаты исследований, представленные в данной работе, дают основания сделать следующие выводы.

Состав бетона, рекомендованный ГОСТ 31384-2017 [3] для эксплуатации в условиях попеременного замораживания и оттаивания при сильном водонасыщении растворами солей антиобледенителей или морской водой, т.е. в средах, соответствующих классу агрессивности XF4, обладает высокой стойкостью к циклам ПЗО. Этот состав следует рассматривать в качестве базового или эталонного состава. Показатели качества базового состава бетона с нормативными значениями В/Ц, расхода цемента, воздухововлечения обеспечивают марку по морозостойкости F2600 и более. Снижение воздухововлечения в бетонной смеси ниже нормативного значения приводит к снижению морозостойкости в 2-3 раза.

Стойкость бетона к циклам ПЗО в значительной степени зависит от среды и температуры замораживания. Режим ускоренных стандартных испытаний на морозостойкость существенно влияет на изменение прочности бетона в процессе испытаний по сравнению с базовыми методами. По характеру изменения прочности бетона можно предполагать, что при испытании по режимам базовых методов продолжительность конструктивных процессов в бетоне существенно больше по сравнению с режимом ускоренных стандарт-

ных испытаний. Имеются данные [8] о том, что фактическая морозостойкости бетона в конструкциях может достигать F₂₀₀₀ и более при соблюдении основных требований технологии бетонов высокой морозостойкости [15]. Бетон с такими показателями по морозостойкости обеспечивает долговечность не менее 50 лет при эксплуатации в средах, соответствующих классу агрессивности XF4 [13].

Базовый стандартный метод испытаний бетона на морозостойкость позволяют оценивать потенциальные возможности бетона при эксплуатации в агрессивных средах класса XF4 в климатических районах с расчетной зимней температурой наружного воздуха минус 20 °С и выше. Многочисленные исследования дают основание считать, что при более низких температурах замораживания на характер развития процессов в бетоне будет оказывать существенное влияние разность коэффициентов температурного расширения составляющих бетона. Принципиальное отличие бетонов высокой морозостойкости от обычных, очевидно, заключается в том, что формирование структуры бетонов высокой морозостойкости продолжается в течение всего жизненного цикла. Доказательством этому служат результаты многочисленных экспериментов [17] и опыт эксплуатации морских сооружений в агрессивных средах класса XF4 [8].

Анализ научно-исследовательских работ, посвященных вопросам долговечности и морозостойкости бетона, опыт строительства и эксплуатации морских сооружений показывает, что прогнозирование долговечности по показателю морозостойкости затруднено по многим объективным причинам [8]. В частности, не учитывают возможное упрочнение и стабилизацию структуры бетона в эксплуатационный период. Результаты исследований, представленные в данной работе, показывают, что процессы упрочнения и стабилизации структуры могут существенно отразиться на долговечности, поэтому прогноз долговечности без учета этого фактора будет не полным и не объективным. В связи с этим представляют интерес продолжения исследований в направлении изучения потенциальных возможностей бетона при воздействии циклов ПЗО и агрессивных сред.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Алексеев С.Н. Долговечность железобетона в агрессивных средах / С.Н. Алексеев, Ф.М. Иванов, С.Модры, П. Шисль. – М.: Стройиздат, 1990.- 320 с.

2. Гладков В.С. Технология изготовления конструкций из долговечного бетона. В сб. научных трудов ВНИИ транспортного строительства, № 78. М., 1974, с. 153 (С. 31-37).

3. ГОСТ 31384-2017 Защита бетонных и железобетонных конструкций от коррозии. Общие технические требования.

4. ГОСТ 10060-2012 Бетоны. Методы определения морозостойкости.

5. ГОСТ 4800-59 Бетон гидротехнический. Методы испытаний бетона.

6. Кунцевич О.В. Бетоны высокой морозостойкости для сооружений Крайнего Севера. - Л.: Стройиздат. Ленинградское отделение, 1983- 132 с.

7. Леонович С.Н. Прочность, трещиностойкость и долговечность конструкционного бетона при температурных и коррозионных воздействиях/Д.А. Литвиновский, О.Ю. Чернякевич, А.В. Степанова: монография: в 2 ч. Ч. 2- Минск: изд-во БНТУ, 2016.- 393 с.

8. Малюк В.В. Прогнозирование долговечности конструкций морских гидротехнических сооружений из бетона по опыту строительства и эксплуатации в суровых климатических условиях. Проблемы и перспективы развития строительства, теплогазоснабжения и энергообеспечения: Материалы VIII Национальной конференции с международным участием / Под ред. Ф.К. Абдразакова. – Саратов: изд.центр «Наука», 2018. 354 с.

9. Москвин В.М. Коррозия бетона и железобетона, методы их защиты /Иванов Ф.М., Алексеев С.Н., Гузеев Е.А.- М. Стройиздат, 1980.- 536 с.

10.Подвальный А.М. Стратегия обеспечения морозостойкости и долговечности бетонных и железобетонных конструкций. // Технология бетонов 2007. - № 3.

11.Розенталь Н.К. Проблемы коррозионного повреждения бетона. //Бетон и железобетон. – 2007. - № 6 с. 29-30.

12.Рыбьев И.А. Строительное материаловедение: Учеб. пособие для строит. спец. вузов- М.: Высшая школа, 2004. – 701 с.

13.Свиридов В.Н., Малюк В.Д. Применение технологии высокоморозостойких бетонов в практике морского гидротехнического строительства на Дальнем Востоке. В сб. трудов «Стихия. Строительство. Безопасность». Владивосток, Дальнаука, 2008.

14.СП 28.13330.2017 Защита строительных конструкций от коррозии:- Введен с 08.05.2017.

15.Технические указания по технологии изготовления и защите бетонных и железобетонных конструкций морских гидротехнических сооружений в суровых климатических условиях. ВСН 118-65. Минтрансстрой. М., 1965.

16.Шейкин А.Е., Добшиц Л.М. Цементные бетоны высокой морозостойкости. Л., 1989.

17.Шестоперов С.В. Долговечность бетона транспортных сооружений. М., изд-во Транспорт, 1976.

УДК 666.311

ФОСФОГИПСОВЫЕ СТЕНОВЫЕ МАТЕРИАЛЫ С УЛУЧШЕННЫМИ ПОКАЗАТЕЛЯМИ МОРОЗОСТОЙКОСТИ

ПОВИДАЙКО В. Г.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Применение гипсовых и фосфогипсовых материалов для наружных работ ограничено из-за низких показателей водостойкости и морозостойкости. Возможность повышения водостойкости гипсовых материалов изучалась А. В. Волженским и А.В. Ферронской [1]. Ими были разработаны и внедрены в производство смешанные вяжущие вещества: гипсоцементно-пуццолановые (ГЦПВ) и гипсошлакоцементно-пуццолановые (ГШЦПВ). Эти материалы сочетают положительные свойства гипсовых вяжущих материалов и портландцемента. Они быстро схватываются и твердеют, что позволяет исключить из технологического процесса энергоемкие и дорогостоящие процессы тепловой обработки, а благодаря использованию цемента повышается водостойкость смешанных материалов. Однако при смешивании в определенных пропорциях гипсового вяжущего и портландцемента образуется высокосульфатная форма гидросульфатоалюмината кальция (этtringита), вследствие чего с течением времени происходит разрушение материала. А.В. Волженский и А.В. Ферронская предложили дополнительно вводить в

смесь пуццолановые добавки (гидравлические), содержащие активный кремнезем (трепел, опоки, диатомит). В результате чего образуется предположительно более устойчивая низкосульфатная форма гидросульфатоалюмината кальция. Такой материал переходит в стабильное состояние и с течением времени не происходит его саморазрушение. Гипсоцементно-пуццолановые вяжущие вещества применяются для изготовления санитарно-технических кабин, вентиляционных блоков, стеновых блоков для малоэтажного строительства.

Ранее в НИИЛ БиСМ БНТУ были проведены исследования и разработаны фосфогипсовые композиции, содержащие портландцемент, пуццолановые добавки, измельченный шлак. В качестве пуццолановой добавки использовали трепел Брянского карьера, обладающий достаточно высокой активностью. Были получены положительные результаты. Тем не менее, из-за высоких транспортных затрат и трудностей в поставках использование этого материала является малоперспективным.

Использование фосфогипсовых отходов в качестве вторичного сырья для производства гипсовых строительных материалов сдерживается, поскольку в них содержатся вредные примеси (остатки ортофосфорной кислоты и соединений фтора), которые существенно ухудшают вяжущие свойства фосфогипса по сравнению с природным гипсовым сырьем и не отвечают требованиям санитарно-технических норм. В этой связи при использовании фосфогипсовых отходов возникает необходимость в предварительной отмывке и нейтрализации вредных примесей. Для этого требуется дополнительное оборудование (резервуары, вакуум-фильтры, гидронасосы и др.), что приводит к возрастанию себестоимости и значительному удорожанию готовой продукции. При этом обостряется проблема очистки сточных вод, образующихся после отмывки фосфогипса. Все это в итоге приводит к снижению конкурентной способности фосфогипсовых материалов по сравнению с гипсовыми материалами из природного сырья. Известно, что степень использования фосфогипсовых отходов в производстве строительных материалов во всем мире остается низкой (в США около 2 %, в Германии - 17 %). Исключением является Япония, не располагающая запасами природного гипсового сырья и полностью заменяющая их фосфогипсовыми отходами.

Для получения фосфогипсовых строительных материалов способных конкурировать с аналогичной продукцией из природного гипсового сырья возникает необходимость разработки энергосберегающих технологий их производства с минимальными затратами на тепловые процессы, с эффективными и недорогостоящими методами нейтрализации.

Проведены исследования по разработке композиций и технологии изготовления фосфогипсовых стеновых материалов с активными добавками. В качестве исходного сырья использовали фосфогипс-дигидрат Гомельского химического завода. В опытах использовали также портландцемент ПЦ500 Д0 ОАО «Белорусский цементный завод» г. Костюковичи и активные добавки органического и неорганического происхождения. Опробованы различные виды нейтрализующих добавок. Исследования показали, что гашеная известь является эффективной нейтрализующей добавкой, способной связывать остатки ортофосфорной кислоты и соединений фтора в труднорастворимые соединения. Однако при определенной концентрации свободного оксида кальция возникает опасность образования эттрингита, вследствие чего известь следует применять с осторожностью. Опробованы также другие виды эффективных нейтрализующих добавок. Для более глубокой нейтрализации и получения однородных твердеющих композиций применяли метод механохимической активации в дисковых или цилиндрических истирающих устройствах. Механоактивация позволила при минимальной дозировке активирующих добавок получить максимальный эффект их действия в фосогипсовых композициях и улучшить физико-механические характеристики образцов. Технологический процесс изготовления фосфогипсовых стеновых материалов включает дозирование исходных компонентов, предварительную нейтрализацию фосфогипса, введение портландцемента и активирующих добавок, механоактивацию и формование изделий вибрационным способом и способом фильтрационного прессования. Активные добавки образуют в фосфогипсовых композициях труднорастворимые соединения, улучшающие физико-механические свойства и повышающие морозостойкость изделий.

Образцы на основе фосфогипса-дигидрата, изготовленные методом вибрационного формования, имеют предел прочности при сжатии 2-4 МПа, среднюю плотность – 1200-1300 кг/м³, морозостой-

кость – более 35 циклов попеременного замораживания-оттаивания. При изготовлении образцов способом фильтрационного прессования, предел прочности при сжатии составляет 9-10 МПа, средняя плотность – 1650-1700 кг/м³, морозостойкость – более 35 циклов.

На Гомельском химическом заводе производят ортофосфорную кислоту как в дигидратном, так и в полугидратном режиме экстракции с образованием в качестве попутного продукта фосфогипса-полугидрата. Возможности получения стеновых материалов на основе фосфогипса-полугидрата расширяются, так как он обладает вяжущими свойствами в отличие от фосфогипса-дигидрата. Однако вяжущие свойства фосфогипса-полугидрата нестабильные, он имеет длительные сроки схватывания и низкие прочностные показатели. Обусловлено это тем, что фосфогипс-полугидрат образуется в процессе экстракции ортофосфорной кислоты путем разложения апатитового концентрата серной кислотой с образованием продукционной ортофосфорной кислоты из которой в последующем, изготавливают фосфорные минеральные удобрения. При длительном воздействии ортофосфорной кислоты в экстракторе на фосфогипс-полугидрат образуется «пассивированный» полугидрат сульфата кальция альфа-модификации со слабовыраженными вяжущими свойствами. При этом существенное влияние на вяжущие свойства фосфогипса-полугидрата оказывает содержание кристаллизационной влаги. Целесообразно использовать свежесформованный фосфогипс-полугидрат, содержащий 6,2-7,2 % кристаллизационной влаги, который имеет минимальную степень гидратации и наиболее высокую активность. При использовании фосфогипса-полугидрата в качестве исходного сырья для производства стеновых материалов возникает необходимость в поиске эффективных нейтрализующих добавок и активации его вяжущих свойств. Проведенные исследования показали возможность получения твердеющих композиций без добавки портландцемента, что позволяет существенно снизить себестоимость изделий. Процесс производства стеновых изделий на основе фосфогипса-полугидрата включает предварительную нейтрализацию, введение активирующих добавок, механоактивацию и формование изделий, как вибрационным способом, так и фильтрационным прессованием. Образцы, изготовленные способом вибрационного формования, имеют предел прочности при сжатии 9,0-9,5 МПа, среднюю плотность – 1500-1600 кг/м³, коэффициент

размягчения 0,6-0,7. При изготовлении образцов способом фильтрационного прессования предел прочности составляет 12,5-15,0 МПа, средняя плотность – 1700-1850 кг/м³. На основе разработанных композиций и технологии рекомендуется изготавливать стеновые камни и кирпич преимущественно для малоэтажного строительства.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Волженский А.В. Минеральные вяжущие вещества: Учеб. Для вузов. – 4-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1986. - 464 с., ил.

УДК 691.327:53

ОБ ЭФФЕКТИВНОМ ИСПОЛЬЗОВАНИИ КРУПНОГО ЗАПОЛНИТЕЛЯ В ТЕХНОЛОГИИ БЕТОНА

ПОЛЕЙКО Н. Л., ЛЕОНОВИЧ С. Н.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

В данной работе приводятся результаты исследований влияния различных видов крупного заполнителя в бетонах класса до С12/15 щебень из гравия и гравий при изготовлении железобетонных конструкций. Отказ предприятиями-производителями строительной индустрии от применения в качестве крупного заполнителя в бетонной смеси щебня из гравия является неоправданным и экономически нецелесообразным. В результате проведенных сравнительных исследований установлено, что применение гравия в качестве крупного заполнителя в бетонах оправдано в низкомарочных, с прочностью на сжатие до класса С12/15, где не предъявляются требования по морозостойкости и водонепроницаемости. Допустимо использование гравия в бетонах классов С18/22,5 ÷ С20/25 с требованиями к бетону марок F100 и W4.

Экспериментальные исследования. Анализ результатов

Ранее действовавшие нормативно-технические документы рекомендовали применять в качестве крупного заполнителя для бетонов классов до С12/15 щебень из гравия и гравий, особенно в жилищном строительстве.

В последние годы в качестве крупного заполнителя для тяжелого бетона используется преимущественно гранитный щебень, это ведет к невостребованности более дешевых и доступных гравия и щебня из гравия, к увеличению транспортных расходов и повышению себестоимости продукции.

В ОАО «Нерудпром» производится крупный заполнитель для строительных работ, осуществляется добыча и фракционирование гравия, дробление гравия, фракционирование щебня из гравия. Крупный заполнитель выпускается в виде гравия из смеси фракций 5-20 мм, 20-70 мм, щебня из гравия фракций 5-10 мм и смеси фракций 5-20 мм. Щебень из гравия и гравий удовлетворяют требованиям ГОСТ 8267-93 «Щебень и гравий из плотных горных пород для строительных работ. Технические условия» – введен 01.07.1995 и СТБ 1544-2005 «Бетоны конструкционные тяжелые. Технические условия» – введен 01.07.2005. Объем производства гравия составляет 120-130 тыс. м³ в год, щебня из гравия – 110-130 тыс. м³ в год, что является достаточным для восполнения потребностей предприятий строительной отрасли Минского региона.

В связи с вышеизложенным на кафедре «Технология строительного производства» Белорусского национального технического университета проведен комплекс исследований щебня из гравия и гравия карьеров «Крапужино» и «Волма» на предмет экономического применения их в производстве сборного железобетона и монолитном строительстве. Требования к бетонам по их эксплуатационным качествам, области применения, физико-техническим свойствам, условиям долговечности расширяют область экономического использования различных видов заполнителей. Если учесть, что заполнители занимают в бетоне до 80% объема, а стоимость их достигает 50% стоимости бетонных и железобетонных конструкций, то становится понятным, что правильный выбор заполнителей, наиболее рациональное их применение имеют большое влияние на свойства бетонной смеси, бетонных и железобетонных конструкций, технико-экономическую эффективность производства строительных изделий из сборного, монолитного бетона и железобетона в целом.

При проектировании составов бетонной смеси исходят из необходимости получения бетона заданной прочности, консистенции и долговечности при минимальном расходе цемента.

Для тяжелых бетонов минимальный расход цемента обеспечивается максимальным насыщением объема бетона заполнителями и минимальной пустотностью смеси заполнителей.

Удельная поверхность гравия, зерна которого имеют округлую, окатанную форму, меньше удельной поверхности щебня с шероховатыми зернами угловатой формы. При одинаковой крупности гравий, поскольку зерна его укладываются более компактно, отличается от щебня несколько меньшей пустотностью. Удобоукладываемость бетонной смеси при прочих равных условиях лучше на гравии, чем на щебне. Это позволяет несколько снизить водоцементное отношение при сохранении заданной подвижности. Благодаря этому в бетонах на гравии (с прочностью на сжатие не выше класса С20/25) наблюдается даже экономия цемента (до 15-20%) по сравнению с бетоном на щебеночном заполнителе, в том числе и гранитном щебне [1,2,3].

Качество заполнителей для бетона определяется прочностью сцепления цементного камня с поверхностью зерен заполнителей, собственной прочностью заполнителей, формой зерен и чистотой поверхности [3,4,5,6]. Установлено, что на конечную прочность бетона помимо качества заполнителей решающее значение оказывает расход составляющих бетонной смеси, количество крупного заполнителя и соотношение мелкого и крупного заполнителя.

Для определения области применения щебня из гравия и гравия, выпускаемого ОАО «Нерудпром» в качестве крупного заполнителя для производства бетонных и железобетонных сборных и монолитных изделий и конструкций проведены исследования с целью подтверждения возможности и технико-экономической целесообразности получения бетонов с нормируемыми показателями качества. Были испытаны составы бетона с различным содержанием цемента и крупного заполнителя. В качестве крупного заполнителя применялся щебень из гравия ДСЗ «Крапужино» и для сравнения – гранитный щебень РУП «Гранит» фракции 5-20 мм.

Составы бетона, по которым оценивалось рациональное применение заполнителей, приведены в таблице 1.

Таблица 1

Подобранные составы бетона

Номер состава	Расход составляющих на 1 м ³ бетона, кг						Класс бетона
	Цемент	Песок	Вода	Щебень гранитный	Щебень из гравия	Гравий	
1	2	3	4	5	6	7	8
1	230	870	140	1170	–	–	C12/15
2	230	870	140	–	1170	–	C12/15
3	230	870	140	–	–	1170	C12/15
4	350	750	180	1120	–	–	C20/25
5	350	750	180	–	1120	–	C20/25
6	350	750	180	–	– 1120	1120	C16/20
7	460	710	200	1050	–	–	C25/30
8	460	710	200	–	1050	–	C22/27,5
9	460	710	200	–	–	1050	C20/25
10	350	860	180	1020	–	–	C20/25
11	350	860	180	–	1020	–	C20/25
12	350	860	180	–	–	1020	C18/22,5
13	350	750	180	1120	–	–	C20/25
14	370	740	185	–	1110	–	C20/25
15	395	730	190	–	–	1080	C20/25

Физико-технические характеристики бетона определялись на составах № 4-6. Результаты испытаний, приведенные в таблице 2, показывают, что применяемые заполнители удовлетворяют требованиям ГОСТ 8267-93 и СТБ 1544-2005.

Таблица 2

Физико-технические характеристики бетона

Характеристики качества	Номер состава		
	Состав 4	Состав 5	Состав 6
Плотность бетона, кг/м ³	2448	2403	2387
Водопоглощение, % по массе	4,40	4,45	5,02
Прочность на сжатие, МПа	34,5	32,4	27,8
Прочность на растяжение при изгибе, МПа	4,66	4,48	4,35
Морозостойкость	F150	F100	F100
Водонепроницаемость	W4	W4	W4

Одной из основных характеристик бетона является его морозостойкость. С этой целью были проведены испытания на морозостойкость бетона, содержащего крупный заполнитель указанных

предприятий (составы 1-9, табл. 1). Подбор состава бетона осуществляли исходя из класса бетона по прочности на сжатие С12/15 (составы 1-3), С20/25 (составы 4-6) и С25/30 (составы 7-9) (подвижность бетонной смеси ОК 1-4 см). Доля песка в смеси заполнителей составляла 40%. В качестве вяжущего применялся цемент М500 Д0 производства ОАО «Красносельскстройматериалы».

Результаты испытаний на морозостойкость и прочность бетона составов 1-9 приведены в таблице 3 и показывают, что прочность бетонных образцов состава 1-3 отличается незначительно и находится в пределах 17,7-18,3 МПа. Это подтверждает, что на низкомарочных бетонах (С10/12,5 – С12/15) прочность крупного заполнителя не оказывает большого влияния на их свойства.

Таблица 3

Морозостойкость бетона на различных видах крупного заполнителя

Номер состава	Прочность на сжатие, МПа	Марка по морозостойкости
1	18,3	F75
2	18,8	F75
3	17,7	F75
4	34,5	F150
5	32,4	F100
6	27,8	F100
7	44,2	F250
8	37,1	F150
9	33,7	F150

Разрушение бетонных образцов при испытании происходило по зоне контакта: цементный камень – заполнитель. Бетон разрушался от поперечного растяжения.

По результатам испытаний на прочность при сжатии составов 4-6 можно сделать вывод, что в составах, где в качестве крупного заполнителя использовался гранитный щебень и щебень из гравия, класс бетона соответствует классу С20/25. На крупном заполнителе из гравия класс бетона приближается к классу С18/22,5. Отличие в прочности бетонных образцов составов 7-9 значительно. Если прочность бетона состава №7 соответствует классу С25/30–С28/35, то в составах 8 и 9 – С22/27,5 и С20/25 соответственно. Бетон

разрушался от сквозных трещин, пронизывающих как цементный камень, так и заполнители.

Морозостойкость бетона составов 1-3 соответствует марке F75. Морозостойкость для состава 4 соответствует марке F150; и для составов 5-6 – F100, что значительно расширяет возможность использования гравия и щебня из гравия для бетонов, где предъявляются требования по морозостойкости от F25 до F100 включительно. Морозостойкость состава 7 (F250) выше морозостойкости составов 8 и 9 на две марки F150 (табл. 3).

Снижение морозостойкости бетона на гравии, в первую очередь связано с наличием слабых зерен в гравии и окатанной формой зерен гравия, что «облегчает» прохождение воды сквозь тело бетона в зоне контакта заполнителя и растворной части и в конечном итоге приводит к разрушению бетонных образцов.

Учитывая различную стоимость щебня из гравия и гравия производства ОАО «Нерудпром» и гранитного щебня производства РУП «Гранит», использование их в строительстве является экономически целесообразным. Расчет себестоимости бетонной смеси составов 1-15 (табл. 1) проводился исходя из отпускной стоимости «франко-склад» материалов. Проведя анализ себестоимости различных составов бетонной смеси, можно сделать заключение, что на всех составах бетона (с низким расходом – 230 кг цемента на 1 м³ бетонной смеси и с высоким расходом – в 460 кг цемента на 1 м³ бетонной смеси) на щебне из гравия на 10-18% ниже, чем себестоимость бетонной смеси на гранитном щебне. Себестоимость бетонной смеси на гравии на 20-28% ниже, чем себестоимость бетонной смеси на гранитном щебне. При повышении расхода мелкого заполнителя в бетонной смеси уменьшается расход щебня и гравия. Соответственно уменьшается и разница в себестоимости бетонной смеси. И, тем не менее, на щебне из гравия стоимость ниже на 12%, а на гравии – на 32% ниже, чем на гранитном щебне (составы 10-12).

Для достижения одинаковой прочности бетона на различных видах крупного заполнения были запроектированы составы бетонной смеси 13-15 (табл. 1). При этом увеличение расхода цемента составило на щебне из гравия 20 кг/м³, а на гравии – 45 кг/м³ в сравнении с гранитным щебнем. Себестоимость бетонной смеси оказалась ниже на щебне из гравия на 8,7%, а на гравии – на 9,3%. Из этого следует, что для достижения одинаковой проектной прочности бетона

за счет увеличения расхода цемента можно получить экономию себестоимости продукции до 10%. Учитывая в расчетах себестоимость бетонной смеси затраты на транспортные расходы, экономические показатели увеличиваются на 5-20% в зависимости от расстояния перевозки.

Отказ предприятиями-производителями строительной индустрии от применения в качестве крупного заполнителя в бетонной смеси щебня из гравия и гравия является неоправданным и экономически нецелесообразным.

Выводы. На основании проведенных исследований можно сделать следующие выводы:

1. Щебень из гравия и гравий удовлетворяют требованиям ГОСТ 8267-93 и соответствуют СТБ 1544-2005 для применения его в качестве крупного заполнителя для производства тяжелого бетона.

2. Применение гравия в качестве крупного заполнителя оправдано в низкомарочных бетонах с прочностью на сжатие до класса С12/15, где не предъявляются требования по морозостойкости и водонепроницаемости. Допустимо использование гравия в бетонах классов С18/22–С20/25 с требованиями к бетону марок F100 и W4.

3. В качестве крупного заполнителя щебень из гравия целесообразно применять в бетонах с прочностью до класса С20/25 с требованиями к бетону марок F100 и W4, допустимо использование в бетонах с прочностью на сжатие до класса С20/25–С22/27,5 с требованиями к бетону F150 и W6.

4. Себестоимость 1 м³ бетонной смеси на щебне из гравия на 10-18%, на гравии – на 20-32% ниже, чем себестоимость бетонной смеси на гранитном щебне.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Ицкович, С.М. Технология заполнителей для бетона / С.М. Ицкович, Л.Д. Чумаков, Ю.М. Баженов // М.: Высшая школа. 1991. – 271 с.

2. Бабкин, Л.Н. Влияние однородности зернового состава крупных заполнителей на прочность бетона. – Бетон и железобетон. 1991. №1. – с. 32-33.

3. Гордон, С.С. Структура и свойства тяжелых бетонов на различных заполнителях. – М.: Стройиздат. 1969. – 95 с.

4. Добшиц, Л.М. Определение морозостойкости крупного заполнителя для тяжелых бетонов / И. И. Магомедэминов, Л. М. Добшиц // Бетон и железобетон. 2012. №4. – с. 16-19.
5. Загер, И.Ю. Сравнительная оценка продуктов дробления горных пород месторождения нерудных материалов Ямало-Ненецкого Автономного округа / И. Ю. Загер, Л. Н. Андропова // Строительные материалы, 2011. – №5. – с. 84-86.
6. Старчуков, Д.С. Бетоны ускоренного твердения с добавками твердых веществ неорганической природы. – Бетон и железобетон. 2011. №14. – с. 22-24.

УДК 691.327:53

ИССЛЕДОВАНИЕ БЕТОННОЙ СМЕСИ И ТЯЖЕЛОГО БЕТОНА, МОДИФИЦИРОВАННОГО НАНОДОБАВКАМИ (ГИДРОТЕРМАЛЬНЫМ НАНОКРЕМНЕЗЕМОМ И МНОГОСЛОЙНЫМИ УГЛЕРОДНЫМИ НАНОТРУБКАМИ)

ПОЛОНИНА Е. Н., ЛЕОНОВИЧ С. Н., БУДРЕВИЧ Н. А.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Статья посвящена проблеме модифицированного бетона, а именно проблеме высококачественного бетона (высокопрочного бетона). Для придания бетона определенных свойств используют комплекс различных химических и минеральных добавок.

В первую очередь идет речь о новой добавке, которая включает в себя два наноразмерных материала – золь нанокремнезема и многослойные углеродные нанотрубки.

Исследование состояло из 4-х этапов:

1. Исследование золя нанокремнезема на прочность тяжелого бетона.
2. Исследование золя нанокремнезема совместно с суперпластификатором на прочность тяжелого бетона.
3. Исследование многослойных углеродных нанотрубок совместно с суперпластификатором на прочность тяжелого бетона.

4. Исследование комплексной добавки, содержащей в себе золь нанокремнезема, многослойные углеродные нанотрубки и суперпластификатор на прочность тяжелого бетона.

I шаг. Исследование влияния золя нанокремнезема на прочностные характеристики тяжелого бетона

Золь нанокремнезема или наносилика (рис. 1, 2), результат вулканического геотермального действия на Камчатке в Российской Федерации (жидкая фаза гидротермальных теплоносителей скважин Мунтовских геотермальных электрических станций. Кремнезем образуется в природном растворе из молекул ортокремниевой кислоты в результате ее химического взаимодействия с алюмосиликатными минералами пород в недрах гидротермальных месторождений. При подъеме раствора на поверхность по продуктивным скважинам и снижении температуры раствор становится перенасыщенным и в нем происходят поликонденсация и нуклиация молекул ОКК, приводящие к формированию сферических наночастиц кремнезема диаметров 5-100 нм).



Рис. 1. Золь нанокремнезема

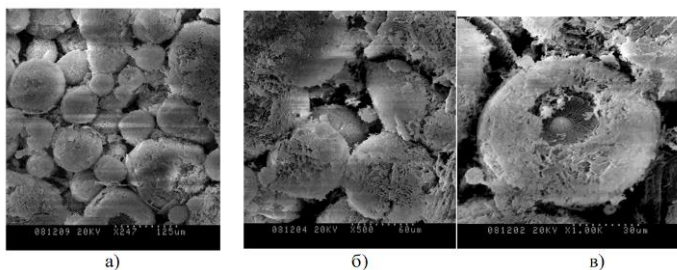


Рис. 2. Снимки криогранул золя, полученные на сканирующем электронном микроскопе

Исследования золя нанокремнезема могут быть очень перспективными, т.к. он может использоваться взамен микрокремнезема с промышленных предприятий. Это огромная природная база воспроизводства этого материала.

Оценивание производилось по средней прочности бетона на сжатие. Испытания проводились в возрасте 1-х, 7, 14 и 28 суток (рис. 3).

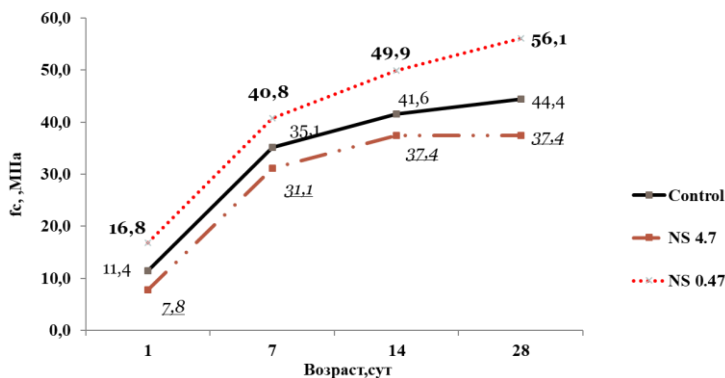


Рис. 3. Влияние концентрации золя нанокремнезема на прочностные характеристики тяжелого бетона

Полученные данные показали, что при содержании золя нанокремнезема SiO_2 в количестве 0.1 мас. % по цементу (NS 0.47) приращение прочности при сжатии по сравнению с контрольным образцом (Control) составило на первые сутки – +50%, на 28-е – + 26 % (рис. 3).

При этом выявлено, что увеличение концентрации данной нанодобавки NS 4.7 приводит к понижению прочности в 1.2 раза, что говорит о целесообразности использования суперпластификатора (SP) в данной системе.

II шаг. Исследование влияния действия суперпластификатора отдельно и совместно с золом нанокремнезема на прочностные характеристики тяжелого бетона

Испытания пластифицирующей добавки, включающей золь нанокремнезема в паре с суперпластификатором, были проведены при значениях В/Ц от 0.2 до 0.3 (рис. 4).



Рис. 4. Испытания пластифицирующей добавки

Добавка, содержащая золь нанокремнезема с концентрацией твердого SiO_2 равной 0.47 г/кг, вводимого в суперпластификатор в количествах 8, 4 и 1 г/т при определении прочности на сжатии показала лучший результат 73.7 МПа при вводе твердого SiO_2 4г на 1т суперпластификатора.

При этом ввод золя нанокремнезема увеличил прочность бетона до 45% по сравнению с бетоном содержащего только суперпластификатор и до 65% по сравнению с контрольным образцом (рис. 5).

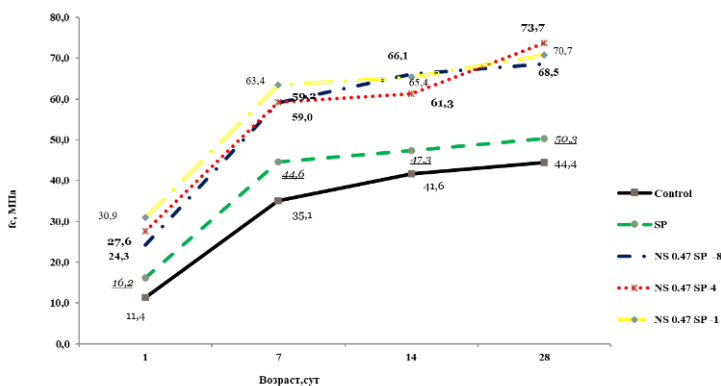


Рис. 5. Влияние действия суперпластификатора отдельно и совместно с золом нанокремнезема на прочностные характеристики тяжелого бетона

III шаг. Исследование влияния действия суперпластификатора совместно с многослойными углеродными нанотрубками на прочностные характеристики тяжелого бетона

Исследование влияния действия суперпластификатора совместно с многослойными углеродными нанотрубками под торговой маркой ART-CONSTRIT осуществлялось в аккредитованной строительной лаборатории Генподрядчика по строительству Белорусской Атомной Электростанции (БелАЭС). Разработчиком добавки является академик Жданок Сергей Александрович.

VI шаг. Исследование влияния комплексной добавки на прочностные характеристики тяжелого бетона

Влияние комплексной добавки (рис. 6), содержащей МУНТ(MLCNT), золь нанокремнезема (NS) и суперпластификатор (SP) на прочностные характеристики бетона представлены на рис. 7.



Рис. 6.

Прочность на сжатие образцов тяжелого бетона, улучшенная комплексной нанодисперстной системой, составила 78.7 МПа, что превышает прочность образца, содержащего добавку МУНТ в паре с суперпластификатором на 37%.

Таким образом получена комплексная нанодисперсная система включающая многослойные углеродные нанотрубки, золь нанокремнезема и суперпластификатор, которая эффективно влияет на структуру тяжелого бетона создавая при этом синергетический эффект.

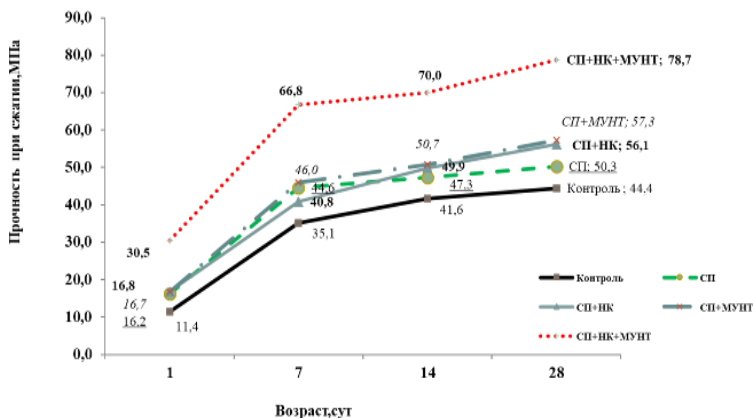


Рис. 7. Влияние комплексной добавки на прочностные характеристики тяжелого бетона

Можно предположить, что механизм действия представленной комплексной добавки, заключается в следующем: введение в цементную систему нанокремнезема приводит к плотности упаковки частиц системы, а при введении еще меньшего по размеру нанокремнезема создаются дополнительные центры кристаллизации гидратных новообразований. Следовательно, нанокремнезем выступает в качестве нанонаполнителя данной системы, который активнее влияет на концентрацию Ca^{2+} и OH^- и уменьшает количество пор.

На основе анализа результатов испытаний можно заключить, что комплексная нанодисперсная система, включающая многослойные углеродные нанотрубки, нанокремнезем и суперпластификатор, способствует сближению частиц, уплотнению структуры и формированию контактов срастания, что эффективно влияет на структуру тяжелого бетона. Таким образом данный эффект достигается путем направленной структурной модификации основных компонентов цементного камня - гидросиликатов кальция относительно композиции и морфологии новообразований.

ОЦЕНКА ВЛИЯНИЯ УГЛЕРОДНОГО НАНОВЕЩЕСТВА НА КОРРОЗИОННОЕ СОСТОЯНИЕ СТАЛЬНОЙ АРМАТУРЫ В ТЯЖЕЛЫХ КОНСТРУКЦИОННЫХ БЕТОНАХ

РЯБЧИКОВ П. В., ЯКИМОВИЧ В. Д., КОВШАР С. Н.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Коррозия стали в бетоне строительных конструкций не допускается, поскольку ее развитие приводит к уменьшению площади сечения арматуры и вызывает появление трещин в бетоне, снижение жесткости и несущей способности конструкций, которые не могут быть учтены расчетом. Начавшийся процесс коррозии арматуры приостановить очень трудно.

Стойкость железобетонных конструкций в условиях агрессивного воздействия предопределяется надежностью совместной работы арматуры с бетоном. Защитное действие бетона по отношению к арматуре определяется способностью цементного камня пассивировать поверхность арматуры. Нарушение прочного контакта (сцепления) арматуры и бетона, даже частичное, может способствовать развитию ее электрохимической коррозии.

Для проявления электрохимической коррозии арматуры необходимы: разность потенциалов на различных участках стержня; электрохимическая связь между участками поверхности стержня с разными потенциалами; наличие кислорода или иных «ионов-окислителей»; активное состояние металла на поверхности арматуры.

Поскольку арматурные стали вследствие особенностей состава и технологии их переработки имеют неоднородную структуру, при активном состоянии даже отдельных участков поверхности арматурных стержней возникает разность потенциалов.

Электрохимические связи между отдельными участками поверхности арматурных стержней в бетоне обусловлены тем, что бетон как капиллярно-пористое тело почти всегда содержит, кроме химически связанной, физически связанную воду, которая может служить электролитом — проводником тока между анодными и катодными участ-

ками поверхности. Содержание воды в бетоне зависит от относительной влажности окружающей среды. При 100%-ной относительной влажности среды поры бетона почти полностью насыщаются водой, а по мере ее снижения водосодержание бетона падает.

Существует некоторая критическая влажность воздуха (примерно 60%), ниже которой пленки физически связанной воды не являются сплошными и не могут связывать анодные и катодные участки поверхности арматурных стержней. Для бетона, содержащего гигроскопические вещества типа хлористых солей, критическая относительная влажность среды меньше.

Сравнительно легкий доступ кислорода к поверхности арматурных стержней в бетоне обусловлен пористостью цементного камня. Вместе с тем доступ кислорода прекращается при почти полном насыщении пор бетона водой. В бетонах с В/Ц менее 0,5 коррозия арматуры при относительной влажности окружающей среды выше 80...85% идет менее интенсивно именно вследствие недостатка кислорода.

Качественное уплотнение бетона, создание защитного слоя необходимой толщины являются лучшими средствами защиты арматуры от коррозии. При этом обеспечиваемая бетоном высокая степень щелочность воды в порах и капиллярах способствует пассивации поверхностных слоев арматурных стержней.

Пассивация поверхностных слоев арматурных стержней обеспечивается при определенном содержании гидрата окиси кальция в жидкости пор цементного камня, характеризующимся показателем pH в бетоне или растворе не ниже 11,8. Показатель pH в бетонах может меняться в зависимости от ряда факторов.

Водородный показатель pH твердеющего цементного камня зависит от вида цемента, содержания воды в цементном тесте, условий твердения, возраста цементного камня и вида добавок. В процессе твердения цементного камня его pH изменяется. Так, например, у камня из клинкерного портландцемента стандартного помола (тесто нормальной густоты) в суточном возрасте $\text{pH}=12,6$, а к 90-суточному возрасту он повышается до 13,8.

Камень из быстротвердеющего портландцемента (более тонко измолотого) в суточном возрасте имеет $\text{pH}=12,8$, а к 90-суточному возрасту — до 13,8 и может снижаться со временем. При наличии минеральных добавок в цементе показатель pH возрастает до

определенного возраста цементного камня, а далее снижается. Так, у цементного камня из, шлакопортландцемента рост показателя рН происходит примерно в первые трое суток твердения, а далее он стабилизируется, что объясняется связыванием $\text{Ca}(\text{OH})_2$ активной минеральной добавкой. Наибольший показатель рН имеет цементный камень, твердевший в воде.

Водородный показатель цементного камня характеризует концентрацию ионов, в данном случае щелочных (OH^-), и, следовательно, зависит от В/Ц исходного теста. У клинкерного портландцементного камня суточного возраста с изменением содержания воды при затворении от $K_{\text{нг}}$ до 1,65 $K_{\text{нг}}$ показатель рН возрастает с 12,6 до 12,9, а при использовании быстротвердеющего портландцемента — с 12,8 до 12,9.

Такое изменение водородного показателя цементного камня на быстротвердеющем цементе обусловлено повышенной водопотребностью такого цемента вследствие большей его дисперсности, но (как уже отмечалось) имеет тенденцию к снижению во времени из-за прекращения гидратации цемента.

Показатель рН цементного камня и бетона зависит и от условий их твердения. При пропарке значительно увеличивается концентрация ионов OH^- независимо от В/Ц теста и режима пропарки. Объяснить это можно было бы уменьшением содержания воды в цементном камне при пропарке. Однако в процессе пропарки происходит не только удаление воды, но и появляются кристаллогидраты новообразований, а следовательно, уменьшается содержание гелеобразной составляющей цементного камня, которое предопределяет рН. Этим, по-видимому, можно объяснить и большее значение рН цементного камня на шлакопортландцементе, твердевшего в воде. В этом случае подсос воды из окружающей среды способствует развитию процессов гидратации в глубь зерен цемента.

Увеличение концентрации ионов OH^- в пропариваемом цементном камне обуславливает резкое повышение рН. Так, например, в цементном камне на чистоклинкерном цементе значение рН приближается к максимально возможному — 14, которое при нормальном твердении цементного камня наблюдается лишь в 90-суточном его возрасте.

Предварительная выдержка перед пропаркой цементного камня с В/Ц от $K_{\text{нг}}$ до 1,4 $K_{\text{нг}}$, практически не отражается на показателе рН

его среды. При В/Ц, равном 1,65 $K_{нт}$ показатель рН с ростом продолжительности выдержки перед пропаркой значительно возрастает.

Для надежной защиты арматуры в бетоне необходимо, чтобы щелочность среды бетона, оцениваемая водородным показателем рН, была не ниже 11,8. При меньших значениях рН возможна коррозия арматуры в бетоне.

Обычная бетонная смесь на портландцементе после затворения водой содержит насыщенный раствор гидрата окиси кальция, что обеспечивает рН смеси не менее 12,6, а по мере твердения бетона — 13,5...13,8. В обычном бетоне нормального твердения содержание гидрата окиси кальция составляет 10...15% от массы цемента и может пополняться за счет гидратации не полностью прогидратированных зерен цемента (в обычном бетоне степень гидратации цемента примерно 70...75%). Понижение рН среды в бетоне наблюдается при уменьшении концентрации $Ca(OH)_2$ вследствие выщелачивания его проточной водой или в случаях использования активных минеральных добавок. Вместе с тем в поверхностных (защитных) слоях бетона может наблюдаться снижение щелочности среды вследствие нейтрализации $Ca(OH)_2$ кислотными жидкостями и газами (карбонизации), что создает опасность коррозии арматуры.

Для оценки влияния углеродных наноматериалов (УНМ) на коррозионное состояние стали в бетоне в их присутствии, а также на защитные свойства бетона по отношению к стальной арматуре в агрессивной солевой среде, использовали бетон составов №№1-5 таблицы 1, в который вводили разное количество добавки УНМ: от 0 до 0,15 % от массы цемента.

В этих экспериментах использовали наиболее эффективный вид УНМ, определенный на предыдущих этапах работы [1-3]—УНМ-1, предоставляемый «ИТМО» НАН Беларуси.

Развитие реакций клинкерных минералов цемента с водой энергетически неоднородно. В частности, гидролизно-гидратационный, первичный этап этих реакций, протекает с выделением теплоты. Образование же новых фаз, в виде кристаллогидратов алюминатов, ферритов и основных (как по общему объему, так по определяющему влиянию на прочность цементного камня) — кристаллогидратов силикатной группы ($nCaO \cdot mSiO_2 \cdot pH_2O$), требует затрат энергии от реагирующей системы «цемент-вода». Оба этих процесса (после относительно короткого индукционного (подготовительного) пери-

ода, длящегося обычно 1 – 3 ч идут параллельно, накладываясь друг на друга.

Введение в реагирующую систему цементного теста энергетически активного вещества УНМ, которое содержит значительное количество элементарных составляющих в виде отдельных ультрадисперсных элементов, одностенных и многостенных трубок, коротких волокон, характеризующегося значительным потенциалом поверхности, который сконцентрирован, сосредоточен в малых, по существу – нанообъемах [4], способствует ускоренному возникновению кристаллогидратов в твердеющей системе.

Как следствие, из-за смещения некоторого равновесия в протекающих реакциях цемента с водой, глубже и активнее развиваются гидролизно-гидратационные процессы, с образованием в итоге большего количества кристаллогидратных новообразований в присутствии УНМ. В этом случае эффект ускорения «провоцируют» собственно частицы УНМ, являясь своеобразной физико-энергетической подложкой-затравкой [5], понижающей энергетический порог работы, которую необходимо затратить реагирующей системе «цемент-вода» на образование отдельных кристаллогидратов и последующее формирование их множества в виде спонтанно-организующейся структуры.

Такое вмешательство в процесс формирования образующейся пространственной структуры кристаллогидратов способствует росту плотности и прочности цементного камня и бетона на его основе, что, в свою очередь, может положительно сказаться на защитных свойствах бетона по отношению к стальной арматуре.

Основными задачами данных исследований являлись на первом этапе – выявление возможного влияния вещества углеродной нанодобавки на сохранность стальной арматуры в тяжелом бетоне, а затем – оценка защитных свойств бетона по отношению к стальной арматуре при внешней агрессии среды.

Для достижения поставленной цели был проведен комплекс исследований о возможном коррозионном воздействии добавок УНМ на арматуру в бетоне по методике СТБ 1168-99 [6] по «направлению 1» при разовом насыщении бетона водой с последующим «снятием» поляризационных кривых, так и при циклическом насыщении-высушивании (при насыщении в 5 % растворе NaCl).

Физико-химическая сущность исследований заключается в том, что под влиянием положительного потенциала, приложенного к арматуре, побуждается движение отрицательно заряженных ионов (находящихся в жидкости, заполняющей поры насыщенного водой бетона) к арматуре. Чем больше свободных (не связанных) отрицательно заряженных ионов в жидкой фазе, тем сильнее ток и его плотность, приходящаяся на единицу площади стального стержня, и тем значительнее опасность коррозии арматуры в бетоне.

Методика изготовления образцов.

Составы бетона по таблице 1. Подвижность бетонной смеси составила 5 – 7 см (П2). Вода затворения – питьевая вода.

В качестве арматуры использовали стержни $\varnothing = 10$ мм из стали Ст. 3, которые были очищены, отшлифованы и обезжирены ацетоном и забетонированы по центральной оси образцов в соответствии с СТБ 1168-99. Изготавливали по 2 партии образцов (при 3-х образцах в партии) по каждому испытанию для каждого состава бетона.

Образцы твердели 28 сут. в нормально-влажностных условиях.

Методика одноциклических испытаний.

В соответствии с положениями стандарта [6] при испытаниях по «направлению 1» образцы партии № 1 насыщали питьевой водой до постоянной массы, затем образец помещали в сосуд испытательной установки, заполненный водой.

Сущность дальнейших электрохимических испытаний заключалась в получении данных для построения анодной поляризационной кривой. Для этого выявляли (для каждого образца поочередно) величину установившегося потенциала (отрицательного) стальной арматуры. Затем ее поляризовали от величины выявленного: $E_{уст.}$, мВ, до потенциала «+1000 мВ», в течение - 60 мин и ступенчато (через каждые 100 мВ) регистрировали величину силы тока.

По окончании процесса поляризации измеряли омическое сопротивление между рабочим электродом и электродом сравнения для определения поправки к величине потенциала стальной арматуры.

После обработки полученных данных строили анодные поляризационные графики.

Методика циклических испытаний.

При контроле коррозионного состояния стальной арматуры под действием внешней агрессивной среды путем циклических испыта-

ний армированные образцы подвергали 20 циклам (по [6]– достаточно 10 циклов) попеременного насыщения в растворе соли (5 % раствор NaCl) и высушивания, после чего (в насыщенном состоянии) проводили электрохимические испытания по ранее изложенной методике. При каждом цикле «насыщение-высушивание» водонасыщение образцов вели 24 часа и высушивали их за 24ч при температуре 40 ± 5 °C.

Для испытаний готовили 2 партии образцов. Вначале испытывали одну из них и сравнивали полученные данные с ранее полученными данными, при однократном цикле испытаний. Если по результатам циклических испытаний не произошло ухудшение показателей коррозионного состояния арматуры или произошло явное ухудшение их относительно установленных при одноциклическом насыщении бетона, можно сделать итоговый вывод на основе результатов циклических испытаний первой партии образцов. Если ситуация неустойчива и данные противоречивы, может оказаться необходимым циклическое испытание второй партии образцов для подтверждения влияния добавки УНМ на защитную способность бетона по отношению к стальной арматуре в железобетоне.

Оценка влияния нанодобавки на коррозию арматуры при одноциклических испытаниях.

На рисунках №№ 1–3 частично приведены экспериментальные данные исследований коррозионного состояния стальной арматуры в бетоне, не содержащем нанодобавки (рисунок 1) и с нанодобавкой (рис. 2 и 3).

Результаты анализа поляризационных кривых одноциклических электрохимических испытаний, приведены в таблице 1. На их основании можно сделать однозначный вывод о том, что введение нанодобавок УНМ в бетон не оказывает активирующего воздействия на стальную арматуру в бетоне и не вызывает изменений ее коррозионного состояния в сравнении с бетоном на чистоклинкерном цементе (Д0) и может применяться в железобетонных изделиях и конструкциях без ограничений.

Таблица 1

**Результаты одноциклических испытаний (водная среда)
и после 20 циклов**

в 5 % растворе NaCl в зависимости от дозировки УНМ

№ сос- тава	Характеристики бетона				Состояние арматуры
	Ц	Щ	П	Добавка УНМ-1, % от МЦ	
А. Одноциклические испытания					
1	350	1125	750	0	Устойчивое пассивное состояние стали
2	350	1125	750	0,025	Устойчивое пассивное состояние стали
3	350	1125	750	0,05	Устойчивое пассивное состояние стали
4	350	1125	750	0,075	Устойчивое пассивное состояние стали
5	350	1125	750	0,1	Устойчивое пассивное состояние стали
6	350	1125	750	0,15	Устойчивое пассивное состояние стали
Б. После 20 циклов насыщения-высушивания					
1.1	350	1125	750	0	Устойчивое пассивное состояние стали
2.1	350	1125	750	0,025	Устойчивое пассивное состояние стали
3.1	350	1125	750	0,05	Устойчивое пассивное состояние стали
4.1	350	1125	750	0,075	Устойчивое пассивное состояние стали
5.1	350	1125	750	0,1	Устойчивое пассивное состояние стали
6.1	350	1125	750	0,15	Устойчивое пассивное состояние стали

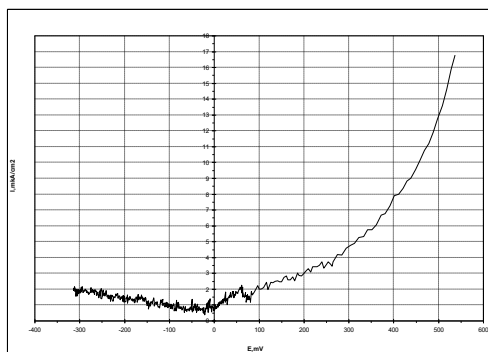


Рис. 1. Поляризационная кривая образца состава № 1 (водная среда)

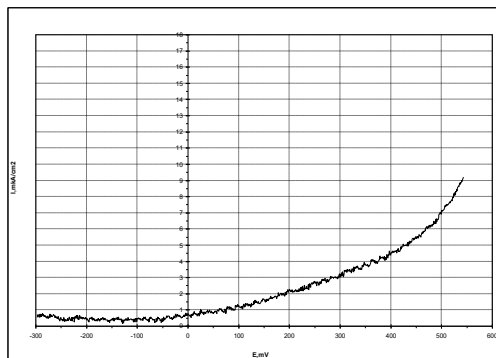


Рис. 2. Поляризационная кривая образца состава № 3 (водная среда)

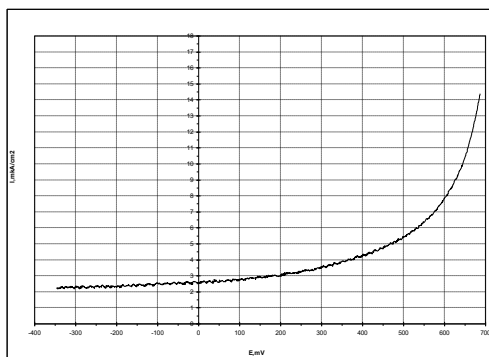


Рис. 3. Поляризационная кривая образца состава № 5 (водная среда)

Оценка влияния нанодобавки на защитные свойства бетона и коррозию арматуры при циклических испытаниях.

На рис. 4 – 6 приведены экспериментальные данные исследований коррозионного состояния стальной арматуры в бетоне (без рисунков 4 и с нанодобавкой) при циклических испытаниях (насыщение в 5 % растворе NaCl-высушивание).

Оценка влияния нанодобавки на защитную способность бетона по отношению к стальной арматуре при внешней агрессии хлоридов (насыщение в 5-% растворе NaCl) отражается данными рис. №№ 4–6 и таблицы 1, где обобщенно представлены результаты циклических испытаний из которых следует, что введение в цемент нанодобавки не вызывает изменений в защитной способности бетона по отношению к стальной арматуре, включая исследования в динамике процесса воздействия от «0» до «20» циклов.

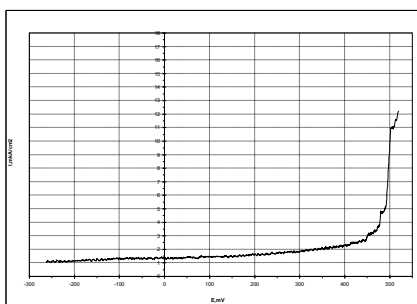


Рис. 4. Поляризационная кривая образца состава № 1.1 (5% раствор NaCl)

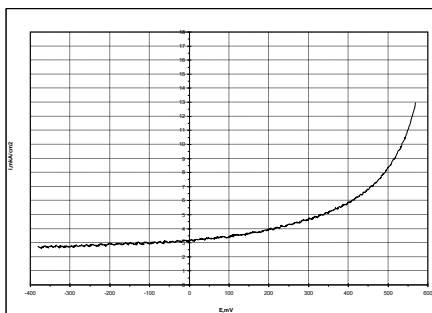


Рис. 5. Поляризационная кривая образца состава № 3.1 (5% раствор NaCl)

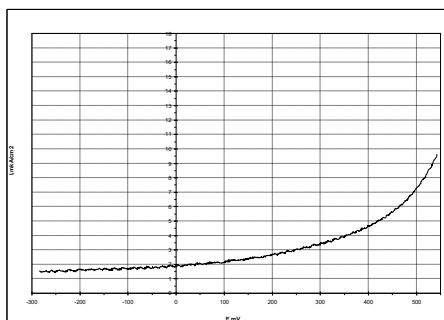


Рис. 6. Поляризационная кривая образца состава № 5.1 (5% раствор NaCl)

Выводы. На основании проведенных исследований можно сделать однозначный вывод о том, что нанодобавка не оказывает активирующего воздействия на стальную арматуру в бетоне и не вызывает изменений ее коррозионного состояния, в сравнении с бетоном на чистоклинкерном цементе (Д0) и может применяться в железобетонных изделиях и конструкциях без ограничений. Очевидно, что сталь в бетоне с 3-х кратным превышением дозировки УНМ (0,15 % от МЦ) над рекомендуемой ($\sim 0,05$ % от МЦ) [2] «не реагирует» на эти изменения. Анодные поляризационные кривые характеризуются общими закономерностями изменения и величиной плотности тока $i < 5$ мКА/см² при потенциале «+300, мВ» во всех случаях, т.е. как для бетона без УНМ, так и при его наличии в количестве (0,025...0,15) % от МЦ. Это свидетельствует о возможности применения УНМ при любых практикуемых вариантах армирования железобетонных конструкций, включая армирование стержневой арматурой, проволокой и сортаментом арматуры на ее основе (канаты, пряди, пучки, отдельные арматурные элементы из проволоки) без и при наличии преднапряженной арматуры.

Оценка влияния нанодобавки на защитную способность бетона по отношению к стальной арматуре при внешней агрессии хлоридов (насыщение в 5 % растворе NaCl) показала, что введение в бетон нанодобавки не вызывает существенных изменений в его защитной способности по отношению к стальной арматуре, включая исследования в динамике процесса воздействия от «0» до «20» циклов.

Очевидно, что вещественный состав УНМ не содержит ионов-окислителей, способных вызвать коррозию стали. А повышение

плотности бетона при введении УНМ способствует снижению его проницаемости и повышению защитной способности при воздействии внешней агрессивной эксплуатационной (или испытательной) среды, что подтверждает практическое отсутствие реакции стали на внешнее воздействие хлор-ионов при циклических испытаниях образцов.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Батяновский, Э. И. Теоретические предпосылки и эффективность использования углеродных наноматериалов в цементном бетоне / Э. И. Батяновский, П. В. Рябчиков, В. Д. Якимович // Проблемы современного бетона и железобетона: сб. тр. в 2 ч. Ч. 2 Технология бетона / редкол.: М. Ф. Марковский (гл. ред.) [и др.]. – Минск, 2009. – С. 100–117.
2. Батяновский, Э. И. Влияние углеродных наноматериалов на свойства цемента и цементного камня / Э. И. Батяновский, А. В. Крауклис, П. П. Самцов, П. В. Рябчиков, П.П.Самцов // Строительная наука и техника. – 2010. – № 1–2 (28–29). – С. 3–10.
3. Батяновский, Э. И. Особенности технологии бетона прочностью 100-150 МПа с углеродными наноматериалами / Э. И. Батяновский, В. Д. Якимович, П. В. Рябчиков// Строительная наука и техника. – 2012. – № 2 (41). – С. 59–66.
4. Елецкий, А.В. Углеродные нанотрубки/ А.В. Елецкий // Успехи физических наук. - 1997. - Т. 167, № 9. - С. 945 - 972.
5. Линников, О.Д. Закономерности кристаллизации неорганических солей из водных растворов: дис. докт. химич.наук: 02.00.04/ О.Д. Линников. –Екатеринбург, 2011. – С.32–46 (469 с.).
6. Методы контроля коррозионного состояния стальной арматуры в бетоне и защитных свойств бетона: СТБ 1168-99 Бетоны. – Введ. 01.01.2000. – Минск: Министерство архитектуры и строительства РБ, 1999. – 23 с.

**МНОГОУРОВНЕВАЯ СТРУКТУРА БЕТОНА:
АНАЛИЗ И КЛАССИФИКАЦИЯ УРОВНЕЙ ОРГАНИЗАЦИИ
СТРУКТУРЫ КОНГЛОМЕРАТНЫХ СТРОИТЕЛЬНЫХ
КОМПОЗИТОВ**

САДОВСКАЯ Е. А., ПОЛОНИНА Е. Н., ЛЕОНОВИЧ С. Н.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

В технологии строительных композитов (бетонов) основы структурного подхода заложены трудами отечественных и зарубежных классиков науки о строительных материалах: И.Н. Ахвердов, Н.А. Белелюбского, Н.А. Житкевича, И.Г. Малюги, Н.А. Попова, Б.Г. Скрамтаева, В.Н. Юнга, В.В. Михайлова, Ф.М. Иванова, Е. Фрейсине, и др., которые свидетельствуют, что «структурный подход» всегда считался необходимым условием построения теории материаловедения и развития технологии [1].

Первыми крупными работами по проблеме структуры бетонов были монографии В.В.Михайлова «Элементы теории структуры бетонов (1941 г.) Б.Г. Скрамтаева «Теория прочности бетона и новые виды бетонов» (1934 г.), «Исследование прочности бетона и пластичности бетонной смеси» (1936 г.), В.Н. Юнга «Введение в технологию цемента» (1938 г.).

В.В. Михайлов утверждал, что бетон «...представляет собой трехфазную систему, состоящую из конгломератной твердой фазы (заполнитель и цементный камень), жидкой фазы (вода) и газообразной (воздух)».

В.Н. Юнг своими исследованиями рассматривал структуру бетона по ее масштабным уровням, где цементный камень назывался «микробетоном» и характеризовался в форме «сложной конструкции» из продуктов гидратации и остаточных зерен цемента.

А.Е. Шейкин исследовал элементы структуры на уровне продуктов гидратации цемента и ввел характеристический показатель этих продуктов по соотношению абсолютных объемов кристаллического роста и гелем в единице объема новообразований.

Все это подтверждает, что «структурный подход» всегда считался определяющим условием построения теории бетонов и развития их технологии. Сегодня можно говорить о явной тенденции формирования обобщенного учения о структуре бетонов.

Эти представления формировались исходя из изучения взаимосвязи структуры и сопротивления материала механическому разрушению, его деформируемости, стойкости, на основе чего создаются основы обобщенного учения о структуре бетонов, синтезируя накопившиеся знания о структуре с дальнейшим их расширением и углублением, что является научной базой для решения прикладных задач оптимального управления технологией и качеством получаемых строительных материалов.

Основы формирования обобщенного учения заложены фундаментальными трудами И.Н. Ахвердова, Ю.М. Баженова, А.В. Волженского, Ф.М. Иванова, К.Г. Красильникова, О.П. Мчедлова-Петросяна, П.А. Ребиндера, Пауэрса Т., Тейлора Х.Ф.У. о строении цементирующих веществ и цементного камня; исследованиями Г.И. Горчакова, А.Е. Шейкина, Коупленда Л.Э., Хельмута Р.А., и др. о поровом пространстве бетонов; работами И.Н. Ахвердова, Ю.М. Баженова, С.С. Гордона, А.Е. Десова, Г.Н. Горчакова, А.И. Рыбьева, В.И. Соломатова, и др. о структуре бетона как композиционного материала.

Первый подход связан с характеристикой составных частей материала, а второй – с оценкой организации его строения. Составные части бетона технологически раскрываются как твердая, жидкая и газообразная его фазы или как цементный камень, кристаллический сросток и гель цементного камня, поры. Строение материала технологически отражается как бетон и микробетон, макро- и микро-структура или макро-, мезо- и микроструктура и т.п. При раскрытии строения материала эти подходы не применяются обособленно, а используются совместно, поскольку отражают структурные составляющие материала и особенности его построения из этих составляющих на всех его масштабных уровнях, что реализуется в работах В.В. Михайлова, В.Н. Юнга, А.Е. Шейкина, И.Н. Ахвердова, С.С. Гордона, Г.И. Горчакова, Ф.М. Иванова, А.В. Нехорошева, А.М. Подвального, В.Б. Ратинова, И.А. Рыбьева, В.И. Соломатова.

Ф.М. Иванов предложил (1969 г.) следующие уровни «сложности» структуры: 1) атомно-молекулярный; 2) первичных частиц –

микрокристаллов или аморфных частиц; 3) образований, состоящих из многих первичных частиц, и поровое пространство; 4) уровень элементов строительных конструкций, что обосновывал необходимостью учета взаимодействия элементов структуры между собой и с внешней средой [2, 3].

Первичным уровнем является атомно-молекулярный (субмикроскопический) уровень структуры бетона. Можно различить гидросиликаты кальция, незакристаллизованные частицы различного вида и химического состава. Между ними находится непрерывная система гелевых пор, которые могут быть сухими или заполненными жидкостью. Именно на молекулярном уровне проявляются такие свойства, как растворимость в воде, способность взаимодействовать с водой, реакционная способность по отношению к различным классам химических соединений, термическая стойкость, что определяет устойчивость бетона к агрессивной среде.

Второй уровень сложности – микроскопический. На этом уровне гидратированный цемент состоит из гидросиликатов кальция, других продуктов гидратации и непрогидратированных зерен цемента, содержит сеть пор, заполненных газами или жидкостями, характеризуется появлением поверхности раздела фаз на уровне первичных частиц - микрокристаллов или аморфных частиц. Величина поверхностной энергии частиц оказывает влияние на поведение их во внешней среде, и определяет адсорбционную способность поверхности, поведение при изменениях температуры и влажности, от чего зависит поведение его по отношению к жидкостям различной полярности и т.д.

На **третьем уровне** сложности возникают образования, состоящие из многих частиц (зерна песка, окруженные матрицей гидратированного цементного камня), и поровое пространство, которое характеризует одно из важнейших свойств бетона - пористость, что определяет способность бетона противостоять большинству климатических (замораживание-оттаивание, насыщение-высушивание и т.п.) и агрессивных воздействий.

Четвертый уровень сложности структуры (макроскопический) - уровень элементов конструкций и их поведение в агрессивных средах, где бетон включает крупные зерна каменного материала, окруженные растворной матрицей. Размеры конструкций, неравномерное поле напряжений ввиду различной скорости коррозии в различ-

ных частях конструкции, и неоднородности температурного поля и т.п. являются важнейшими факторами на этом уровне.

Таблица 1

«Расположение в пространстве отдельных первичных элементов и характеристики сил, соединяющих эти элементы» (по Ф.М. Иванову)

№	Название уровня	Состав уровня	Характеристика уровня
1	Субмикроскопический (атомно-молекулярный уровень)	Гидросиликаты кальция, незакристаллизованные частицы различного вида и химического состава, более или менее непрерывная система гелевых пор.	Растворимость в воде, способность взаимодействовать с водой, реакционная способность по отношению к различным классам химических соединений, термическая стойкость
2	Микроскопический (первичных частиц)	Гидросиликаты кальция, другие продукты гидратации, непрогидратированные зерна цемента, сеть пор.	Появление поверхности раздела фаз на уровне первичных частиц - микрокристаллов или аморфных частиц. Адсорбционная способность поверхности, поведение при изменениях температуры и влажности.
3	Уровень образований	Зерна песка, окруженные матрицей гидратированного цементного камня	Появляются образования, состоящие из многих частиц, и поровое пространство. Пористость, от которой во многом зависит способность бетона противостоять большинству климатических (замораживание и оттаивание, насыщение и высушивание и т.п.) и агрессивных воздействий.
4	Макроскопический (уровень элементов конструкций)	Крупные зерна каменного материала, окруженные матрицей раствора	Поведение в агрессивных средах - проявление таких факторов, как размеры конструкций, образование неравномерного поля напряжений из-за различной скорости коррозии в различных частях конструкции, из-за неоднородности температурного поля и т.п.

Субмикроскопический (атомно-молекулярный уровень)	Гидросиликаты кальция, незакристаллизованные частицы различного вида и химического состава, более или менее непрерывная система телесных пор.
Микроскопический (уровень первичных частиц)	Гидросиликаты кальция, другие продукты гидратации, негидратированные зерна цемента, сеть пор
Уровень образований	Зерна песка, окруженные матрицей гидратированного цементного камня
Макроскопический (уровень элементов конструкций)	Крупные зерна каменного материала, окруженные матрицей раствора

Рис. 1. Уровни сложности строения бетона [4]

В.Б. Ратинов и Т.И. Розенберг (1973 г.) развили представления Ф.М. Иванова, рекомендовав различать: 1) надмолекулярный уровень с размером частиц в интервале $10^{-9} \div 5 \cdot 10^{-9}$ м; 2) субмикроскопический уровень с размером частиц в пределах $5 \cdot 10^{-9} \div 10^{-7}$ м; 3) микроскопический уровень, отвечающий интервалу размера структурных элементов $10^{-7} \div 10^{-4}$ м; 4) макроскопический уровень с размером элементов структуры, превышающим 10^{-4} м. Выделенные масштабные уровни не связываются с функциональным назначением составных частей бетона, не показывается их взаимообусловленность, поэтому эта классификация представляется недостаточно систематичной. В каждый масштабный уровень входит большой набор элементов, введение количественных оценок параметров структуры на каждом масштабном уровне, поэтому представляется проблемным.

Таблица 2

Структура по В.Б. Ратинову и Т.И. Розенбергу

№	Название уровня	Состав уровня	Характеристика уровня
1	Надмолекулярный уровень	Частицы, отвечающие по размерам устойчивым трехмерным зародышам новообразований	$10^{-9} \div 5 \cdot 10^{-9}$ м
2	Субмикроскопический уровень	Основная масса гидратных новообразований, не полностью гидратированные зерна вяжущего вещества, значительная часть капилляров	$5 \cdot 10^{-9} \div 10^{-7}$ м
3	Микроскопический уровень	Частицы вяжущего вещества, некоторые новообразования, дефекты структуры в виде микротрещин, микрокапилляры	$10^{-7} \div 10^{-4}$ м
4	Макроскопический уровень	Крупные воздушные пузырьки, каверны, раковины	превышающим 10^{-4} м

Надмолекулярный уровень	10^{-9} $\div 5 \cdot 10^{-9}$ м	Включает частицы, отвечающие по размерам устойчивым трехмерным зародышам новообразований
Субмикроскопический уровень	$5 \cdot 10^{-9} \div 10^{-7}$ м	Попадает основная масса гидратных новообразований, не полностью гидратированные зерна вяжущего вещества, значительная часть капилляров
Микроскопический уровень	$10^{-7} \div 10^{-4}$ м	Частицы вяжущего вещества, некоторые новообразования, дефекты структуры в виде микротрещин, микрокапилляры капилляров
Макроскопический уровень	превышающий 10^{-4} м	Отнесены крупные воздушные пузырьки, каверны, раковины

Рис. 2. Уровни сложности строения бетона

А.М. Подвальный рассматривает (1973 г.) бетон «как двухфазный материал и из упруго-пластической матрицы (вяжущего), с включениями зерен заполнителя, связанные с матрицей по поверхности контакта» и предлагает исследовать строение бетона на трех структурных уровнях: на уровне цементного камня (в виде системы гидратированной массы цемента с включениями непрореагировавших зерен клинкера), цементно-песчаного раствора (системы цементного камня с включениями мелкого заполнителя) и собственно бетона (системы раствора с крупным заполнителем). Бетон по А.М. Подвальному характеризуется структурой типа «конгломерат в конгломерате».

Таблица 3

«Конгломерат в конгломерате» по А.М. Подвальному

№	Название уровня	Состав уровня
1	цементный камень	система гидратированной массы цемента с включениями непрореагировавших зерен клинкера
2	цементно-песчаный раствор	цементный камень с включениями мелкого заполнителя
3	собственно бетон	система раствора с крупным заполнителем

По П.А. Мельниченко (1974 г.) структура бетона есть система взаимо-включающих «структурных формаций»: макроструктуры с размером зерен $10^1 \div 10^0$ см, мезоструктуры ($10^{-1} \div 10^{-2}$ см), субмезоструктуры ($10^{-2} \div 10^{-3}$ см), микроструктуры ($10^{-2} \div 10^{-4}$ см) и субмикроструктуры ($10^{-5} \div 10^{-7}$ см). Каждой формации соответствует связующая матрица: растворная составляющая бетона, минеральный микробетон, «микробетон Юнга», цементный камень, коагуляционно-кристаллизационная система гидратных новообразований. В

этой классификации масштабных уровней отражается функциональная роль структурных составляющих и их взаимообусловленность, где каждая структурная формация есть двухкомпонентная система из зерен одного размера и связующего вещества (матрицы). Автор не рассматривает состав и строение индивидуальных частиц в новообразованиях, структурные дефекты, вводит одновременно термины «минеральный микробетон Юнга» и «цементный камень».

Таблица 4

Система взаимо-включающих «структурных формаций»
по П.А. Мельниченко

№	Название уровня	Состав уровня	Характеристика уровня
1	макроструктуры	растворная составляющая бетона	$10^1\div10^0$ см
2	мезоструктуры	минеральный микробетон	$10^{-1}\div10^{-2}$ см
3	субмезоструктуры	«микробетон Юнга»	$10^{-2}\div10^{-3}$ см
4	микроструктуры	цементный камень	$10^{-2}\div10^{-4}$ см
5	субмикроструктуры	коагуляционно-кристаллизационная система гидратных новообразований	$10^{-5}\div10^{-7}$ см

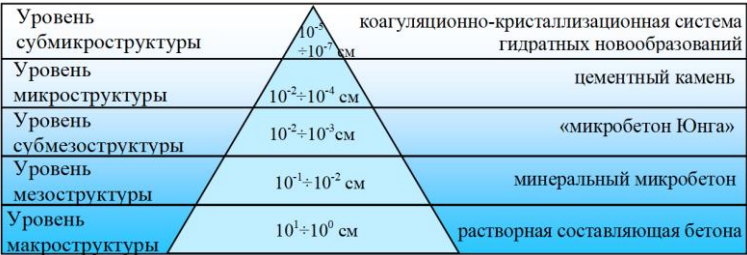


Рис. 3. Уровни сложности структуры

В.И. Соломатов (1977 г.) представил «полиструктурную теорию» композиционных строительных материалов, где бетоны являются полиструктурными, то есть состоят из многих структур (от атомных и молекулярных до макроструктур), переходящих одна в другую исходя из принципа «структура в структуре». Для практической технологии автор считает достаточным рассмотрение структуры на двух уровнях: микро- и макроструктуры.

А.В. Нехорошева (1977 г.) предлагает оценивать структуру материалов, исходя из масштаба частиц, и выделяется пять уровней: субмикроскопический, микроскопический, мезоскопический, макроскопический и мегаскопический. Структура рассматривается на каждом уровне как система из двух композиционных частей - матрицы и «решетки». На мегаскопическом уровне структура бетона состоит из матрицы раствора и решетки крупного заполнителя, на макроскопическом уровне - из цементного камня и мелкого заполнителя, на мезоскопическом уровне - из глобул цементного камня и макропор, на микроскопическом уровне - из кристаллов цементного камня и микропор, на субмикроскопическом уровне - из атомов (ионов, молекул) цементирующего вещества и электронов внешних (валентных) слоев». В разработках раскрывается содержание каждого из масштабных уровней и указывается на их связь с явлениями и процессами структурообразования.

Таблица 5

«Система из матрицы и «решетки» по А.В. Нехорошеву

№	Название уровня	Состав уровня
1	субмикроскопический	из атомов (ионов, молекул) цементирующего вещества и электронов внешних (валентных) слоев
2	микроскопический	из кристаллов цементного камня и микропор
3	мезоскопический	из глобул цементного камня и макропор
4	макроскопический	из цементного камня и мелкого заполнителя
5	мегаскопический	из матрицы раствора и решетки крупного заполнителя



Рис. 4. Уровни сложности структуры бетона

Описание строения композита предполагает характеристики не только составных частей на разных масштабных уровнях, но и раскрытия взаимосвязи структурных элементов в пределах как отдельного масштабного уровня, так и между уровнями. Система представлений о строении бетонов должна базироваться на использовании метода анализа для рассмотрения материала на масштабных структурных уровнях, метода синтеза для исследования связи элементов и уровней в структуре материала с учетом их взаимообусловленности. При выделении составных частей материала на разных масштабных уровнях необходимы: аналитическое описание, количественное измерение и технологическое регулирования для практического управления свойствами материала.

Включения в бетонах как структурные элементы играют структурообразующую роль, но являясь своеобразными дефектами при действии силовых и несиловых нагрузок становятся концентраторами напряжений. Концентрация напряжений в бетонах носит локальный характер в виду гетерогенного строения [5], при этом формируется неоднородное в объеме материала поле напряжений.

Каждому из масштабных уровней соответствует свой структурный элемент (включение) как концентратор напряжений.

В крупнозернистом бетоне роль матрицей является мелкозернистый бетон, включениями - зерна заполнителя, и макропоры.

В мелкозернистом бетоне матрица - цементный микробетон, включения - зерна заполнителя, поры воздухововлечения.

На масштабном уровне цементного микробетона роль матрицы играет цементирующее вещество, роль включений - непрореагировавшие зерна цемента.

Цементирующее вещество состоит из матрицы (кристаллического сростка) и включений - пор цементирующего вещества.

Кристаллический сросток цементирующего вещества как масштабный уровень структуры рассматривается как композит особого типа, где неоднородность создается контактами кристаллов.

В отдельном кристалле матрица - кристаллическая решетка из анионов и катионов, включения (неоднородности) - вакансии, замещения, дислокации, поверхностные трещины кристалла (таблица 6).

Концентрация напряжений в материале возникает вблизи включений на всех его масштабных уровнях структуры, и на каждом последующем уровне структуры материала будет возрастать от дей-

ствия включений каждого предыдущего уровня структуры. Максимальные напряжения на последующем уровне структуры будут возникать в зонах максимальной концентрации напряжений предыдущего уровня структуры, в результате напряжения, образования, развития трещины и фрагментации материала больше расчетного напряжения. Максимальное локальное напряжение в бетоне зависит от ряда факторов:

$$\sigma_{\max} = f(k_1, k_2, \dots, k_n) \sigma_0 \quad (1)$$

где $\sigma_{\max}$ – максимальное локальное напряжение образования, развития трещины и фрагментации бетона;

σ_0 – расчетное напряжение от действия нагрузки;

k – коэффициент перехода по "n" масштабным уровням.

Напряженное состояние бетонов при силовых и несиловых воздействиях зависит от концентрации и локализации напряжений на всех масштабных уровнях структуры

Таблица 6

Концентраторы напряжений на разных масштабных уровнях

№	Масштабный уровень	Матрица	Концентраторы напряжений
1	отдельного кристалла	кристаллическая решетка из анионов и катионов	вакансии, замещения, дислокации, поверхностные трещины кристалла
2	кристаллического сростка	кристаллит	контакты кристаллов
3	цементирующего вещества	кристаллический сросток	поры цементирующего вещества
4	цементного микробетона	цементирующее вещество	непрореагировавшие зерна цемента
5	мелкозернистого бетона	цементный микробетон	зерна заполнителя, поры воздухововлечения
6	крупнозернистого бетона	мелкозернистый бетон	зерна заполнителя, макропоры

Выделены 4 уровня трещинообразования и дисперсного армирования строительных композиционных материалов:

макрмасштабный уровень (крупнозернистый бетон), где матрица – мелкозернистый бетон, армирующие элементы – традиционная рабочая арматура;

мезомасштабный уровень (мелкозернистый бетон), где матрица – цементный микробетон, дисперсное армирование – армирующие элементы длиной 1...5 см и диаметром 0,1...0,8 мм (стальные, минеральные, углеродные и другие виды волокон);

микромасштабный уровень (цементный микробетон), где матрица – цементирующее вещество, армирование – волокна длиной 1...5 мм и диаметром 10...50 мкм (различные виды стекловолокна, асбестовые и другие минеральные волокна);

субмикромасштабный уровень (цементирующее вещество), где матрица – кристаллические морфологические новообразования. Трещины и поры перекрываются кристаллогидратами новообразований длиной до 3... 5 мкм, либо вводят нитевидные кристаллы гидросиликатов кальция (таблица 7, 8).

Таблица 7

«Масштабные уровни структуры композитов: структурные элементы (включения), как концентраторы напряжений»
по Е.М. Чернышову

№	Масштабный уровень	Матрица	Концентраторы напряжений	Армирующие элементы
1	2	3	4	5
1	отдельный кристалл	кристаллическая решетка из анионов и катионов	вакансии, замещения, дислокации, поверхностные трещины кристалла	
2	кристаллический сросток	кристаллит	контакты кристаллов	
3	цементирующее вещество	кристаллический сросток	поры цементирующего вещества	кристаллогидраты новообразований длиной до 3... 5 мкм; нитевидные кристаллы гидросиликатов кальция
4	цементный микробетон	цементирующее вещество	непрореагировавшие зерна цемента	различные виды стекловолокна, асбестовые и другие минеральные волокна; длиной 1..5 мм и диаметром 10..50 мкм

1	2	3	4	5
5	мелкозернистый бетон	цементный микробетон	зерна заполнителя, поры воздухововлечения	стальные, минеральные, углеродные и другие виды волокон; длиной 1..5 см и диаметром 0,1..0,8 мм
6	крупнозернистый бетон	мелкозернистый бетон	зерна заполнителя, макропоры	традиционная рабочая арматура

Таблица 8

Схема многоуровневого дисперсного армирования

№	Масштабный уровень	Матрица	Концентраторы напряжений	Армирующие элементы
1	отдельного кристалла	кристаллическая решетка из анионов и катионов	вакансии, замещения, дислокации, поверхностные трещины кристалла	
2	кристаллического сростка	кристаллит	контакты кристаллов	
3	цементирующего вещества	кристаллический сросток	поры цементирующего вещества	относительно протяженными кристаллогидратами новообразований длиной до 3... 5 мкм; нитевидные кристаллы гидросиликатов кальция
4	цементного микробетона	цементирующее вещество	непрореагировавшие зерна цемента	различные виды стекловолокна, асбестовые и другие минеральные волокна; длиной 1..5 мм и диаметром 10..50 мкм
5	мелкозернистого бетона	цементный микробетон	зерна заполнителя, поры воздухововлечения	стальные, минеральные, углеродные и другие виды волокон; длиной 1..5 см и диаметром 0,1..0,8 мм
6	крупнозернистого бетона	мелкозернистый бетон	зерна заполнителя, макропоры	традиционная рабочая арматура

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Чернышов Е.М. Уровни организации и иерархия структуры строительных композитов в строительных конструкциях / сборник статей по материалам 7-й международной научной конференции «Механика разрушения бетона, железобетона и других строительных материалов» том 2: Воронеж, 2013 – с.129-164.
2. Алексеев С.Н., Иванов Ф.М., Модры С., Шисль П. Долговечность железобетона в агрессивных средах. М.: Стройиздат, 1990. – 320 с.
3. Долговечность конструкций из бетона и железобетона: учебное пособие для студентов / А. В. Ферронская. - Москва: Изд-во Ассоц. строительных вузов (АСВ), 2006. - 335 с.
4. Чернышов Е.М. Уровни организации и иерархия структуры строительных композитов в строительных конструкциях / сборник статей по материалам 7-й международной научной конференции «Механика разрушения бетона, железобетона и других строительных материалов» том 2: Воронеж, 2013 – с.129-164
5. Коротких Д.Н. Автореферат диссертации на соискание ученой степени доктора технических наук «Многоуровневое дисперсное армирование структуры мелкозернистого цементного бетона и повышение его трещиностойкости» – Воронеж 2001.

УДК 620.179.16

О МЕТРОЛОГИЧЕСКИХ ПРОБЛЕМАХ УЛЬТРАЗВУКОВОГО ИМПУЛЬСНОГО МЕТОДА КОНТРОЛЯ БЕТОНА

СНЕЖКОВ Д. Ю., КОНДРАТЕНКО А. А., ПОТЕС Т. А.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Ультразвуковой импульсный метод контроля является активным методом испытаний, основанным на существовании корреляции скорости распространения ультразвукового (УЗ) импульса и контролируемого физико-механического параметра бетона, в частности, - его прочности. В настоящее время порядок измерения скорости импульса (но не интерпретация полученного значения) регла-

ментируется двумя нормативными документами: ГОСТ 17624-2012 [1] и СТБ EN 12504-4 [3]. Сразу требует уточнения сам термин «скорость». Дело в том, что распространяясь в неоднородной среде ультразвуковой импульс изменяет свои параметры, что внешне выражается в изменении формы его временной диаграммы. Импульс, достигший приемного преобразователя, своей формой не будет идентичен излученному: как правило, возрастет его протяженность во времени, увеличится длительность фронта первого вступления, изменятся амплитудные соотношения отдельных полуволн колебаний. Связано это с тем, что более высокочастотные составляющие акустического импульса распространяясь отстают в неоднородной среде от низкочастотных. Типовой метод измерения скорости УЗ импульса основан на регистрации момента времени превышения его передним фронтом минимального порогового значения. Эта методика приводится в качестве примера в руководстве к приборам серии «Пульсар». Главным достоинством такой методики измерения является простота технической реализации. Кроме того, регистрация принятого импульса по фронту его первого вступления позволяет измерять скорость УЗ импульса в малоразмерных бетонных образцах, не опасаясь интерференции акустического сигнала с его переотражениями от граней образца.

Основным её недостатком является низкая эффективность использования энергии принятого акустического сигнала, так как основная энергия сигнала содержится в той его части, которая приходится на прием уже после достижения сигналом порогового значения [2,4]. Это обстоятельство затрудняет использование такой методики измерений при сильном затухании ультразвука, например, на больших базах измерения и «сухом» точечном контакте (СТК) преобразователей с бетоном, когда энергия шумов приемника может многократно превышать энергию первой полуволны сигнала.

Не менее важным обстоятельством при определении скорости УЗ импульса методом поверхностного прозвучивания является учет размеров «пятна» контакта преобразователя с бетоном. Если определять базу измерений как расстояние между центрами преобразователей, то результат определения скорости УЗ импульса будет несколько завышен, поскольку края преобразователя тоже участвуют в приеме и излучении колебаний. Причем на малых базах эффект завышения будет проявляться в большей степени.

Для сравнения значений скорости распространения УЗ импульса в малоразмерных образцах, была выполнена серия измерений ультразвуковым импульсным методом на образцах призмах 400х100х100 мм. Измерения скорости распространения ультразвука производились двумя методами – стандартным методом сквозного прозвучивания с регистрацией импульса по первому вступлению, и методом поверхностного профилирования по методике оценки дифференциальной скорости V_{diff} , определяемой из соотношения

$$V_{diff} = \frac{\Delta L}{\Delta T}, \quad (1)$$

где ΔL и ΔT – приращение базы измерения и соответствующее приращение времени распространения.

В таблице 1 приведены результаты испытаний по одной из призм из зрелого бетона класса по прочности С35/45. Измерения выполнялись при разных значениях коэффициента усиления приемного тракта прибора «Пульсар 2.2». Использовались штатные УЗ преобразователи с собственной частотой 60 кГц и вязким акустическим контактом с поверхностью бетона.

Таблица 1

	Скв.прозв.	Поверхн. профилирование					
	БАЗА	БАЗА				Дифф.БАЗА	
	400 mm	200 mm		120 mm		80 mm	
Kyc=16000	V, м/с	T, мкс	V, м/с	T, мкс	V, м/с	Tдифф, мкс	Vдифф, м/с
T0, мкс	3976	48,9	4089,98	28,6	4195,804	20,3	3940,9
T1_0, мкс		58,3		36,6		21,7	3686,6
T2_0, мкс		65,1		42,9		22,2	3603,6
Kyc=4096							
T0, мкс	3992	49,8	4016,064	29,6	4054,054	20,2	3960,4
T1_0, мкс		58,2		35,6		22,6	3539,8
T2_0, мкс		65,2		43		22,2	3603,6
Kyc=1024							
T0, мкс		49,6	4032,258	29,7	4040,404	19,9	4020,1
T1_0, мкс		57,6		35,9		21,7	3686,6
T2_0, мкс		64,3		42,4		21,9	3653,0
Ср.знач.	3984,0		4046,1		4096,8		3973,8

Методом профилирования получены два значения дифференциальной скорости – первое (3974 м/с, см. таб.1) при регистрации УЗ импульса по первому вступлению на минимальном пороге, второе –

3744 м/с - по трем характеристическим точкам временной диаграммы акустического сигнала (см. рис. 3). Это позволяет приблизить оценку скорости к значению групповой скорости распространения ультразвукового импульса. Характерным для всех случаев измерений является практическое совпадение оценки скорости по данным сквозного прозвучивания на минимальном пороге регистрации первого вступления – 3984 м/с, и полученного дифференциального значения V_{diff} методом профилирования, при регистрации импульса по первому вступлению - 3973 м/с; расхождение не превысило 0,3%. При этом, полученное значение скорости превосходило значение групповой скорости – 3744 м/с – на 6%. Подтвердилось предположение о завышении оценки скорости УЗ импульса при поверхностном прозвучивании: для базы 200 мм показатель скорости составил 4046 м/с, для базы 120 мм – 4097 м/с. Расчет дифференциального значения скорости распространения УЗ импульса автоматически компенсирует указанную погрешность.

Измерение скорости распространения ультразвукового импульса в крупноразмерном бетонном элементе

На рис. 1 показана разметка точек установки ультразвуковых преобразователей на фундаментном блоке

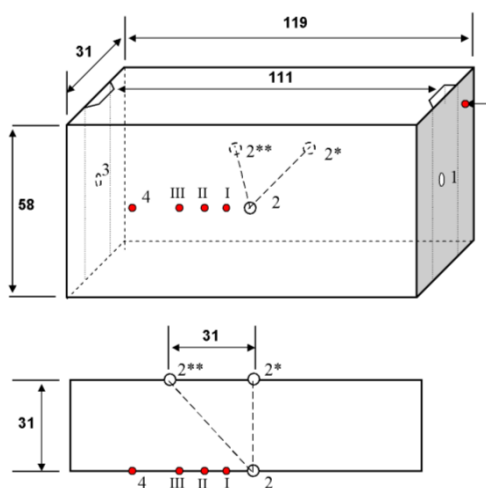


Рис. 1 Разметка позиций установки акселерометра и ультразвуковых ЭАП

Измерения выполнялись классическим методом сквозного прозвучивания – точки 2 и 2*; методом диагонального прозвучивания – точки 2 и 2**; методом поверхностного профилирования – точка 2 и точки I, II, III, 4. Определение времени распространения ультразвукового импульса производилась по результатам обработки оцифрованного акустического сигнала средствами MS Excel. Регистрация акустического сигнала для всех позиций установки преобразователей производилась дважды – при двух значениях коэффициента приемного тракта прибора «Пульсар-2.2»: 64 и 8192. Предварительно выполнялась калибровка прибора по штатной процедуре на калибровочном образце с эталонным временем пробега ультразвукового импульса 53,4 мкс. Этот же сигнал после оцифровки использовался для установления соответствия его временных параметров полученному отсчету времени на калибровочном образце.

Характеристические точки регистрации продольной волны УЗ импульса показаны на рис. 2.

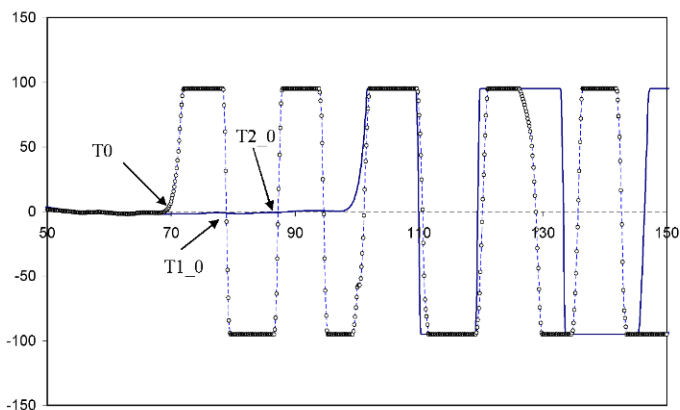


Рис. 2 Ультразвуковые сигналы для позиций 2 – 2* и 2 – 2**

Точка T_0 соответствует моменту превышения первым вступлением минимального порога регистрации. Точка T_{1_0} – моменту перехода через ноль первой полуволны импульса. Точка T_{2_0} – моменту перехода через ноль второй полуволны импульса.

На рис. 3 приведены данные измерения скорости ультразвукового импульса, полученные методом поверхностного профилирова-

ния. Значительный диапазон вариации скорости ультразвука для «классического» профилирования от 3800 м/с до 4300 м/с можно объяснить неоднородностью упруго-прочностных свойств бетонного массива по глубине. При увеличении базы измерения захватываются более глубокие слои бетона, имеющие большую скорость распространения. Показатель дифференциальной скорости имеет более стабильные значения, приближающиеся к скорости сквозного прозвучивания, что указывает на эффективность данной методики при измерениях на различающихся базах. Скорость распространения ультразвуковой продольной волны по данным сквозного прозвучивания составляет 4460 м/с. Среднее дифференциальное значения скорости распространения по данным метода профилирования составило 4453 м/с, что хорошо согласуется с результатом сквозных измерений.

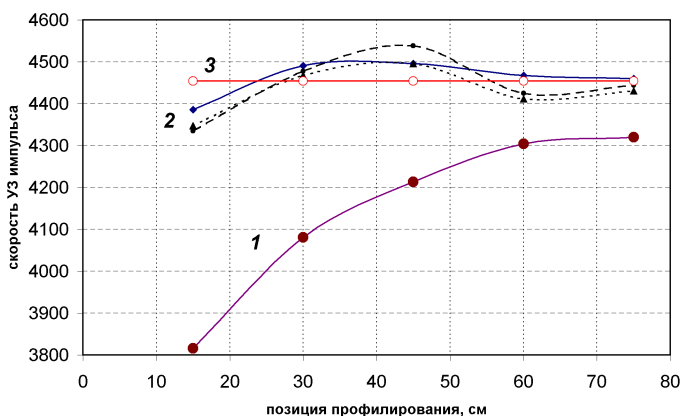


Рис. 3 Значения скорости распространения ультразвукового импульса метода профилирования для позиций 2 – I, II, III, IV, 4 (рис. 2): 1 – «классическое» профилирование, 2 – профилирование с определением дифференциальной скорости; 3 – сквозное измерение для позиций 2 – 2*

Закключение. Значения скорости распространения ультразвукового импульса в исследованных конструкционных бетонах классов по прочности С30/37, С35/45 зависят от метода его регистрации в приемном тракте прибора.

Согласующиеся значения показателей скорости распространения УЗ импульса достигается для метода сквозного прозвучивания и

метода профилирования с оценкой дифференциального значения скорости.

Подтверждена метрологическая эффективность использования дифференциального значения скорости распространения ультразвукового импульса при использовании метода поверхностного профилирования бетона. Использование этого показателя ультразвукового метода позволяет снизить влияние поверхностного слоя бетона при оценке скорости распространения ультразвука и приблизить этот показатель к значению скорости для сквозного прозвучивания.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Бетоны. Ультразвуковой метод определения прочности: ГОСТ 17624-2012. – Введ. (в РБ) 01.01.2016. – М.: 2014. – 16 с.
2. Ковалев, А.В. Импульсный эхо-метод при контроле бетона. По-мехи и пространственная селекция / А.В. Ковалев, В.Н. Козлов, А.А. Самокрутов // Дефектоскопия. – 1990. - № 2. - С. 29-41.
3. Методы контроля бетона в конструкциях: СТБ EN 12504-4-2014, Часть 4. Определение скорости распространения ультразвукового импульса – Введ. 01.01.2015. Госстандарт, Минск, 2014. – 15 с.
4. Снежков, Д.Ю. Основы мониторинга возводимых и эксплуатируемых железобетонных конструкций неразрушающими методами / Д.Ю. Снежков, С.Н. Леонович - Минск: БНТУ, 2016. - 330 с.

УДК 620.179.1

СРАВНЕНИЕ ДАННЫХ СКОРОСТИ РАСПРОСТРАНЕНИЯ УЛЬТРАЗВУКОВОГО ИМПУЛЬСА И АКУСТИЧЕСКИХ ВОЛН МЕТОДА СВОБОДНЫХ КОЛЕБАНИЙ

СНЕЖКОВ Д. Ю., КОНДРАТЕНКО А. А., ПОТЕС Т. А.
Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Одна из основных причин интереса к использованию акустических методов заключается в том, что свойства материалов, определяющие возбуждение и распространение механических колебаний, тесно связаны с их физико-механическими характеристиками.

Основными задачами методов акустического неразрушающего контроля в строительстве являются:

- выявление дефектов типа нарушения сплошности бетонных и железобетонных элементов конструкций;
- оценка физико-механических характеристик бетона – показателей прочности и упругости
- ориентировочная оценка геометрических параметров элементов конструкций при ограниченном доступе к ним

Из всего многообразия акустических методов неразрушающего контроля к настоящему времени в практике строительства практическое применение получили ультразвуковой импульсный метод по ГОСТ 17624-2012 [1] и EN 12504-4:2004 [5], метод ультразвуковой дефектоскопии, а также группа методов свободных колебаний - виброакустический метод и *Impact-Echo* метод (ИЕМ) [7]. Имеются отдельные примеры использования акустико-эмиссионного метода, в основном, - в системах автоматизированного мониторинга высотных и уникальных зданий. Ультразвуковому импульсному методу посвящено большое число публикаций [4,6], посвященных примерам его использования. Но, несмотря на это, существуют противоречивые мнения по его эффективности в строительной практике. В частности, СТБ 2264 [2], запрещает его использование без поддержки механическими методами испытаний.

Методы свободных колебаний используют в качестве информативных параметров спектральные характеристики затухающих свободных колебаний в массиве конструктивного элемента или всей конструкции. Колебания обычно инициируются ударом по поверхности испытываемого элемента. Данная группа методов представлена в отечественных публикациях лишь виброакустическим методом, применяемым исключительно для диагностики железобетонных свай. Данные о практическом применении *Impact-Echo* метода (ИЕМ) в Республике Беларусь не обнаружены.

У метода свободных колебаний, областью, непосредственно вовлекаемой в процесс испытаний бетонной или железобетонной конструкции, является весь или большая часть массива конструкции, в отличие от других методов испытаний, где контролируется лишь локальная область изделия. Для сравнения можно указать, что для склерометрических методов испытаний бетона область испытания ограничена радиусом 2...3 см от точки нанесения удара по

поверхности бетона. Ультразвуковой импульсный метод имеет значительно больший охват бетонного массива. При поверхностном прозвучивании бетона типовыми приборами, область участвующая в распространении ультразвукового импульса значительно больше. В продольном направлении она ограничена базой измерения, составляющей обычно 120...150 мм. Поперечные размеры области контроля зависят от длины волны колебаний и от способа регистрации момента приема зондирующего акустического импульса. В простейшем случае, когда момент появления импульса определяется как момент превышения им минимального порогового значения (момент первого вступления импульса), указанные поперечные размеры области контроля составляют около половины длины волны колебаний. Для типичных ультразвуковых преобразователей с частотой собственных колебаний 50...100 кГц длина волны λ в бетоне составляет

$$\lambda = \frac{V}{f_{us}} \approx \frac{4000}{50000} = 8, \text{ см.}$$

Соответственно полуволновая область составит 40 x 40 мм. Приведенные габариты области контроля в значительной мере нивелирует влияние структурной неоднородности бетона на косвенные показатели метода, что является его сильной стороной. Но даже и такой объем составляет лишь малую часть от бетонного массива конструкции.

В данной статье представлены результаты измерения скорости распространения акустических волн в компактных бетонных элементах методом свободных колебаний, в сопоставлении с данными её измерений ультразвуковым импульсным методом.

Метод свободных колебаний

Метод свободных колебаний, независимо от его конкретной технической реализации, основан на анализе частотного спектра свободных колебаний, возбуждаемых в контролируемом изделии. Основные параметры – характеристические частоты спектра колебаний, показатели затухания колебаний. Путем кратковременного внешнего воздействия на элемент конструкции, например, ударом, возбуждают свободные колебания, в результате чего в контролируемом элементе возникнут свободные (собственные) затухающие колебания. На рис. 1 приведена временная диаграмма акустического

сигнала полученного на фундаментном блоке габаритами 237x58x58 мм на его большой боковой грани. При заданных размерах и форме изделия, однородности материала, из которого оно изготовлено, частоты собственных колебаний являются величинами постоянными, обусловленными процессами образования стоячих волн. При изменении размеров элемента, наличии дефекта или изменении показателей упругости и плотности бетона параметры колебательной системы меняются, что ведет к изменению частотного спектра колебаний.

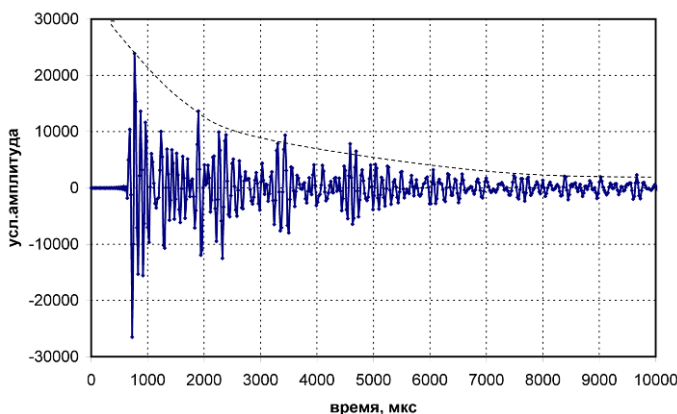


Рис. 1. Временная диаграмма акустического сигнала в точке 5; ударное возбуждение в точке 4 (см. рис. 4)

Дополнительными информационными параметрами может служить декремент затухания колебаний, а также - временные интервалы следования «пакетов» волн (см. рис. 1)

Методическая основа системы анализа свободных колебаний

Один и тот же акустический сигнал может рассматриваться как функция времени, так и как функция обратной времени величины – частоты. Пример сигнала во временной области представлен на рис. 1. Временное представление удобно в случаях, когда длительность импульса возбуждения значительно меньше времени пробега этого импульса до момента отражения от противоположной грани контролируемого элемента. Поэтому временное представление акустического сигнала используется обычно для контроля протяженных изделий: балок, свай. Для контроля компактных изделий, габаритов

риты которых составляют 1..3 метра, обнаружить полезный отраженный импульс волны затруднительно: на прием одновременно попадают два акустических сигнала – один отраженный от дальней грани элемента, второй – незавершившийся импульс возбуждения. В этом случае для анализа динамических процессов широко используются спектральные методы, позволяющие рассматривать процесс не во временной области развития, а в частотной. В основе спектральных методов лежит преобразование Фурье (ПФ)

$$F(\omega) = \int f(t) \cdot \exp(-i\omega t) dt, \quad (1)$$

$$f(t) = \frac{1}{2\pi} \int F(\omega) \cdot \exp(-i\omega t) d\omega, \quad (2)$$

где $F(\omega)$ – преобразование Фурье (частотный спектр);
 $f(t)$ - исходный сигнал во временном представлении;
 ω – круговая частота.

Выражение (1) – прямое преобразование Фурье, выражение (2) – обратное преобразование. Математический смысл преобразования Фурье состоит в представлении сигнала $f(t)$ в виде бесконечной суммы синусоид и косинусоид. На рис. 2 приведен частотный спектр, полученный на фундаментном блоке (см. рис. 3) при установке акустического датчика в точке 3 и возбуждении колебаний ударом в точке 1.

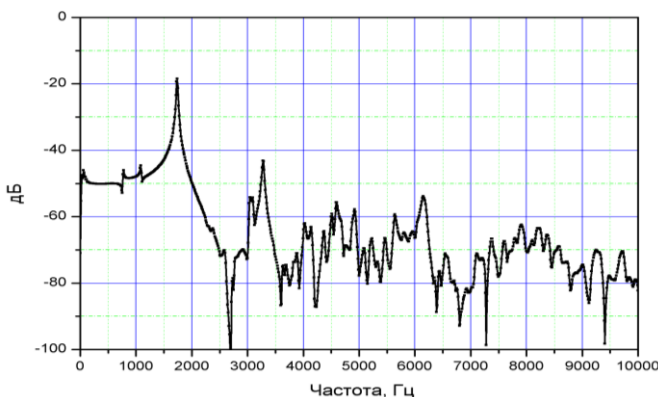


Рис. 2 Частотный спектр акустического сигнала в точке 3;
ударное возбуждение в точке 1 (масштаб шкалы амплитуд логарифмический)

Поскольку амплитуда спектральных составляющих может отличаться на несколько порядков, распространенной практикой является представление шкалы амплитуд частотного спектра в логарифмическом масштабе.

Как указывалось выше, свободные колебания элемента обусловлены стоячими волнами в его массиве. Поскольку типов волн в элементе ограниченных размеров может сформироваться большое количество: продольные, сдвиговые (поперечные), поверхностные, волны Лэмба и Порхгаммера. Соответственным будет и количество типов стоячих волн. Указанные стоячие волны могут формироваться по всем трем размерным координатам элемента, трансформируясь одна в другую, в результате, частотный спектр акустического сигнала свободных колебаний приобретает большое количество составляющих. Частота для каждого типа стоячей волны определяется из условия

$$f_{n,i} = \frac{L_i}{k \cdot \lambda_n / 2}, \quad (3)$$

где L_i - размер элемента; λ_n - длина волны n -го типа.

Следует также иметь в виду, что кроме колебаний основной моды, могут формироваться так называемые гармоники, - колебания, частоты которых в целое число раз выше частоты основной моды. В формуле (3) частоты гармоник рассчитываются при $k = 2, 3, 4, \dots$. Спектральные пики 2-й и 3-й гармоник продольных колебаний для образца 400x100x100 мм отчетливо видны на рис. 13: частоты – 9000 Гц и 13500 Гц, основная частота (1-я гармоника) - ~ 4500 Гц.

Таким образом, частотный спектр собственных колебаний контролируемого элемента может содержать большое количество составляющих, что хорошо видно на рис. 3.

Для регистрации свободных колебаний бетонных элементов использовался прибор диагностики свай «Спектр-3» в штатной комплектации. Максимальная частота приемного тракта прибора «Спектр-3.0» - 23 кГц, что позволяет регистрировать акустические сигналы свободных колебаний элементов с габаритами порядка 0,5 м и более. Диапазон отображения частотного спектра прибора ограничен возможностями штатного программного обеспечения, и составляет 3 кГц, что недостаточно для отображения всего спектра

колебаний. Поэтому для обработки сигнала в диапазоне 0...23 кГц использовалась программа для обработки аудиофайлов Cool_Edit_Pro v_2.0, а также – MS Excel и Origin_Pro 7.0. Возбуждение колебаний осуществлялось штатным молотком прибора и стальным бойком-шаром, массой 8 г.

Определение скорости ультразвуковым импульсным методом производилось в помощью прибора «Пульсар-2.2». Оба прибора имеют стык USB для переноса данных в компьютер.

Измерение скорости распространения ультразвукового импульса.

На рис. 7 показана разметка точек установки ультразвуковых преобразователей и акселерометра прибора «Спектр-3» на фундаментном блоке

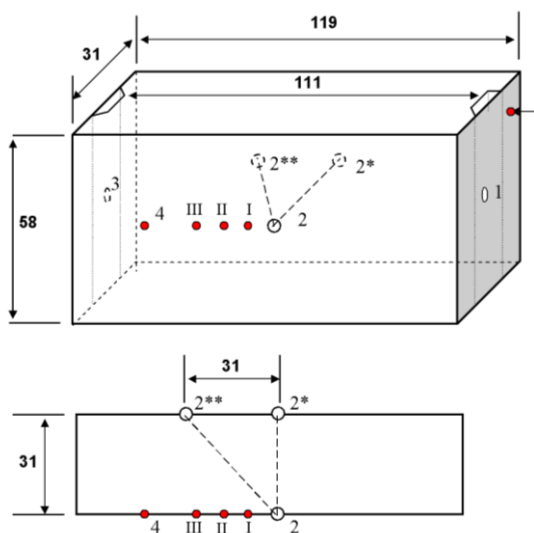


Рис. 3 Разметка позиций установки акселерометра и ультразвуковых ЭАП

Измерения выполнялись классическим методом сквозного прозвучивания – точки 2 и 2*; методом диагонального прозвучивания - точки 2 и 2**; методом поверхностного профилирования - точка 2 и точки I, II, III. Определение времени распространения ультразвукового импульса производилась по результатам обработки оцифрованного акустического сигнала средствами MS Excel.

Регистрация акустического сигнала для всех позиций установки преобразователей производилась дважды – при двух значениях коэффициента приемного тракта прибора «Пульсар-2.2»: 64 и 8192. Предварительно выполнялась калибровка прибора по штатной процедуре на калибровочном образце с эталонным временем пробега ультразвукового импульса 53,4 мкс. Этот же сигнал после оцифровки использовался для установления соответствия его временных параметров полученному отсчету времени на калибровочном образце.

Скорость акустической волны для метода свободных колебаний определялась по частотам спектральных составляющих. На рис. 2 приведен спектр свободных колебаний зарегистрированных в точке 3 (см. рис. 3). Частота наибольшей спектральной составляющей $f_1 = 1740$ Гц, что для продольной волны при длине образца 119 см соответствует скорости $V = 1740 \cdot 2,39 = 4159$ м/с.

Скорость распространения ультразвуковой продольной волны по данным сквозного прозвучивания составила 4460 м/с. Среднее дифференциальное значение скорости распространения по данным метода профилирования составило 4453 м/с, что хорошо согласуется с результатом сквозных измерений. Значение скорости ультразвукового импульса для поверхностного прозвучивания по стандартной методики составило от 3800 м/с до 4300 м/с. Таким образом, скорость волны свободных колебаний соответствует некоторому интегральному показателю, усредняющему скорость волны во внутренних областях бетонного массива и – периферийных областях.

Для уточненного определения скорости распространения акустических волн в малоразмерных образцах была выполнена серия измерений методом свободных колебаний и ультразвуковым импульсным методом на лабораторных образцах-призмах 400x100x100 мм из зрелого бетона класса по прочности C35/45, сроком твердения более 2 лет. Измерения скорости распространения ультразвука производились двумя методами – стандартным методом сквозного прозвучивания с регистрацией импульса по первому вступлению, и методом поверхностного профилирования по методике оценки дифференциальной скорости V_{diff} [6].

На этих же образцах-призмах были выполнены измерения параметров свободных колебаний. На рис. 4 показан частотный спектр свободных колебаний, полученный методом мультипликативного объединения [3] спектров колебаний, зарегистрированных на раз-

ных позициях установки датчика-акселерометра. Расчет спектров выполнялся с использованием программы Cool_Edit_Pro.

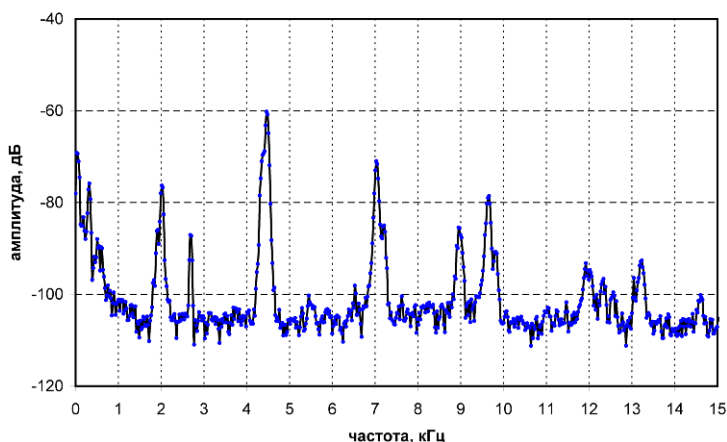


Рис. 4. Частотный спектр свободных колебаний образца-призмы 400х100х100 мм

Мультипликативное объединение спектров получено по методике [3], путем перемножения модулей амплитуд исходных спектров. Эффективность методики заключается в уменьшении амплитуд спектральных составляющих имеющих стохастический характер, например, тех составляющих, которые характерны лишь для отдельных позиций установки датчика и точек нанесения удара.

Для образца размерами 400х100х100 мм длина волны первой моды продольных колебаний равна удвоенной длине образца и составляет 800 мм, которая практически на порядок превосходит поперечные размеры образца. При таком соотношении величин скорость акустической волны приближается к «стержневой» V_s , определяемой из соотношения

$$V_s = \sqrt{\frac{E}{\rho}}, \quad (4)$$

где E – динамический модуль нормальной упругости; ρ – плотность бетона.

Частота первой моды колебаний равна 4463 Гц, длина волны – 0,8 м. Определяем скорость распространения волны V_s

$$V_s = f_1 \cdot \lambda = 4463 \cdot 0.8 = 3570.4, \text{ м/с}, \quad (5)$$

Продольную ультразвуковую волну можно рассматривать как объемную. Для объемной продольной волны скорость распространения определяется из соотношения

$$V_l = \sqrt{\frac{E}{\rho} \cdot \frac{(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}}, \quad (6)$$

где ν – динамический коэффициент Пуассона.

Зная соотношение скоростей V_l и V_s можно рассчитать коэффициент Пуассона ν

$$\left(\frac{V_l}{V_s}\right)^2 = \varphi^2 = \frac{(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}, \quad (7)$$

откуда следует

$$\begin{aligned} \varphi^2 - 2\varphi^2 \cdot \nu^2 &= 1, \\ \nu &= \sqrt{\frac{\varphi^2 - 1}{2\varphi^2}}. \end{aligned} \quad (8)$$

Для $V_s = 4463 \cdot 0.8 = 3570$ м/с и $V_l = 3744$ м/с (см. таб. 1), $\varphi = 1,049$, $\nu = 0,21$, что согласуется с типичными значениями этого параметра бетона.

Заключение

1. Для исследованных элементов и лабораторных образцов из бетонов классов по прочности С30/37, С35/45 ультразвуковой импульсный метод обладает возможностью селективной оценки скорости распространения акустической волны, учитывая неоднородность бетонного массива по прочностным и упруго-деформативным показателям.

2. Значения скорости распространения ультразвуковой волны и волн свободных колебаний в исследованных образцах согласуются.

3. Совместное использования высокочастотных волн ультразвукового метода испытаний и низкочастотных – метода свободных колебаний - позволяет для протяженных бетонных элементов определить динамический коэффициент Пуассона безобразцовым методом.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Бетоны. Ультразвуковой метод определения прочности: ГОСТ 17624-2012. – Введ. (в РБ) 01.01.2016. – М.: 2014. – 16 с.
2. Испытания бетона. Неразрушающий контроль прочности: СТБ 2264-2012 – Введ. 01.01.2013. – Минск: Госстандарт, 2013. - 20 с.
3. Качанов, В.К. Многоканальный мультипликативный метод акустического контроля крупногабаритных компактных строительных конструкций из бетона /В.К. Качанов, И.В. Соколов// Дефектоскопия. – 2008. - № 12. - С. 23-37.
4. Ковалев, А.В. Импульсный эхо-метод при контроле бетона. По-мехи и пространственная селекция / А.В. Ковалев, В.Н. Козлов, А.А. Самокрутов // Дефектоскопия. – 1990. - № 2. - С. 29-41.
5. Методы контроля бетона в конструкциях: СТБ EN 12504-4-2014, Часть 4. Определение скорости распространения ультразвукового импульса – Введ. 01.01.2015. Госстандарт, Минск, 2014. – 15 с.
6. Снежков, Д.Ю. Основы мониторинга возводимых и эксплуатируемых железобетонных конструкций неразрушающими методами / Д.Ю. Снежков, С.Н. Леонович - Минск: БНТУ, 2016. - 330 с.
7. Christian, U. Impact-Echo measurement on fresh and hardening concrete / U. Christian, H. Grosse, W. Reinhart, R. Beutel // Institute of Construction Materials, University of Stuttgart, 2003. – 6 p.

УДК 620.179.14

МОДЕЛИРОВАНИЕ МАГНИТНЫХ ХАРАКТЕРИСТИК ФЕРРОМАГНИТНОГО МАТЕРИАЛА

¹СТРЕЛЮХИН А. В., ²СОЛОВЕЙ Н. П.

¹Белорусский национальный технический университет

²Белорусский государственный университет
информатики и радиоэлектроники
Минск, Беларусь

Применение магнитного метода контроля для решения многих практических задач показывает, что использование только одной магнитной характеристики часто недостаточно для получения до-

стоверных сведений о прочностных свойствах стальных изделий. Одним из способов решения таких задач является применение многопараметрового метода, использующего две и более магнитные характеристики.

В работе [1] показана возможность применения многопараметровой структуроскопии с использованием магнитных свойств вещества (магнитных характеристик материала изделия), что позволяет избавиться от влияния геометрии изделия на результаты контроля. Вместе с тем важной остается задача по выбору набора параметров контроля, требования к построению которого приведены в [1].

Для магнитной структуроскопии материалов используют следующие магнитные характеристики: намагниченность насыщения M_s ; максимальная намагниченность M_m при величине напряженности магнитного поля H_m ; начальная магнитная проницаемость μ_n ; максимальная магнитная проницаемость μ_m и соответствующие значения $H_{\mu m}$ и $M_{\mu m}$; значения намагниченностей M_c и M_{2c} при величинах намагничивающего поля H_c и $H_{2c} = 2 \cdot H_c$; дифференциальная магнитная проницаемость в точках (H_c, M_c) , (H_{2c}, M_{2c}) и $(H_{\mu m}, M_{\mu m})$; остаточная намагниченность M_r ; коэрцитивная сила H_c ; коэффициент прямоугольности петли K_p ; максимальная дифференциальная магнитная проницаемость μ_{dm} и значения $H_{\mu dm}$ и $M_{\mu dm}$, ей соответствующие; релаксационная коэрцитивная сила H_r и соответствующая ей релаксационная намагниченность M_{Hr} ; остаточная намагниченность M_{Hc} , полученная после уменьшения внешнего поля от $-H_c$ до нуля; дифференциальные магнитные проницаемости μ_{dHc} и μ_{dMr} в точках $(-H_c, 0)$ и $(0, M_r)$; релаксационная магнитная проницаемость μ_r ; магнитная проницаемость на кривой возврата от коэрцитивного поля μ_{rc} и потери энергии на перемагничивание образца P .

Чаще всего значения этих характеристик определяют экспериментально, что достаточно затруднительно на практике. Однако эту задачу можно решить в некотором приближении, используя компьютерное моделирование и аппроксимирующие выражения для кривой намагничивания, петли магнитного гистерезиса и кривой возврата. При этом основная сложность заключается только в определении экспериментальных величин, входящих в эти аппроксимирующие выражения применительно к конкретным магнитным материалам.

Результаты расчета и эксперимента для некоторых магнитных характеристик стали У10А в зависимости от температуры нагрева при отпуске приведены на рисунке 1.

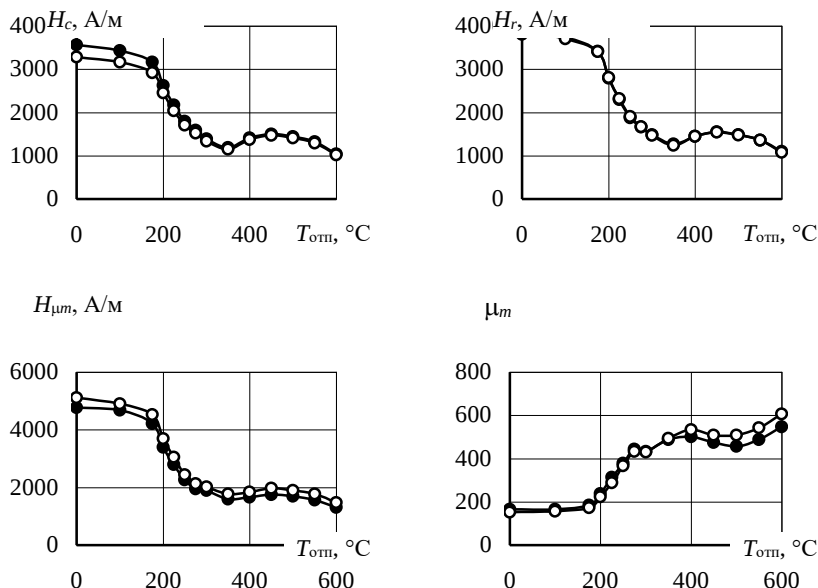


Рис. 1. Зависимость магнитных характеристик стали У10А от температуры нагрева при отпуске (● – эксперимент, ○ – расчет)

В настоящей работе использовались следующие аппроксимирующие выражения для магнитного материала [2]:

для основной кривой намагничивания

$$M = \chi_n \frac{H_{cs}^2 H}{H^2 + H_{cs}^2} + \frac{M_s}{\pi} \frac{H^2}{H^2 + kH_{cs}^2} \left(\arctg \frac{H_{cs} + H}{H_0} - \arctg \frac{H_{cs} - H}{H_0} \right); \quad (1)$$

для описания ветвей петли гистерезиса

$$M^{\pm} = \chi_n \frac{H_{cs}^2 H}{H^2 + H_{cs}^2} \pm \frac{M_s}{\pi} \frac{H_m^2}{H_m^2 + \alpha H_{cs}^2} \times \left[2 \arctg \frac{H_{cs} \pm H}{H_0} - \left(\arctg \frac{H_{cs} + H_m}{H_0} + \arctg \frac{H_{cs} - H_m}{H_0} \right) \right]; \quad (2)$$

для остаточной намагниченности любого частного цикла при $H = 0$

$$M_r = \pm \frac{M_s}{\pi} \frac{H_m^2}{H_m^2 + k H_{cs}^2} \left[\frac{M_{rs}}{M_s} \pi - \left(\arctg \frac{H_{cs} + H_m}{H_0} + \arctg \frac{H_{cs} - H_m}{H_0} \right) \right], \quad (3)$$

где H и M – текущее значение напряженности поля и соответствующее ей значение намагниченности; H_m – напряженность поля в вершине петли гистерезиса; M_s , M_{rs} , H_{cs} , H_0 , α , χ_n – параметры, характеризующие магнитный материал.

Расхождения, наблюдающееся в результатах, объясняется как несовершенством используемых аппроксимирующих выражений, так и погрешностью эксперимента. Вместе с тем предложенный подход позволяет частично отказаться от проведения сложных экспериментальных исследований и может быть использован для предварительного анализа, выбора и последующего построения оптимального набора параметров контроля.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Костин В.Н., Осинцев А.А., Сташков А.Н., Царькова Т.П. Многопараметровые методы структуроскопии стальных изделий с использованием магнитных свойств вещества // Дефектоскопия. – 2004. – № 3. – С. 69–82.
2. Мельгуй М.А. Формулы для описания нелинейных и гистерезисных свойств ферромагнетиков // Дефектоскопия. – 1987. – № 11. – С. 3–10.

ПОВЫШЕНИЕ ТОЧНОСТИ ПРИ МОДЕЛИРОВАНИИ МАГНИТНОГО СОСТОЯНИЯ ФЕРРОМАГНИТНОГО ДИСКА

СТРЕЛЮХИН А.В.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Для решения ряда практических задач магнитного метода контроля и магнитных измерений представляет интерес описание процесса перемагничивания тел конечных размеров (например, ферромагнитного диска). Описание поведения ферромагнетика в магнитном поле строгими аналитическими методами невозможно для большинства практических задач. Поэтому используются разнообразные математические модели на основе различных аппроксимаций. Среди аппроксимирующих выражений широкое распространение для описания процессов квазистатического перемагничивания тел получили выражения на основе арктангенсов.

В качестве метода расчета был выбран метод пространственных интегральных уравнений [1]. Особенностью данного метода является возможность отказаться от учета граничных условий при расчете. Метод заключается в использовании общего интегрального выражения для напряженности магнитного поля или индукции через намагниченность M элементов магнитной системы

$$\vec{H}^M(Q) = -\frac{1}{4\pi} \operatorname{grad}_Q \int_{V_M} \vec{M}(Q) \operatorname{grad}_N \left(\frac{1}{|\vec{r}_{NQ}|} \right) dV_N, \quad (1)$$

где $\vec{H}^M(Q)$ – напряженность магнитного поля, создаваемая ферромагнитным объектом; $\vec{r}_{NQ}$ – радиус-вектор из точки источника N поля в точку наблюдения Q ; V_M – объем, занимаемый ферромагнетиком.

В настоящей работе исследовался ферромагнитный диск из стали 45, находящийся в неоднородном приложенном магнитном поле

накладного соленоида. Для описания основной кривой намагничивания использовались аппроксимирующие выражения, описанные в работах [2] и [3]:

$$M = \chi_n \frac{H_{cs}^2 H}{H^2 + H_{cs}^2} + \frac{M_s}{\pi} \frac{H^2}{H^2 + k H_{cs}^2} \left(\operatorname{arctg} \frac{H_{cs} + H}{H_0} - \operatorname{arctg} \frac{H_{cs} - H}{H_0} \right); \quad (2)$$

$$M = \frac{M_s k_{ts} (H = H_m) H_m^2 / \pi + k_1 k_3 (H_m)}{H_m^2 + k_2 H_m^{3/2} H_{cs}^{1/2} + k_1 H_{cs}^2} \times \left(\operatorname{arctg} \frac{H_{cs} + H}{H_0'} - \operatorname{arctg} \frac{H_{cs} - H}{H_0'} \right), \quad (3)$$

где H и M – текущее значение напряженности поля и соответствующее ей значение намагниченности; H_m – напряженность поля в вершине петли гистерезиса; χ_n , M_s , M_{rs} , H_{cs} , H_0 , α , H_0' , k_1 , k_2 , k_3 , k_{ts} – параметры, характеризующие магнитный материал.

Сравнение полученных результатов расчета с экспериментом показало, что аппроксимирующее выражение из работы [3] позволяет повысить точность компьютерного моделирования.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Матюк В.Ф., Чурило В.Р., Стрелюхин А.В. Численное моделирование магнитного состояния ферромагнетика в неоднородном постоянном магнитном поле методом пространственных интегральных уравнений. I. Описание методики расчета // Дефектоскопия. – 2003. – № 8. – С. 71–84.
2. Мельгуй М.А. Формулы для описания нелинейных и гистерезисных свойств ферромагнетиков // Дефектоскопия. – 1987. – № 11. – С. 3–10.
3. Матюк В.Ф., Осипов А.А. Математическая модель намагничивания ферромагнетиков // Доклады НАН Беларуси. – 2004. – Т. 48. – № 5. – С. 43–45.

К ВОПРОСУ РАСЧЕТА ЭНТАЛЬПИЙ ОБРАЗОВАНИЯ ОРГАНОМИНЕРАЛЬНЫХ СОЕДИНЕНИЙ В ЦЕМЕНТНОМ КАМНЕ

ЮХНЕВСКИЙ П. И., ШИРОКИЙ Г. Т.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Для целенаправленного управления процессами структурообразования и твердения в цементном камне с добавками актуальной задачей является определение энергетических характеристик исследуемых систем, в частности, тепловых эффектов химических реакций ΔH_f и стандартных энтальпий образования $\Delta H_{f,298}^{\circ}$ индивидуальных новообразований. В тех случаях, когда продукты реакции могут быть представлены разными соединениями, что наблюдается при гидратации алюминатных и силикатных фаз портландцемента, с помощью термохимических расчетов удастся установить, какая из реакций в данных условиях предпочтительнее и как изменить эти условия, чтобы получить конечные продукты заданного качества. Для установления сложной картины гидратационного твердения вяжущих с химическими добавками важно установить, протекают ли процессы как параллельные, последовательные или последовательно-параллельные, а также каковы промежуточные стадии реакций.

Энтальпии (теплоты) образования исходных минералов цемента и продуктов его гидратации приведены в справочной литературе [1]; задача сводится к определению энтальпии образования органо-минеральных соединений, т.е. продуктов взаимодействия минералов портландцемента с химическими добавками пластификаторами.

По результатам обобщенного анализа молекулярно-структурного строения действующих веществ известных нам добавок, пластификаторы могут быть классифицированы как вещества, состоящие из молекул, имеющих неполярную гидрофобную и полярную, возможно ионизированную функциональную группу (табл. 1) [2].

Таблица 1

Активные группы добавок пластификаторов

Наименование пластификатора	Продукт, обуславливающий пластифицирующий эффект	Ионогенные группы	Не-ионогенные группы
Сульфитно-дрожжевая барда, лигносульфонаты технические модифицированные	лигносульфонаты щелочных и щелочноземельных металлов	Ph-O^- , R-COO^- , R-CH_2- SO_3^-	Ar- R-
Упаренная последрозжевая барда	аминокислоты	$-\text{COO}^-$, $-\text{NH}_2$, $-\text{OH}$	R-
Оксифенолы	полиоксифеноляты	Ph-O^-	Ar-
Аминофенолы	арилоксиды в щелочной среде ароматические аминогруппы	Ph-O^- Ar-NH_2	Ar-
Сульфонаты фенолоформальдегидной смолы	фенолят-анионы алкилсульфонаты	Ph-O^- R-CH_2- SO_3^-	Ar- R-
Суперпластификаторы С-3, С-4, СМФ	арилсульфонаты, алкилнафталинсульфонаты	Ar-SO_3^-	Ar-
Суперпластификаторы 10-03, 30-03, М-1	арилсульфонаты меламинсульфонаты	Ar-SO_3^- R=SO_3^-	Ar-
Карбоксилаты фенолоформальдегидной смолы (ПО-2)	фенолят-анионы арилкарбоксилаты щелочных металлов	Ph-O^- Ar-COO^-	Ar-
Пластификатор адипиновый щелочной ПАЩ	карбоксилаты щелочных металлов	R-COO^- R-COOH	R-
Нитросоединения ароматические и нитро-спирты щелочные	щелочные соли нитроновой кислоты, нитроэфиры	R- CH=NO_2^- R- $-\text{CH}_2-\text{ONO}$	R-
Гиперпластификаторы	карбоксилаты	Ar-COO^- R-COO^-	Ar- R-

Примечание — Ar– ароматический радикал; Ph– фенил; R – органический радикал.

Как установлено нами [3], в процессе гидратации алита и образования тоберморитового геля C-S-H молекулы добавок пластификаторов закрепляются в межслоевом пространстве гидросиликатов кальция, вытесняя оттуда молекулы воды и образуя органосиликатные фазы. В результате такой замены гидросиликатная структура цементного камня частично теряет упругие свойства, что отражается в снижении модуля упругости бетона с добавками пластификаторами. Также по данным [4] адсорбция полинафталинсульфонатов натрия (ПНС) на C₃A идет одновременно с фазообразованием и намного больше, чем на гидроалюминатах. Из двух конкурентных процессов: C₃A + SO₄²⁻ + H₂O и C₃A + R-SO₃Na + H₂O преимущественно протекает последний с образованием интеркаляционных структур гидроалюминатов кальция, когда молекулы ПАВ встраиваются в кристаллическую решетку гидроалюмината, вытесняя молекулы воды. С увеличением молекулярной массы ПАВ в новообразованиях растет содержание гидратной воды и элементарных звеньев ПНС.

Чтобы предсказать возможности образования той или иной органо-минеральной фазы цементного камня с химическими добавками, необходимо знать энтальпию ее образования и записать химическую реакцию. Для ее определения существуют экспериментальные и расчетные методы. Экспериментальные являются наиболее точными, но не всегда применимы и требуют больших затрат. Расчетные методы включают квантово-химические (метод Хартри-Фока, теория функционала плотности DFT, композитные методы и др.), методы сравнительного расчета и основанные на принципе аддитивности [5].

Полуэмпирические (AM, PM и др.), неэмпирические методы высокого уровня (HF, MP2) и методы теории функционала плотности предсказывают значения энтальпии образования с большой неточностью. Специально для термохимических расчетов в последние несколько десятилетий был разработан ряд аппроксимационных методов, из которых наиболее известны методы семейств Gaussian-n (Gn), CBS (Complete Basis Set), Weizmann-n (Wn), HEAT (High-accuracy extrapolated ab initio thermochemistry) и ccCA (correlation consistent composite approach), в которых расчет высокого уровня аппроксимируется серией расчетов более низкого уровня с целью достичь высокой точности в предсказании термохимических характеристик системы.

Наиболее распространёнными и доступными пакетами квантово-химических программ являются GAMESS, HyperChem и MOPAC. Каждый из этих пакетов включает набор различных неэмпирических и полуэмпирических методов. Ранее нами [6] проведены квантово-химические расчёты структурных, электронных и энергетических характеристик макромолекулы полиметиленафталинсульфонатного суперпластификатора С-3 и пластификатора ЛСТ в зависимости от степени поликонденсации. Расчеты проводились с помощью программного пакета PC GAMESS [7]. Полученные расчётные характеристики для полиметиленафталинсульфонатов и лигносульфонатов приведены в таблице 2.

Для термохимических расчетов в термодинамике силикатов широко используют методы, основанные на принципе аддитивности [8]. Аддитивные методы основаны на предположении, что величина физико-химического свойства (например, энтальпии образования или сублимации) может быть представлена как сумма вкладов отдельных фрагментов (групповых вкладов). Значения групповых вкладов определяются на основе имеющихся экспериментальных значений.

Для расчета неизвестных значений энтальпий образования гидросиликатов кальция применяют способ Коттрелла (связевых эквивалентов), основанный на средних энергиях связей кристаллических тел по уравнению

$$\Delta H_{f,298}^{\circ} = \sum n, E + \sum \Delta U_{\text{возг}} + \sum \Delta U_{\text{дис}} \quad (1)$$

где $\sum n, E$ – сумма средних энергий связи между атомами в молекуле соединения, кДж/моль;

$\sum \Delta U_{\text{возг}}$ – энергия возгонки твердых элементов, из которых образуется соединение (Si, Ca, Al и т.д.);

$\sum \Delta U_{\text{дис}}$ – энергия диссоциации газообразных молекул, из которых образуется соединение (O_2 , H_2 и т.д.).

Таким образом, для приближенных расчетов считают, что теплота образования сложной молекулы составляется аддитивно из теплот (или энергий) образования всех имеющихся в молекуле связей.

Значительное улучшение качества расчета энтальпий образования аддитивными методами достигается при укрупнении структурного элемента молекулы от атома до связи – метод связевых эквивалентов, а в особенности до группы – метод групповых эквивален-

тов [9]. Сущность метода состоит в том, что допускается равенство долей энергии отдельных структурных групп (оксидов, ионов, насыщенных молекул и т.д.) в одинаковых по структуре и принадлежащих к одной системе соединениях. Энтальпию образования соединения рассчитывают по формуле

$$\Delta H_{f,298}^0 = \sum D_i \quad (2)$$

где D_i – доля энергии отдельных структурных единиц.

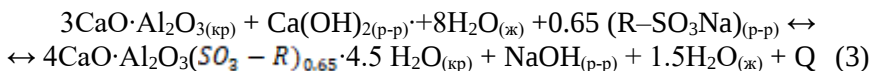
Метод применим для расчета энтальпии образования гидроалюминатов кальция, гидросульфалюминатов и гидрокарбоалюминатов кальция [9].

Таблица 2

Свойства полиметиленафталинсульфонатного суперпластификатора С-3 в зависимости от степени поликонденсации

Полиметиленафталинсульфонатный суперпластификатор С-3				Лигносulfонаты ЛСТ		
Степень поликонденсации, n	Теплота образования, Кдж/моль, H_f	Размер молекулы, R нм	Дипольный момент, D	Теплота образования, Кдж/моль, H_f	Размер молекулы, R нм	Дипольный момент, D
1.	-510,91	0,590	6,50	-1363,05	1,256	4,701
2.	-942,61	0,965	7,77	-2356,75	2,400	15,94
3.	-1368,80	1,529	9,36	-3495,89	3,270	21,51
4.	-1788,70	1,953	16,00	-4637,8	4,147	22,77
5.	-2187,31	2,229	15,93	-5786,28	4,953	30,33
6.	-2611,74	2,354	25,23	-6923,29	5,599	32,08
7.	-3051,06	2,906	20,92	-8053,6	6,406	31,78
8.	-3480,34	3,093	27,97	-9301,19	6,812	32,03
9.	-3904,43	3,474	29,69	-10547,1	7,358	30,23
10.	-4235,00	4,033	29,09	-11648,4	7,348	40,51
11.	-4634,74	4,009	22,77	-12582,2	9,249	43,11
12.	-5182,68	4,157	25,97	-	-	-
13.	-5620,00	5,393	27,78	-	-	-
14.	-6032,16	5,932	26,19	-	-	-
15.	-6479,26	6,109	22,81	-	-	-
16.	-6903,22	6,540	23,93	-	-	-
17.	-7502,12	5,140	25,80	-	-	-

Используя данные работы [4] запишем (с некоторыми допущениями) реакцию взаимодействия СЗА и ПНС в щелочной среде (для ПНС с n=4)



Чтобы определить тепловой эффект реакции, необходимо определить энтальпию образования новой органоминеральной фазы. Поскольку данные в литературе отсутствуют, воспользуемся методом структурной аналогии [9] и рассчитаем энтальпию образования $\text{C}_4\text{АН}_{4.5}$. За аналог примем $\text{C}_3\text{АН}_6$, а в качестве структурных единиц CaO , Al_2O_3 и H_2O . Тогда согласно [9] рассчитаем энтальпию образования $\text{C}_4\text{АН}_{4.5}$

$$4\text{CaO} \text{ Al}_2\text{O}_3 \text{ 4.5H}_2\text{O}_{(\text{кр})} \rightarrow 4\text{CaO}_{(\text{кр})} + \text{Al}_2\text{O}_{3(\text{кр})} + 4.5 \text{H}_2\text{O}_{(\text{кр})} \quad (4) \\ \Delta H_{f, \text{C}_4\text{АН}_{4.5}}^\circ = \sum D_3 = 4(-635.09) + (-1675.69) + 4.5(-298.85) = \\ = -5560.88 \text{ кДж/моль} \quad (5)$$

Для сравнения, энтальпия образования $\text{C}_3\text{АН}_6$ по справочным данным $\Delta H_f^\circ = -5545.47 \text{ кДж/моль}$, а рассчитанная этим методом $\Delta H_f^\circ = -5374.06 \text{ кДж/моль}$, т.е. ошибка составляет 3 %.

Теперь учтем 0,65 элементарного звена ПНС [6] в продукте реакции (3).

По данным табл.2 энтальпия образования добавки ПНС для степени поликонденсации n=4 составляет $\Delta H_f^\circ = -1788.70 \text{ кДж/моль}$. Тогда $0,65 \cdot (-1788.70) = -1162.7 \text{ кДж/моль}$, а суммарная энтальпия органоминеральной фазы с добавкой ПНС составит $\Delta H_f^\circ = -723.58 \text{ кДж/моль}$ и тепловой эффект реакции (4) $\Delta H_f = -417.18 \text{ кДж/моль}$. Реакция экзотермическая.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Рабинович, В.А. Краткий химический справочник / В.А. Рабинович, З.Я. Хавин // –Л.: Химия, 1978. – 392 с.
2. Юхневский, П.И. О влиянии химического строения солей нитроновых кислот и анион-радикалов семихинона на свойства цементных композиций /П.И. Юхневский//Строительная наука и техника, –2006. –№3. – с.30–36
3. Юхневский, П.И. О модели структуры гидросиликатного геля и влиянии химических добавок пластификаторов /П.И. Юхневский,

В.М. Зеленковский, В.С. Солдатов// Строительная наука и техника. –2013.–№1. –с.25-29

4. Вовк, А.И. Гидратация трехкальциевого алюмината C_3A и смесей C_3A – гипс в присутствии ПАВ: адсорбция или поверхностное фазообразование? /А.И. Вовк// Коллоидный журнал. 2000, т.62, №1. –с.31-38

5. Хурсан С.Л. Сопоставительный анализ теоретических методов определения термохимических характеристик органических соединений//Вестник Башкирского университета. 2014.т.19. №2. – с.395-401

6. Юхневский, П.И. Определение структурных и энергетических характеристик молекул пластифицирующих добавок С-3 и ЛСТ в зависимости от степени поликонденсации// Технологии бетонов, 2010, №1-2. –с.33-35

7. Schmidt M.W., Baldrige K.K., Boatz I.A., Elbert S.T., Gordon M.S., Yengen I.H., Koseki S. / J. Comput. Chem., –1993. –v.14. –№7, –p.1347–1363

8. Бабушкин, В.И. Термодинамика силикатов / В.И. Бабушкин, Г.М. Матвеев, О.П. Мchedлов-Петросян. –4 –изд. –М., Стройиздат, 1986. –406 с

9. Мchedлов-Петросян, О.П. О роли структурной аналогии и стехиометрии при термодинамическом исследовании силикатов/ О.П. Мchedлов-Петросян, В.И. Бабушкин// Кристаллография, т.6, вып.6, 1961. –с.933-936

STUDY ON THE BEHAVIOR AND MECHANISM OF ACCELERATED AGING OF POLYUREA COATING UNDER XENON LAMP

*LYU PING, CHE KAIYUAN, ZHANG YUE,
ZHANG CHUNYAN, CHENYANG*
Qingdao University of Technology
Qingdao, China

Abstract : In this paper, the surface properties, mechanical properties, microstructure and chemical composition of polyurea coating under Xenon lamp for 1000 h was investigated, these aging behavior were characterized and aging mechanism was analyzed through SEM and FTIR. The results indicated that the tensile strength, tear strength only showed a slight decrease after aging for 1000h while contact angle and

gloss showed a trend of decrease 15.64% and 22.19%, respectively. FTIR results showed that C-N bond, N-H bond and C-O-C bond be partly broken, and the degree of total hydrogen bonding decreased. As a result, the force of the molecular bond of the coating decreased.

1. Introduction

Concrete structures are widely fabricated in the harbours, submarine tunnels, and over sea bridges. Numbers of marine structures are constructed with the exploitation of the marine resources and utilize of the marine spaces. However, the marine structure corrosion occurs gravely due to environmental factors, which diminish the safety and durability of marine concrete structure fearfully. In recent years, polyurea coatings are widely known for their corrosion resistance, ageing resistance, good mechanical properties, and strong adhesion to substrates ^[1-4]. They have been increasingly used in marine protection projects such as sea-crossing bridges, undersea tunnels, docks, and offshore highways ^[5-7]. According to ^[8-10] research^[8-10], the outdoor protective life of polyurea coating can reach 100 years, and the protective effect is remarkable, which provides effective measures for the realization of many major projects with ultra-long life^[11, 12].

Research on aging in the marine environment of coatings has become an important issue for coating losing its protective performance in a complex environment. More and more studies use artificial accelerated aging to study the aging behavior of coating ^[13-16]. For example, s. Bhargava et al. ^[17] studied the UV aging mechanism of waterborne polyurethane coatings. The results showed that the functional groups such as C-O-C, C=O, C-H and CO-NH were fractured. Zhu^[5] studied the aging mechanism of aliphatic polyurethane coatings and acrylic polyurethane coatings under ultraviolet light irradiation. The results showed that the acrylic polyurethane was mainly cleaved by C-O bond, and the aliphatic polyurethane was mainly cleaved by C-N bond. As a special polyurethane coating, previous researches have been limited to chemical bond cleavage ^[6, 18-22]. There were few studies on the degree of hydrogen bonding and the relative content of soft and hard segments before and after aging.

Therefore, the natural exposure experiment of marine environment was simulated by Xenon arc lamp irradiation. SEM, FTIR were used to study the degree of hydrogen bonding and the chemical change of poly-

urea coating before and after aging. Furthermore, the aging mechanism of coated Xenon lamp under aging is obtained.

2. Experimental section

2.1 Material

The polyurea coating used in this experiment was manufactured by Qingdao Shamu Advanced Material Co., Ltd., China. The sprinkler uses the PHX-40 proportional spray gun and the AP-2 spray gun from Polyurethane Machinery of the United States. The spray temperature and pressure are 65 ° C and 2500 psi, respectively. The coating thickness was about 2 mm and it was completely cured for 7 days.

2.2 Experimental method

Samples with a size of 40cm×20cm were prepared and placed in a Xenon weather-resistant aging lamp (Suzhou Zhihe Environmental Testing Equipment Co., Ltd., Suzhou, China) for aging. The temperature was set to 40 °C, the humidity setting value was 50%, and the light setting value was 600 W/m².

2.3 Characterization

2.3.1 Mechanical properties test

Tensile strength, tear strength and elongation at break of the coating were tested by MZ-4000D1 universal testing machine, Jiangsu Mingzhu Testing Machinery Co., Ltd., China. The tensile speed was 500±5mm/min, and the minimum stroke was 750mm to ensure that the measured value was between ranges of 30-70%. The accuracy was not less than 1%. The tearing speed was 200 mm/min.

2.3.2 Thickness test

Thickness gauge was produced by Jiangsu Mingzhu Company, the minimum division value was required to be 0.01mm, the pressure weight was (100±10) g, the diameter of the measuring surface was (10±1) mm and the dial value was 0-100HA.

2.3.3 Gloss test

The sample was tested by XGP series mirror gloss meter produced by Tianjin Xintong Guangda Technology Development Co., Ltd.

2.3.4 Contact angle test

Using SDC-200 static contact angle tester, Dongguan Shengding Precision instrument Co., Ltd. Wipe the sample with anhydrous ethanol and remove the floating dust on the surface of the sample. Inject proper amount of distilled water into the syringe, but place the sample on the

loading table, place it flat and drop the liquid. Distilled water drops stay on the surface of the sample for a few seconds, waiting for the droplet to stabilize, and then capture the digital image of the droplet profile.

2.3.5 Scanning electron microscope:

The microstructure of the samples before and after aging was observed by JSM-7500F scanning electron microscope, Japan electronics Co., Ltd. The resolutions were 1.0nm (15kv) and 1.4nm (1kv), respectively. The acceleration voltage range was from 0.1kv to 30kV, the electron gun uses tungsten wire lamp and the range of the magnification was from 25 times to 1000000 times.

2.3.6 FTIR

Vertex 70 FTIR spectrometer (Brooke Optics, Germany) was used to study the ATR-FTIR (attenuated total reflection) spectra of samples before and after aging with 32 scans and 4cm⁻¹ resolution. The spectral region from 4000 to 500cm⁻¹ was cleaned with anhydrous ethanol and used to measure the surface of the sample. The degree of degradation can be detected by detecting the change of dipole moment related to the telescopic vibration of functional groups

3. Results and Discussion

3.1 Glossness

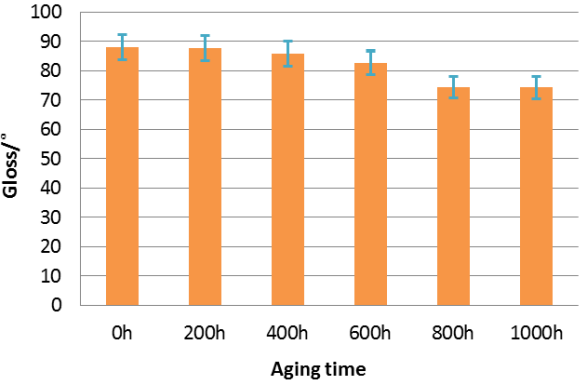


Fig.1. Change of gloss for aging 1000h

The gloss was measured by the light reflection principle, and was one of the important means to characterize the roughness of the coating^[23]. Figure 1 showed the glossiness of the xenon arc lamp with the light-

collecting coating on the illumination of 200h, 400h, 600h, 800h and 1000h. As can be seen from the figure, before the xenon lamp was irradiated, the glossiness was $87.97\pm2.8^\circ$, the irradiation time reached 1000 hours, and the glossiness was $74.21\pm3^\circ$, which was decreased by about 15.64%. The results showed that the surface roughness of the coating increases after 1000 h of Xenon arc lamp irradiation, which may be due to micropores and microcracks on the surface of the coating during aging.

3.2 Contact angle and surface energy

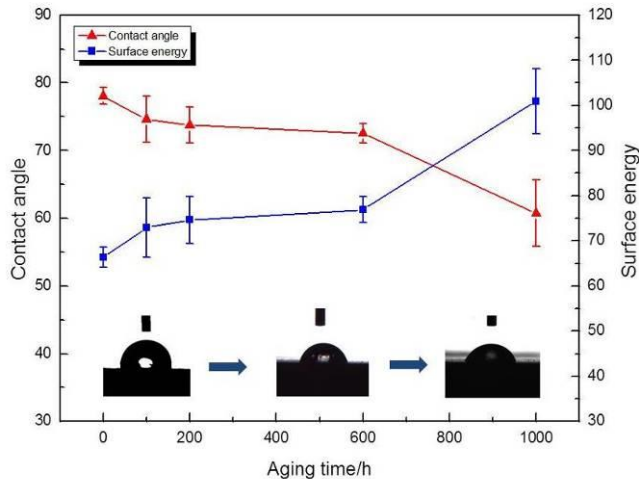


Fig.2. Change of contact angle and surface energy

Figure 2 showed the change of water contact angle on the xenon lamp for 100h, 200h, 600h and 1000h, and the surface energy was calculated using Fowkes polarity analysis. When the aging time was 0h, 100h, 200h, 600h and 1000h, The contact angles was $78.05\pm1.2^\circ$, $74.65\pm3.4^\circ$, $73.74\pm2.6^\circ$, $72.56\pm1.4^\circ$ and $60.73\pm5.9^\circ$, respectively, which decreased by about 22.19%. The literature^[24] showed that the contact angle was correlated with the wetting properties of the coating surface, and the results showed that the wettability of the coating was enhanced. The surface energy of the coating increased with the aging time, and it was $66.34\pm2.27^\circ$, $72.89\pm6.5^\circ$, $74.65\pm5.2^\circ$, $76.90\pm3.8^\circ$ and $100.94\pm12.17^\circ$ at 0h, 100h, 200h, 600h and 1000h respectively. The hydrophilicity of the surface of the coating increased, which greatly increased the adhesion of

dust and other contaminants; the surface polarity increased, indicating that the functional groups on the surface increase and the molecular structure changed after the coating ages.

3.3 Mechanical properties

3.3.1 Change of hardness and thickness

Tab.1

Change of hardness and thickness

Aging time/h	0	200	400	600	800	1000	Rate of change
Hardness A	90.67	91.00	90.67	89.33	89.30	89.63	1.14%
Thickness/mm	2.45	2.47	2.43	2.34	2.23	2.34	4.89%

Table 1 showed that the hardness and thickness of the coating change during the aging process of 1000 h. The effect of Xenon lamp irradiation on the hardness of the coating was not obvious, but the hardness of the coating was basically unchanged after aging, which only decreased by 1.14%. Aging had a slight effect on the thickness of the coating, which may be due to the degradation of macromolecules on the surface of the coating under the aging of the Xenon lamp, which led to the decrease of the thickness of the coating.

3.3.2 Tensile strength, tear strength and elongation at break

The tensile strength, tear strength and elongation at break over time of the coating under the xenon lamp for 100 h, 200 h, 600 h and 1000 h, respectively, were given in Figure 3. It can be clearly seen from the drawing that the tensile strength, tear strength, and elongation at break tendency of the coating during the irradiation of the xenon lamp are consistent.

When irradiated for 200h, the mechanical properties of the coatings showed an upward trend to a certain extent. The reason for this phenomenon was that in the early stage of irradiation, ultraviolet light, temperature and other factors would promote the cross-linking between polyurea macromolecules. In combination, this process competes with the cross-linking of molecules and the breakage of molecular bonds, and the cross-linking effect was significantly greater than the breaking bond, which increased the mechanical properties.

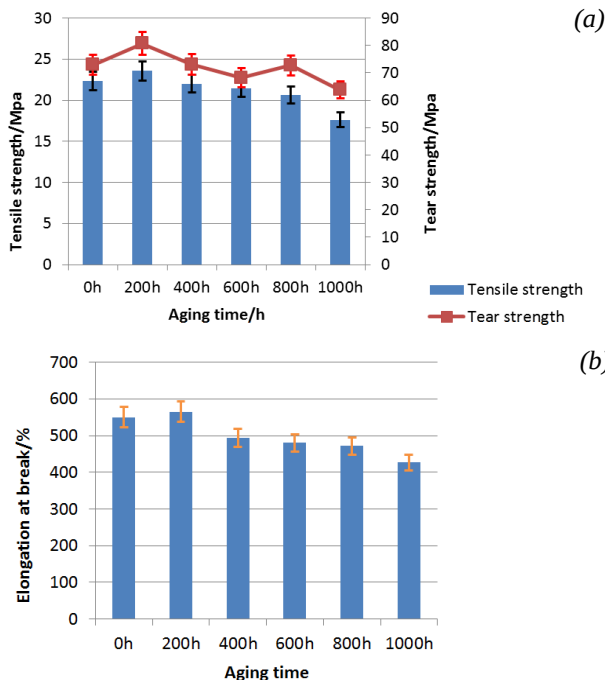


Fig.3 Change of (a) tensile and tear strength; (b) elongation at break

After irradiation for 400 h, the mechanical properties of the coating began to decrease. However, the tensile strength, tear strength decreased by 4.68MPa and 9.17Mpa, respectively when the irradiation time reached 1000h the coating still had good mechanical properties.

3.4 SEM

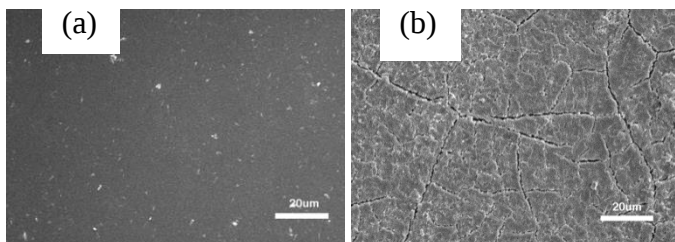


Fig.4. SEM of polyurea (a) before and (b) after 1000h aging

Figure 4 showed the surface morphology of the coating before and irradiated with Xenon lamp for 1000 h. It can be seen from the diagram that the surface of the coating was smooth and flat before aging, and there were no obvious defects. After aging for 1000 hours, cracks, holes and other defects appeared on the surface of the coating, and white powder impurities are attached to the surface. This was due to the degradation of macromolecules on the surface of the coating irradiated by Xenon lamp.

3.5 FT-IR

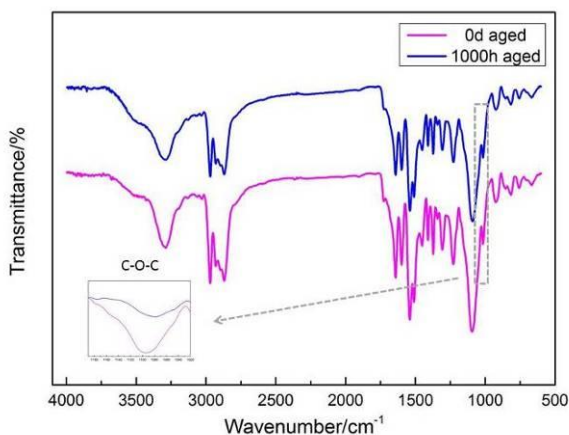


Fig.5. FTIR of polyurea coating before and after aging

FT-IR spectroscopy has been utilized to study the functional group change of polyurea coating before and after aging. As shown in Fig. 6, all spectra were characterized by a major band centered at 3287 cm^{-1} , ascribed to the N-H groups, and another peak at about 1540 cm^{-1} , which was assigned to the C-N bond. The peaks due to the carbonyl stretching bands were characterized by bands at $1600\text{--}1700\text{ cm}^{-1}$. The above peaks proved the existence of -NH-CO-NH- ^[3].

The major difference between the spectra corresponding to the unaged and aged sample was only their intensity of bands. A decrease in the intensity signal of the aged compared to the unaged sample was observed and it indicated the beginning of the disappearance of such bands. So such structural modifications, namely chain scissions, have provided

evidence that the xenon lamp aging provokes a harmful effect on the material resistance. This result confirmed again the mechanical degradation previously described in Refs^[10]. In the vicinity of 3287 cm⁻¹, 1540 cm⁻¹, respectively, representing N-H, C-N stretching vibration peak was slightly weakened, and the urea carbonyl absorption band of about 1600-1700 cm⁻¹ also had a certain degree of downward trend. Therefore, the bond between N-H, C-N and C=O had different degrees of fracture.

Quantitative analysis of hydrogen bonding characteristics of the segmented copolymers was conducted by using Fourier transform infrared spectroscopy^[25]. The carbonyl stretching bands were deconvoluted into components corresponding to different free and hydrogen bonded groups, as shown in Table 2. The proportion of ordered hydrogen bond and disordered hydrogen bond was 59.26% and 21.17%, respectively. While the ordered after aging changed to 53.49%, disordered changed to 21.03%. The total hydrogen bonding degree of the coating decreased from 80.43% to 74.52% after 1000 h irradiation with Xenon lamp. The literature^[26] showed that the degree of hydrogen bonding was related to the intermolecular force of the coating, that was to say, the higher the degree of hydrogen bonding of the coating molecule was, the greater the intermolecular interaction force was. The experimental results showed that the intermolecular force of the coating decreases after aging. The macroscopic performance was the decrease of the mechanical properties of the coating.

Table 2

Percentage of hydrogen bonding before and after aging						
Aging time/h	Wavenumber r (cm ⁻¹)	Assignment	Area	Percentage of hydrogen bonding (%)		
				X _o	X _{diso}	X _b
0	1633-1643	Ordered hydrogen bonding	5.9026	59.26		80.43
	1651-1665	Disordered hydrogen bonding	2.1083		21.17	
	1674-1686	free	1.9597			
1000	1628-1645	Ordered hydrogen bonding	3.7821	53.49		74.52
	1652-1668	Disordered hydrogen bonding	1.487		21.03	
	1675-1683	free	1.8013			

4. Conclusion

The aging behavior of polyurea coating irradiated by Xenon arc lamp for 1000 h was studied in this paper. The results show that the surface morphology, gloss, contact angle and mechanical properties of the coating were changed. The tensile strength, tear strength and elongation at break all increased at first and then decreased. When the aging time reached 1000 h, the tensile strength and tear strength decreased 4.68 and 9.17MPa, respectively. Gloss and contact angle also showed a downward trend, which decreased by 15.64% and 22.19% respectively. FTIR study showed that there existed bond breakage between C-N, C-H and C=O bond. After aging, the hydrogen bonding degree of the coating decreased, which resulted in the decrease of molecular force.

REFERENCES

- [1] Huang Weibo. Spray Polyurea Elastomer Technology. Chemical Industry Press, Beijing, China, 2005.
- [2] Lyu Ping, Weibo Huang. Degradation of Polyaspartic Polyurea Coating Under Different Accelerated Weathering Tests. Journal of Sichuan University(Engineering science Edition) 2007;39:92-7.
- [3] Lyu Ping. Studies on the Novel Polyaspartic Ester Based Polyurea Coatings for Marine Concrete Protection [doctor]: Ocean University of China; 2007.
- [4] Ma S, Van EH, Noordover B, Sablong R, Van RB, Koning C. Isocyanate-free approach to water-borne polyurea dispersions and coatings. Chemsuschem 2017;11.
- [5] Zhu Y, Xiong J, Tang Y, Zuo Y. EIS study on failure process of two polyurethane composite coatings. Progress in Organic Coatings 2010;69:7-11.
- [6] Feng L, Iroh JO. Polyimide–polyurea copolymer coating with outstanding corrosion inhibition properties. Journal of Applied Polymer Science 2018;135:45861.
- [7] Iqbal N, Tripathi M, Parthasarathy S, Kumar D, Roy PK. Polyurea coatings for enhanced blast-mitigation: a review. Rsc Advances 2016;6.
- [8] Lyu Ping, Chen Guohua, Huang Weibo. Degradation of Polyaspartic Polyurea Coating under Different Accelerated Weathering Tests, Polymer materials science and engineering, 2007,39(2):92-97
- [9] Lyu Ping, Zhang Jing. Corrosion test and results of acid, alkali and salt of polyurea coating. Corrosion and protection 2011;32:103-6.
- [10] Lyu Ping, Huang Weibo. Research Progress on Aging of Organic Protective Coatings. Material guide A 2011;25:83-5.
- [11] Lu P, Zhang Y, Jia C, Li Y, Mao Z. Use of polyurea from urea

for coating of urea granules. Springerplus 2016;5:457.

[12] Gauch E, Leblanc J, Shukla A. Near Field Underwater Explosion Response of Polyurea Coated Composite Cylinders. Composite Structures 2018.

[13] Boubakri A, Guermazi N, Elleuch K, Ayedi HF. Study of UV-aging of thermoplastic polyurethane material. Materials Science and Engineering: A 2010;527:1649-54.

[14] Boubakri A, Haddar N, Elleuch K, Bienvenu Y. Impact of aging conditions on mechanical properties of thermoplastic polyurethane. Materials & Design 2010;31:4194-201.

[15] Boubakri A, Elleuch K, Guermazi N, Ayedi HF. Investigations on hygrothermal aging of thermoplastic polyurethane material. Materials & Design 2009;30:3958-65.

[16] Lyu Ping, Hu Xiao. Aging resistance of polyaspartic acid ester polyurea coatings with different hard segment content in marine environment. Corrosion and protection 2008;29:116-8.

[17] Bhargava S, Kubota M, Lewis RD, Advani SG, Prasad AK, Deitzel JM. Ultraviolet, water, and thermal aging studies of a waterborne polyurethane elastomer-based high reflectivity coating. Progress in Organic Coatings 2015;79:75-82.

[18] Rossi S, Fedel M, Petrolli S, Deflorian F. Accelerated weathering and chemical resistance of polyurethane powder coatings. Journal of Coatings Technology and Research 2016;13:427-37.

[19] Amrollahi M, Sadeghi GMM. Assessment of adhesion and surface properties of polyurethane coatings based on non-polar and hydrophobic soft segment. Progress in Organic Coatings 2016;93:23-33.

[20] X.F. Yang DET, G.P. Bierwagen. Blistering and degradation of polyurethane coatings under different accelerated weathering tests. Polymer Degradation and Stability 2002;77 103–9.

[21] Chattopadhyay DK, Raju KVS. Structural engineering of polyurethane coatings for high performance applications. Progress in Polymer Science 2007;32:352-418.

[22] X.F. Yang CV, D.E. Tallman. Weathering degradation of a polyurethane coating. Polymer Degradation and Stability 2001; 74 341–51.

[23] Hanlu Zhang YD, Yuming Tang. Correlation between natural exposure and artificial ageing test for typical marine coating systems. Journal of applied polymer science 2016;1-9.

[24] Luy Ping, Huang Weibo, Chen Guohua. Research on morphology and properties of polyaspartic ester polyurea with different hard segment contents. Modern Chemical Industry ,2006,26 (9) :28-33

[25] Chavan JG, Rath SK, Praveen S, Kalletla S, Patri M. Hydrogen bonding and thermomechanical properties of model polydimethylsiloxane based poly

(urethane-urea) copolymers: Effect of hard segment content. Progress in Organic Coatings 2016;90:350-8.

[26]Lyu Ping, Chen Guohua, Huang Weibo. SYNTHESIS, MORPHOLOGY AND PROPERTIES STUDY OF NOVEL POLYUREA BASED ON POLYASPARTIC ESTERS, Journal of Chemical Engineering of Chinese Universities, 2008,22 (1) : 106-112

УДК 624.012

DETERMINATION OF CRITICAL STRESS FIBER INTENSITY FACTOR OF CONCRETE BY TEARING OFF WITH A SPLITTING

SADOUSKAYA A., LEONOVICH S., POLONINA A., BUDREVICH N.

Belarusian National Technical University
Minsk. Belarus

Annotation. There are no particular obstacles for crack propagation in high-strength concrete. However, in the dispersion-reinforced concrete obstacles in the form of fibers hamper the spread of the crack. It is clear that under the action of the load, the development of a crack is inevitable, but additional energy is expended on overcoming each obstacle in the form of a fiber, so the process of cracking can gradually fade. Thus, the fibers in the concrete are crack inhibitors. Crack resistance is a local physico-mechanical property of a solid that characterizes the ability to resist the propagation of cracks in it. Fiber concrete is a building material for which a distinctive feature is the improvement of crack resistance characteristics. The determination of the stress intensity factor makes it possible to correctly assess the resistance of the material during the formation and development of cracks. The stress intensity factor is one of the most important indicators of the crack resistance of a material such as fiber-reinforced concrete. For this reason, the methods and methods for determining this indicator should most fully disclose all the features of work under load and the quality of fiber-reinforced concrete. To determine the stress intensity factor in the laboratory, you can use the technique of Leonovich S.N., Piradov K.A., Guzeev E.A. The essence of the method consists in determining the maximum loads destroying control

specimens in compression and calculating the critical values of the stress intensity. For the authors, the task was to find a way to determine the stress intensity factor in already existing fiber-reinforced concrete structures.

This article describes a method for determining the critical stress intensity factor of structural steel fiber concrete with normal separation. On the surface of the structure, a stress concentration zone is carried out, which is loaded through an anchor installed in a hole drilled in a fiber-reinforced concrete before the microvolume is pulled out. The data obtained determine the critical stress intensity factor. In addition to the pull-out force, geometrical measurements of the truncated cone of fracture of the structural steel fiber-reinforced concrete are made. In the established relationship between them, determine the critical stress intensity factor K_{IC} of steel fiber concrete with normal separation.

Introduction. Forming and distribution of cracks in a body of reinforced concrete structures has significant effect on operational properties of the building. For the correct assessment of strength of structural concrete with the cracks formed in it, there is a need of establishment of such parameter as crack resistance, namely the critical stress intensity factor (CSIF) which is defined experimentally and is a constant for material. Especially this question is relevant at construction and exploitation of buildings and constructions with a fibrous concrete. The main distinctive feature of a fibrous concrete from the concrete reinforced by steel rebars is the increased characteristics of crack resistance [1-3].

There is a number of ways of concrete crack resistance determination on samples in laboratory conditions. However the greatest interest is attracted by a possibility of determination of fracture toughness of structural concrete, using nondestructive methods. So some possible options of obtaining parameters of crack resistance of a fibrous concrete are given in literature.

The quality control method of a fiber reinforced concrete [4] consisting in installation of an anchor in a structure and creation in it pull out effort is known. In the course of a pull out of microvolume of a fiber reinforced concrete determine the size of its linear movements along a structure. Receive the schedule of dependence of linear movements of microvolume along a structure on the size of the effort enclosed to an anchor. Determine strength of a fiber reinforced concrete by the received schedule. Using a graph "loading - movement" for the pulled-out micro-

volume, estimate also quality of the fiber reinforced concrete working with cracks, applying special parameters.

Shortcomings of the considered method is the following: installation of a figured anchor in a timbering; considerable complication of a test procedure, at measurement of vertical linear movements of an anchor and the pulled-out microvolume of a fiber reinforced concrete; essential convention, uncertainty of the received results, complexity of recalculation, large volume of parallel tests of samples.

The method of determination of critical stress of intensity factor in a concrete structure [5] which entity consists in the following is known: in a product of rectangular section carry out a zone of concentration of tension which is loaded before destruction and determine critical stress intensity factor by according to the data. The zone of concentration of tension in concrete structure is carried out in the form of an angular segment in the place of intersection of its perpendicular edges. The forming zone is loaded on a surface of an angular segment to its break off then measure a rupture load and parameters of the broken-off angular segment, and the critical stress of intensity factor in a concrete structure is determined by a formula.

Shortcomings of this method are: impossibility of strength of high strength concrete; impossibility of installation on an uneven surface (roughness's more than 5 mm); impossibility of installation on the flat site of a design concrete structure (only structures of rectangular section).

Work purpose. The task in development of determination method of critical stress of intensity factor of a fiber reinforced concrete of the exploited concrete at a normal separation was set that will allow to exercise in turn quality control of a fibrous concrete directly in a concrete structure in such parameters as crack resistance, frost resistance and durability of material which can be predicted depending on stress intensity factor [6].

Mathematical modeling. The objective is solved by the fact that, in a way of determination of critical coefficient of intensity of tension of a fiber reinforced concrete in a design at a normal separation, being that on the concrete structure surface carry out a zone of concentration of tension which is loaded through an anchor, the installed in pull out shot in the fibrous concrete to a pull out of microvolume and determine critical stress intensity factor by the obtained data, at a normal separation directly from a concrete on the set site, besides pull out effort, make geometrical measurements of the truncated cone of destruction of a fiber rein-

forced concrete of a concrete structure and in the established dependence between them, determine critical stress of intensity factor of K_{IC} of a fiber reinforced concrete at a normal separation by a formula [7]:

$$K_{IC} = \frac{3P [\cos^2(90-\alpha) - \sin^2(90-\alpha)]}{2\pi h^2 (1 + \frac{r_0}{r_0 + h \tan \alpha})^5} \cdot \sqrt{2\pi l} \left[\frac{0,8}{(\frac{R}{l})^3 - 1} + 0,7 \right], \quad (1)$$

where P – the force of a pull out, MN;

α – a corner between forming a cone of destruction and the party of the shot;

$$\alpha = \arctg \left(\frac{R}{h} \right)$$

l – length forming a destruction cone.

Difference between the maximum radius of a cone of destruction and radius of the shot:

$$R = r_{\max} - r_0, \quad (2)$$

where $r_{\max}$ – the maximum radius of a cone of destruction;

r_0 – shot radius;

h – shot length.

The entity of an invention is explained by drawings where the truncated cone of destruction is represented (fig. 1)

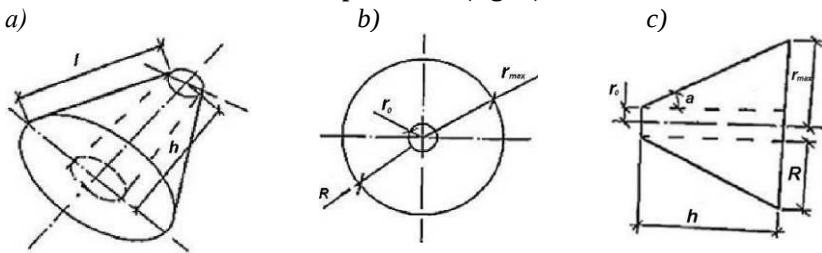


Fig. 1 – The truncated destruction cone: *a* – the scheme of the truncated cone of a pull out in an axonometric; *b* – the scheme of the truncated cone of a pull out – the front view; *c* – the scheme of the truncated cone of a pull out – a side view.

The method of determination of critical stress of intensity factor of a fiber reinforced concrete in a concrete structure at a normal separation is realized as follows. In the pull out shot in the fiber reinforced concrete the special anchor device is installed by the radius of r_0 and a part of a fibrous concrete is pulled out by the press pump, the HPPSC (hydraulic

press pump self-centering) type, in the form of the truncated cone with the maximum radius of destruction of r_{max} and length of shot h .

Destruction happens on a cone surface, forming which coincides with the platform of the main tension.

In the course of a pull out of microvolume directly from a design on the set site besides the size of force determine the sizes of the truncated destruction cone: r_o radius, shot h length, length of the forming destruction cone l , also calculate critical stress intensity K_{IC} of a fiber reinforced concrete by the developed formula (1).

Conclusion. In the course of testing in the way of a pull out of microvolume of a fiber reinforced concrete use characteristic only for dispersion reinforced materials the effect which is that after formation of the trunk crack determining the pulled-out microvolume the last does not separate from a construction body, and the force from an anchor in sections with a crack is perceived by a fiber reinforcement, i.e. there is an opportunity at further loading to estimate behaviour of a fiber reinforced concrete after formation of cracks. When testing after formation of cracks there is a violation of coupling of a fiber with concrete which is followed by movement of the pulled-out microvolume along a construction body. Strength of a fiber reinforced concrete which is quality parameter is determined by force value, and calculation of critical stress intensity factor at a normal separation is made taking into account geometrical parameters of a spur and truncated cone of destruction. Thus this method belongs to nondestructive and can freely be used in already existing constructions from a fiber reinforced concrete for assessment of crack resistance.

LITERATURE:

1. Strength, crack resistance and durability of structural concrete under temperature and humidity effects: monograph / S. N. Leonovich [et al.]. - Moscow: Infra-M, 2018. - 257, [1] p.
2. Zhdanok S.A., Polonina E.N., Leonovich S.N., Khrustalev B.M., Koleda E.A. Increasing the strength of concrete with a plasticizing additive based on nanostructured carbon // Construction materials. 2018. № 6. P. 67–72
3. Koleda, E. A., Leonovich S. N. Characteristics of the crack resistance of fiber-reinforced concrete as a determining factor for quality / E. A. Koleda, S. N. Leonovich // Technology of construction and recon-

struction: TCR-2015: proceeding of the International Scientific and Technical Conference / Belarusian National Technical University and the National Academy of Sciences of Belarus; by ed. B.M. Khrustalev and S.N. Leonovich. - Minsk: BNTU, 2017. - p. 282-287.

4. Patent RU 2114412 "Method of quality control of steel fiber concrete", published on 06/27/1998

5. Patent RU 2324916 "Method for determining the critical stress intensity factor in a product", published on May 20, 2008

6. Koleda, E. A. Influence of disperse reinforcement on the density and porosity of fiber-reinforced concrete / E. A. Koleda, A. I. Bondarovich, S. N. Leonovich // Innovative training of engineering personnel based on European standards (Eurocodes): proceeding of the International Scientific Technical Conference (Minsk, May 30, 2017) / [editorial board: V.F. Zverev, S.M. Koleda]. - Minsk: BNTU, 2017. - p. 97-102.

7. The theory of elasticity / S.P. Tymoshenko, J. Goodier; translated by M.I. Reitman from English, edited by G.S. Shapiro - Science Publishing House, main editorial board for physical and mathematical literature - Moscow, 1975 - p.576

РАЗДЕЛ VI. МЕХАНИКА ГРУНТОВ, ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

УДК 624.154

ОПРЕДЕЛЕНИЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ОСНОВАНИЙ НАБИВНЫХ СВАЙ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ СТАТИЧЕСКИХ ИСПЫТАНИЙ И ДАННЫХ СТАТИЧЕСКОГО ЗОНДИРОВАНИЯ

ЕРОХИНА Ю. А.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Статическое зондирование является одним из наиболее подходящих методов для прогнозирования несущей способности свай и оценки изменения физико-механических свойств этих грунтов в результате заглубления свай. Статическое зондирование - процесс вдавливания зонда в грунт с постоянной скоростью и одновременным измерением показателей сопротивления грунта. Данный метод приходит на помощь при получении наиболее полных и достоверных данных о грунте, таких как его мощность, границы распространения, однородность по площади и глубине. Одним из оснований для использования статического зондирования исследования является сам факт устройства на площадке свайного фундамента. Однако куда более серьезным поводом оснастить буровые штанги специализированным статическим зондом является невозможность забора проб грунта, а также сложные условия для бурения – мерзлота, обилие песчаных и водяных линз, значительна массовая доля твердых мелкофракционных включений, частое чередование слоев грунта с различной плотностью.

Методы полевых испытаний грунтов сваями (натурными, эталонными, сваями-зондами) выполняются в соответствии с требованиями СТБ 2242-2011 «Грунты. Методы полевых испытаний сваями», статическое зондирование выполняется в соответствии с ГОСТ 20069-81.

Статическое зондирование позволяет исследовать грунты в природном сложении и отличается от их испытаний сваями высокой производительностью, относительной простотой и незначительной стоимостью. Параметры статического зондирования позволяют наиболее достоверно оценить несущую способность грунтов по боковой поверхности свай и под ее пятой.

Для анализа результатов определения несущей способности набивных свай используем результаты статического зондирования грунтов и испытания грунтов буронабивными сваями статической вдавливающей нагрузкой на объекте «Многофункциональный комплекс на пересечении просп. Независимости и ул. Макаенка, дом 5а [1]. Статическое зондирование было выполнено установкой УСЗ-15/36А (тип зонда II) согласно ГОСТ 19912-2001 и СТБ ISO для оценки прочности грунтов и выделения инженерно-геологических элементов (ИГЭ) в точках наблюдения. Глубина погружения зонда составила от 10,0м до 25,0м. По всей глубине погружения регистрировались: удельное сопротивление грунта под наконечником зонда q_s , МПа и удельное сопротивление зонда по боковой поверхности зонда f_s , МПа. Определение нормативных и расчетных значений характеристик грунтов и выделения инженерно-геологических элементов (ИГЭ) производились в соответствии с требованиями ГОСТ [2], СТБ ISO [3] и ТКП [4].

По результатам буровых работ, статического зондирования и лабораторных исследований на территории, отведенной под строительство жилого дома № 5а выделено 12 инженерно-геологических элементов (ИГЭ). Перечень ИГЭ приведен в таблице 1. Несущим слоем для свай является супесь моренная средней прочности ИГЭ-11 и супесь моренная прочная ИГЭ-12. Моренные глинистые грунты считаются надежными основаниями для самых тяжелых и ответственных сооружений, что обусловлено их плотным сложением, очень низкой пористостью и слабой сжимаемостью. В соответствии с высокой плотностью сжимаемость моренных отложений незначительна: показатели механических свойств характеризуют морену как плотный, слабосжимаемый грунт.

Таблица 1

Перечень инженерно-геологических элементов

ИГЭ	Разновидность грунтов
Искусственные (техногенные) образования	
ИГЭ-1	Насыпной грунт
Флювиогляциальные надморенные отложения и пески моренные	
ИГЭ-2	Супесь средней прочности
ИГЭ-3	Супесь слабая
ИГЭ-4	Песок мелкий прочный
ИГЭ-5	Песок мелкий средней прочности
ИГЭ-6	Песок средней крупности средней прочности
ИГЭ-7	Песок крупный и гравелистый прочный
ИГЭ-7а	Песок крупный и гравелистый средней прочности
ИГЭ-7б	Песок крупный малопрочный
Моренные отложения	
ИГЭ-8	Супесь моренная слабая
ИГЭ-9	Супесь моренная средней прочности ($1.0 < q_s < 1.4 \text{ МПа}$)
ИГЭ-10	Супесь моренная средней прочности $1.4 < q_s < 1.8 \text{ МПа}$)
ИГЭ-11	Супесь моренная средней прочности ($1.8 < q_s < 2.5 \text{ МПа}$)
ИГЭ-12	Супесь моренная прочная

Анализом результатов статического зондирования установлено, что изученная толща грунтов (до глубины 25м) неоднородная по прочностным и деформационным характеристикам. Строение толщи сложное слоистое. Характер пространственной изменчивости показателей физических свойств отдельных ИГЭ незакономерный, значения коэффициентов вариации удовлетворяют требованиям ГОСТ 20522-96.

Геологический разрез представлен сложной слоистой толщей с непредсказуемыми границами линз и прослоев отдельных ИГЭ. Обобщенные результаты статического зондирования приведены в таблице 2.

Расчетная нагрузка, допускаемая на сваю по несущей способности (N , кН), определяется по формуле [5]:

$$N = \frac{F_d}{\gamma_k}, \quad (1)$$

где F_d - расчетная несущая способность грунта основания сваи, кН;

γ_k – коэффициент надежности, принимаемый равный 1,25, если несущая способность определена по результатам статического зондирования грунта.

Таблица 2

Обобщенные результаты статического зондирования

Номер ИГЭ	Значение g_s , МПа	Значение f_s , МПа
ИГЭ-1	9.1	0.125
ИГЭ-2	2.3	0,044
ИГЭ-3	0.6	0.019
ИГЭ-4	18.3	0.154
ИГЭ-5	6.1	0.071
ИГЭ-6	10.2	0,12
ИГЭ-7	18.3	0.199
ИГЭ-7а	0.6	0.025
ИГЭ-7б	1.2	0.029
ИГЭ-8	1,6	0.029
ИГЭ-9	2.1	0.037
ИГЭ-10	3.3	0.46
ИГЭ-11	2.1	0.037
ИГЭ-12	3.3	0.46

Несущую способность сваи, работающей на сжимающую нагрузку, по результатам статического зондирования (F_d , кН), следует определять по формуле:

$$F_d = \frac{\sum_{i=1}^n F_u}{n\gamma_g}, \quad (2)$$

где F_u -частное значение предельного сопротивления сваи в точке статического зондирования, кН;

n – количество точек статического зондирования;

γ_g – коэффициент надежности(безопасности)по грунту.

Частное значение предельного сопротивления сваи в точке статического зондирования (F_u , кН), следует определять по формуле:

$$F_u = \overline{R_s}A + \overline{R_{fs}}hU, \quad (3)$$

где $\overline{R}_s$ – среднее значение предельного сопротивления грунта под нижним концом сваи по данным статического зондирования в рассматриваемой точке, МПа;

A – площадь поперечного сечения сваи, m^2 ;

$\overline{R}_{fs}$ – среднее значение предельного сопротивления грунта на боковой поверхности сваи по данным статического зондирования в рассматриваемой точке, МПа;

h – глубина погружения сваи в грунт, м;

U – периметр поперечного сечения ствола сваи, м.

Среднее значение предельного сопротивления грунта под нижним концом сваи по данным статического зондирования в рассматриваемой точке ($\overline{R}_s$, МПа), определяется по формуле:

$$\overline{R}_s = \sum_{i=1}^n \beta_{1i} \overline{g}_{si} z_i / z, \quad (4)$$

где β_{1i} – коэффициент перехода от $\overline{g}_s$ к $\overline{R}_s$ для i -го слоя грунта в пределах участка z , м;

$\overline{g}_{si}$ – среднее значение удельного сопротивления i -го слоя грунта под наконечником зонда, МПа, полученное из опыта на участке z , м;

z_i – толщина i -го слоя грунта в пределах участка z , м;

z – участок, расположенный в пределах одного диаметра или меньшей стороны сечения сваи выше и четырех диаметров или четырех меньших сторон сечений сваи ниже отметки острия проектируемой сваи, м.

Среднее значение предельного сопротивления грунта на боковой поверхности сваи ($\overline{R}_{fs}$, МПа) по данным статического зондирования в рассматриваемой точке, следует определять по формуле:

$$\overline{R}_{fs} = \sum_{i=1}^n \beta_{2i} \overline{f}_{si} h_i / h, \quad (5)$$

где β_{2i} – коэффициент, принимаемый по таблице 4.2. П2-2000 к СНБ 5.01.01-99;

$\overline{f_{si}}$ – среднее значение удельного сопротивления i -го слоя грунта на боковой поверхности зонда, полученное в пределах глубины погружения на боковой поверхности сваи (h , м), МПа;

h_i – толщина i -го слоя грунта в пределах глубины погружения на боковой поверхности сваи, м;

h – глубина погружения сваи, м.

Результаты значений сопротивлений, определенных статическими испытаниями и по данным статического зондирования на данном объекте представлены в таблице 3.

Таблица 3

Значения в кН сопротивлений грунтов,
определенные разными методами

№ точки зондирования	Значения сопротивлений в кН			
	По статическим испытаниям $F_d^{ст.исп.}$	По прочности грунта F	По статическому зондированию $F_d^{ст.зонд.}$	N, кН
1	2	3	4	5
1	1050	875	1029	823,2
2	1050	875	750,3	600,24
3	1050	875	840	672
4	1050	875	690	552
5	1050	875	908,4	726,72
6	1050	875	834,4	667,52
7	1100	917	773,21	618,568
8	1100	917	904	723,2
9	1100	917	617,4	493,92
10	1100	917	821,4	657,12
11	1100	917	730	584
12	1100	917	637,8	510,24
13	1100	917	739	591,2
14	1100	917	794,3	635,44
15	870	725	809,4	647,52
16	1050	875	807,8	646,24
17	1050	875	761,1	608,88
18	1050	875	530	424
19	870	725	856	684,8
20	1050	875	664,9	531,92

1	2	3	4	5
21	1100	917	673	538,4
22	1100	917	624	499,2
23	1100	917	753,4	602,72
24	1100	917	893,2	714,56
25	1100	917	949,9	759,92
26	1100	917	921,48	737,184
27	1100	917	650	520
29	1100	917	965	772
30	1100	917	766,8	613,44
31	400	333	605,2	484,16
32	1050	875	861	688,8
33	1050	875	865,4	692,32
34	1050	875	868,5	694,8

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Технический отчет (часть 2) о результатах инженерно- геологических изысканий по объекту № 13.043.0.00 «Многофункциональный комплекс на пересечении просп. Независимости - ул. Макаёнка. Жилой дом № 5а по г/п».-91с.

2. ГОСТ 20522-96 Грунты. Метод статической обработки результатов испытаний - Минск, 1996.

3. СТБ ISO 22476-12-2009. Геотехнические исследования и испытания. Полевые испытания. Часть 12. Испытания с помощью механического конического пенетрометра (СРТМ). Госстандарт-Минск, 2009.

4. ТКП 45-5.01-15-2005(02250). Прочностные и деформационные характеристики грунтов по данным статического зондирования. Минск: Минкстройархитектуры Республики Беларусь, 2006.

5. Национальный комплекс нормативно-технических документов в строительстве. Пособие к строительным нормам Республики Беларусь. Проектирование забивных и набивных свай по результатам зондирования грунтов: П2-2000 к СНБ 5.01.01-99. - Введ. 25.07.2000.- Минск: Минкстройархитектуры Республики Беларусь, 2001-26с.

**ОСОБЕННОСТИ ГЕОТЕХНИЧЕСКОГО
ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ СВАЙ ПО ЕВРОКОД 7 В
УСЛОВИЯХ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ (СРАВНИТЕЛЬНЫЙ
АНАЛИЗ ЕВРОПЕЙСКИХ И НАЦИОНАЛЬНЫХ НОРМ)**

КРАВЦОВ В. Н.

Белорусский национальный технический университет,
РУП "Институт БелНИИС"
Минск, Беларусь

Введение. Национальный комплекс технических нормативных правовых актов в области архитектуры и строительства (ТНПА) Республики Беларусь в настоящее время, с 01.01.2010 г., включает две нормативные базы: национальную (белорусскую, в формате ТКП РБ, СНБ РБ, СТБ РБ) и европейскую (в формате ТКП EN: Еврокод, СТБ EN), разработанную на основе европейских стандартов (Еврокодов).

В результате, при практическом использовании Еврокодов, не вошедших в перечень приказа № 340 от 10.12.2014 г., «О переходе на Еврокоды», у специалистов возникает большое количество вопросов, связанных с применением утвержденных документов, их статусом, порядком действия и приоритетом по отношению к национальным ТКП РБ, в т.ч. к методам расчета.

Частично эти вопросы регламентированы письмом Минстройархитектуры Республики Беларусь [1], в котором говорится, что утвержденные и введенные в действие в Республике Беларусь европейские стандарты не отменяют действия блока национальных ТНПА, за исключением указанных в приказе №340 (СНБ 5.01.03 и СНиП 2.01.07-85). Их допускается применять для внутреннего проектирования и строительства наряду с Еврокодами.

Согласно [1], решение о использовании при проектировании тех или других норм (ТКП РБ, ТКП EN) принимается заказчиком и проектной организацией с указанием этого условия в контракте (договоре) на проектные работы, задании на проектирование.

При этом, общая интеграция национальных и европейских норм в Республике Беларусь осуществляется на базе Технического регламента (ТР) «Здания и сооружения, строительные материалы и изделия. Безопасность» [2], утвержденного Постановлением Совета Министров от 31.12.2010г., №1748. Технический регламент разработан на основе Директив 89/106/ЕЕС и 2002/91/ЕС Евросоюза и определяет требования к зданиям, сооружениям, строительным материалам и изделиям, правила подтверждения соответствия требованиям технического регламента, а также маркировки знаком соответствия. Однако, в указанных документах [1, 2] отсутствуют данные (мероприятия) по актуализации и внедрению Еврокодов для проектирования и эффективному применению методов расчета различных конструкций, в т.ч. фундаментов и их оснований.

В Программе из 10-ти Строительных Еврокодов и 58 их частей к проектированию оснований и фундаментов относятся следующие стандарты:

- EN 1997, Еврокод 7: Геотехническое проектирование. Часть 1, часть 2.

- EN 1998, Еврокод 8: Проектирование сейсмостойких конструкций.

- Еврокод 7, часть 1 утвержден с национальным приложением.

- Еврокод 7, принятый (введенный) в действие в Республике Беларусь (ТКП EN /3, 4/) является версией перевода с английского немецких норм DIN EN 1997 – 1:2005-10 и предназначен для проектирования оснований и фундаментов всех типов сооружений, в т.ч. подпорных конструкций. Он позволяет делать расчеты геотехнических воздействий на сооружение, а также устойчивости грунта, подверженного воздействию от сооружения. В документе имеются все предписания (требования) и правила для выполнения геотехнической части строительного проекта. Их следует применять совместно с EN 1990 «Еврокод 0: Основы строительного проектирования» (CEN, 2002) [5] для проверки предельных состояний (ULS) и Еврокод 1 : воздействия на конструкции [6] для определения нагрузки на элементы сооружений и их допустимых смещений при контакте с грунтом

- Еврокод 7 состоит из двух частей: ТКП EN 1997-1 «Геотехническое проектирование. Часть 1. Основные правила» [3]; EN 1997-2

«Геотехническое проектирование. Часть 2. Исследования и испытания грунтов» [4].

Часть 1 Еврокода 7 «Основные правила» является общим документом, излагающим только принципы геотехнического проектирования в рамках метода расчета по предельным состояниям (LSD). В частности в нем дается общий расчет геотехнических воздействий массива грунта на структурные элементы сооружения в виде: опор, фундаментов, свай, подземных частей зданий и др., а также деформаций и напряжений, возникающих в грунте от внешних воздействий. Отдельные детальные сведения проектирования или расчетные схемы и принципы (точные формулы, графики и др.) приводятся в «информативных» (рекомендуемых) приложениях и одном нормативном (обязательном) приложении А, где указаны «парциальные» (частные) множители, корреляционные коэффициенты для критических предельных состояний по прочности и их рекомендованные значения, уточняемые на национальном уровне или принимаемые по умолчанию.

В настоящее время, параметры, определяемые в Еврокод 7 на национальном уровне, приняты по умолчанию или без соответствующего обоснования. Это приводит к снижению эффективности применения Еврокода 7 [3] на территории белорусского региона. Кроме того, отсутствуют или не полностью актуализированы СТБ EN к нему по испытанию грунтов, а изыскательские организации не оснащены соответствующим оборудованием, отвечающим требованиям СТБ EN. Следует также отметить, что:

1 – Европейской Комиссией для строительного проектирования, расчета прочности и устойчивости несущих конструкций, странам-участницам внедряющим ЕС рекомендуется перед их введением, подготовить инструкции (руководства) по применению Еврокодов, в частности, в рамках высшего образования, курсов переподготовки и повышения квалификации инженерно-технического состава. В настоящее время в Республике Беларусь такие инструкции отсутствуют.

2 – среди специалистов разработчиков Еврокода 7 также имеются существенные разногласия по формату проверки предельных состояний STR и GEO. Одни настаивают на двойной проверке (неопределенности внешней нагрузки и устойчивости грунта), а другие

предпочитают использовать только один формат сочетаний воздействий [7 и др.].

В связи с этим, в Еврокоде 7 для геотехнического проектирования рекомендуются три различных подхода: ПП1, ПП2, ПП3 (Design Approaches (1, 2, 3): DAI, DA2, DA3). Выбор ПП (DA) согласно [3, 5, 7 и др.], должен происходить на уровне каждой отдельной страны и закрепляться в национальном приложении Еврокода 7. Этот подход используется для всех типов геотехнических сооружений (фундаментов на естественном основании, свайных, подпорных конструкций, склонов, общей устойчивости). В настоящее время ПП1 (DA1) для расчета свай принят в Англии и еще 6-ти Европейских странах; ПП2 (DA2) – примерно в 9-ти странах; ПП3 (DA3) – в 3-х странах (рис. 1).

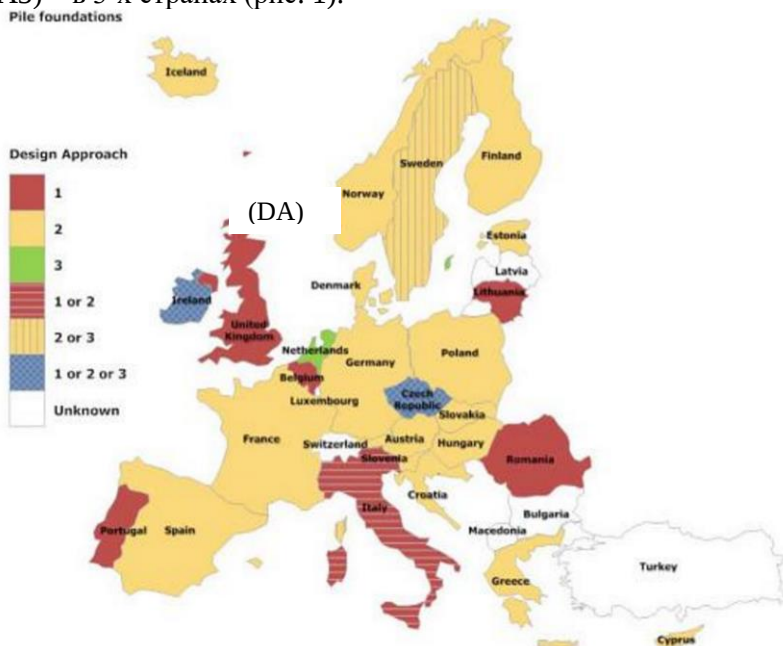


Рис. 1. Варианты принципов проектирования (DA/ПП) по Еврокод 7, принятые в странах Евросоюза для проектирования свайных фундаментов

Исходя из вышеизложенного, для эффективной имплементации Еврокода 7 в Республике Беларусь требуется.

1. Разработать, согласно директивы 89/109 ЕС, инструкцию (рекомендации) по применению ТКП EN Еврокод 7 для условий РБ.

2. Определить наиболее эффективный проектный подход (из ПП1-ПП3) и уточнить частные и поправочные коэффициенты для обеспечения максимальной эффективности выбранного принципа проектирования и возведения оснований и фундаментов из условия: «Надежность – экономическая и техническая эффективность – защита потребителя» [5, 7, 13].

Для решения поставленных Минстройархитектурой Республики Беларусь задач по актуализации Еврокодов, в РУП "Институт БелНИИС" проведен комплекс геотехнических исследований методов проектирования по белорусским ТКП РБ [8-11] и европейским нормам ТКП EN 1997-1-2009: Еврокод 7, часть 1 [3] с целью уточнения параметров национальных приложений и его эффективной имплементации в условиях белорусского региона.

В настоящей статье приводятся часть материалов выполненной работы, касающиеся сравнительного анализа результатов расчета оснований свай по двум нормативным базам национальных ТНПА Республики Беларусь.

1 Методика сравнительного анализа двух баз типа по расчету оснований свай

Методы сравнительных расчетов свай, приведенных в двух нормативных блоках ТНПА: национальном ТКП РБ [8-11 и т.д.] и европейском ТКП EN [3-6], базируется на:

- учете грунтовых особенностей белорусского региона, согласно приложению А [8], тестовых расчетов оснований свай, наиболее распространенных в Республике Беларусь;

- анализе данных литературных источников по использованию Еврокода 7 при геотехническом проектировании, в частности, следующих зарубежных авторов R. Frank, A. Bond, A. Harris, P. Arnold, G.A. Fenton, M.A. Hicks, T. Schweckendiek, B. Simpson, L.L. Trevor, E.R. Farrel, R. Driscoll, P. Scott, J. Powell, Trevor Orr [7, 12-21 и др.].

Сущность методов расчетов используемых в 2-х базах национальных ТНПА РБ заключается в проверке двух групп предельных состояний по материалу и грунту (таблица 1).

В статье приведены результаты сравнительных расчетов согласно двум базам ТНПА для предельного состояния только по несущей

способности оснований свай при вдавливающей осевой нагрузке с учетом грунтовых условий белорусского региона.

Таблица 1

**Сравнение предельных состояний, используемых в ТНПА
Республики Беларусь при расчете оснований свай**

Предельные состояния по сравниваемым базам ТНПА	
Европейской (ТКП EN)	Национальной (ТКП РБ)
По несущей способности: - потеря общей устойчивости; - потеря прочности на сжатие для свайного фундамента; - выдергивание или недостаточное сопротивление растяжению для свайного фундамента; - разрушение основания от действия поперечной нагрузки на свайный фундамент; - разрушение конструкций свай при сжатии, напряжении, изгибе, потере продольной устойчивости или сдвиге; - совместное разрушение основания и свайного фундамента; - совместное разрушение основания и сооружения; По деформациям и динамике - чрезмерные осадки; - чрезмерное пучение; - чрезмерное поперечное перемещение; - недопустимые колебания.	Первая группа (несущая способность): - проверка прочности материала свай и свайных ростверков; - проверка несущей способности грунта основания свай; - проверка несущей способности оснований свайных фундаментов при больших горизонтальных нагрузках Вторая группа (деформации): - проверка вертикальных и горизонтальных перемещений свай; - проверка образования трещин в конструкциях.

Согласно [22 и др.] наиболее характерны для строительных площадок белорусского региона слоистые основания из четвертичных отложений второй категории сложности, описываемые расчетной схемой II по приложению А [8], которая принята в качестве основной (рисунок 2). В качестве грунтов основания для расчетной схемы на рисунке 2 приняты наиболее часто встречающиеся на территории белорусского региона четвертичные отложения из песков и глин, с характеристиками по ТКП [11] (табличные значения).

В выполненной работе и в тестовых расчетах рассматривались следующие типы готовых (сборных) и набивных свай и технологии их устройства, наиболее часто применяемые в массовом строительстве:

- традиционные готовые заводского изготовления, погружаемые забивкой (далее забивные);
- традиционные буронабивные в пробуренных скважинах;
- набивные в пробитых скважинах с уширением их пяты и ствола (вытрамбованные, выштампованные, в т.ч. инъекцией и раскатыванием);
- винтовые металлические сваи;
- сваи, выполненные по технологии jetgrouting и т.д.

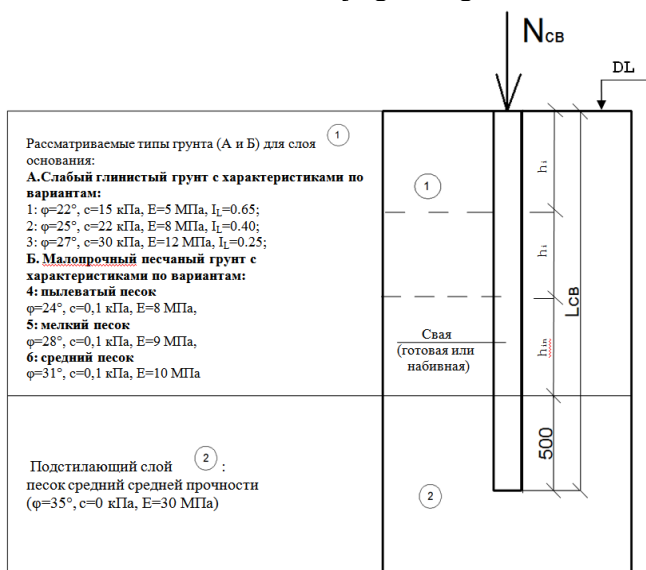


Рис. 2. Расчетные схемы для сравнительных расчетов оснований свай по результатам их статических испытаний и теоретического метода с использованием данных физико-механических характеристик грунтов
 $N_{св}$ – нормативная нагрузка на сваю; $L_{св}$ – длина сваи; DL – отметка планировки

До 70% всех применяемых в массовом промышленно-гражданском строительстве свай составляют готовые железобетонные квадратные призматические сваи с поперечным сечением ($b \times h$: 300×300, 350×350, 400×400) мм длиной до (6-10) м и круглые

буронабивные сваи диаметром (300-800) мм, в отдельных случаях (под высотные и сильнонагруженные сооружения) диаметром (1000-2000) мм длиной до 30 м.

В связи с вышеизложенным для **тестовых** расчетов в выполненных исследованиях рассмотрены следующие типы свай, наиболее применяемые в массовом строительстве Беларуси, и их характерные основания:

– типовые готовые (забивные) квадратные (расчетная схема основания по рисунку 2, соответствует категории сложности оснований II по приложению А ТКП [1]):

I – ($b \times h \times L_{\text{св}} = 300 \times 300 \times 4000$) мм; **II** – ($350 \times 350 \times 5000$) мм; **III** – ($400 \times 400 \times 6000$) мм;

– типовые буронабивные, устраиваемые в разбуренных скважинах (основания по рисунку 2):

IV – ($\varnothing \times L_{\text{св}} = 300 \times 4000$) мм, **V** – (600×7000) мм, **VI** – (800×9000) мм; **VII** – (1200×15000) мм.

В [3-8, 10] приведены следующие рекомендуемые методы расчета оснований свай по несущей способности:

- а – по результатам статических испытаний грунтов сваями;
- б – по данным статического или динамического зондирования;
- в – по физико-механическим характеристикам грунтов, установленным испытанием или по таблицам.

В настоящей статье анализируются результаты расчетов с использованием методов **а** и **в**.

В сравнительных методах расчета свай по первой группе предельных состояний согласно ТКП РБ [1-3] необходимо вычислить допускаемую нагрузку на сваю F_u а по ТКП EN [7] – расчетное проектное значение сопротивления грунта основания свай $R_{c;d}$, исходя из условий:

– по ТКП РБ [1-3]:

$$N \leq F_u, \quad (1)$$

где N – максимальная расчетная вдавливающая осевая нагрузка на сваю в наиболее невыгодном сочетании, кН;

F_u – допускаемая нагрузка (предельная) на сваю по прочности грунтового основания, кН;

– по ТКП EN [7]:

$$F_{c;d} \leq R_{c;d} , \quad (2)$$

где $F_{c;d}$ – наиболее неблагоприятная проектная осевая вдавливающая нагрузка на сваю, кН;

$R_{c;d}$ – проектная величина сопротивления грунтового основания вдавливанию сваи в предельном состоянии, кН.

Параметры F_u и $R_{c;d}$ приняты в качестве критериев для сравнительного анализа методов расчета по несущей способности и выбора проектного принципа для условий Республики Беларусь. В соответствии с [3, 5, 6] проектная нагрузка на сваю в свою очередь зависит от процентной доли временной и постоянной нагрузок относительно ее общей величины. Поэтому расчет выполняется с учетом следующего соотношения долей нагрузки: 30%/70%; 40%/60%; 50%/50% (числитель – процентная доля **временной** нагрузки от ее общей величины; знаменатель - **постоянной**).

Так как, в связи с разногласием среди специалистов разных европейских стран по подходам и принципам расчета фундаментов (см. рисунок 1), в ТКП EN не указан конкретный принцип проектирования, сравнительные расчеты выполняются по всем трем принципам.

2 Сравнительные исследования геотехнических методов расчета оснований по двум базам ТНПА, их результаты и анализ

2.1 Сравнительные расчеты по результатам испытания грунтов сваями. Методики определения допустимой (предельной) нагрузки на сваю регламентируемые ТКП РБ и проектного (предельного) сопротивления основания сваи ТКП EN с использованием статических испытаний грунтов сваями на вдавливающие осевые нагрузки – схожи. По данным статических испытаний строятся графики зависимости осадки сваи от нагрузки $s = f(p)$. Затем для допускаемой нормами осадки с учетом количества испытаний свай по ТКП РБ [8-10] проверяется не превышение предельного сопротивления ее основания F_u (допускаемой нагрузки на сваю), а по ТКП EN [3] предельное состояние по разрушению основания (GEO), исходя из трех проектных подходов (ПП1...ПП3/DA1...DA3), использующих наборы частных коэффициентов в сочетаниях (A_1, A_2 – к репрезентативным воздействиям $F_{гер}, M_1, M_2$ – к характеристическим параметрам $X_k, R_1...R_4$ – к сопротивлениям).

Принципиальные отличия методов определения предельной нагрузки на основания сваи (первая группа предельных состояний) в ТКП РБ [8-10] и ТКП EN [3] заключаются в следующем:

- осадка, при которой определяется данная характеристика, зависит от доли средней осадки здания $s = \xi \cdot S_{u,mt}$, учитывающей его конструктивную схему уровень ответственности, класс сложности основания, количество проведенных испытаний и находится в пределах (80-400 мм), где ξ – коэффициент перехода от осадки здания к осадке сваи, равный 0,2-0,5. В ТКП EN 1997-1 $R_{c;d}$ определяется при осадке равной 10% доле диаметра или поперечного размера сваи (см. п. 7.6.1.1.(3) [3]). В результате при диаметре сваи 1200 мм, величина осадки, при которой определяется предельное сопротивление ее основания, по ТКП EN почти в 2-4 раза больше, чем по ТКП РБ, что сильно завышает величину $R_{c;d}$ по результатам испытаний.

- при определении допустимой (предельной) нагрузки на основание сваи по ТКП РБ и расчетного (проектного) значения сопротивления грунта вдавливаю сваи по ТКП EN используются различные частные и поправочные коэффициенты к воздействиям, сопротивлениям, характеристикам материала.

Ниже приведены тестовые примеры сравнительного определения допустимой нагрузки на основания свай F_u по ТКП РБ и проектного (расчетного) значения сопротивления основания вдавливаю сваи $R_{c;d}$ по ТКП EN.

Пример 1 сравнительных расчетов несущей способности оснований свай по результатам их испытаний статической нагрузкой.

Дано. Испытано 4-е буронабивные сваи $\varnothing 1200$ мм на строительной площадке здания с железобетонным каркасом II-ого уровня ответственности. Грунтовое основание свай II-ой категории сложности. Проектная (расчетная) нагрузка на сваю $N = F_{c;d} = 1,0$ МН. Распределение временной и постоянной нагрузки в ее общем объеме составляет 40%/60%. Получены графики (рисунок 3) зависимости их осадки от нагрузки $s = f(p)$.

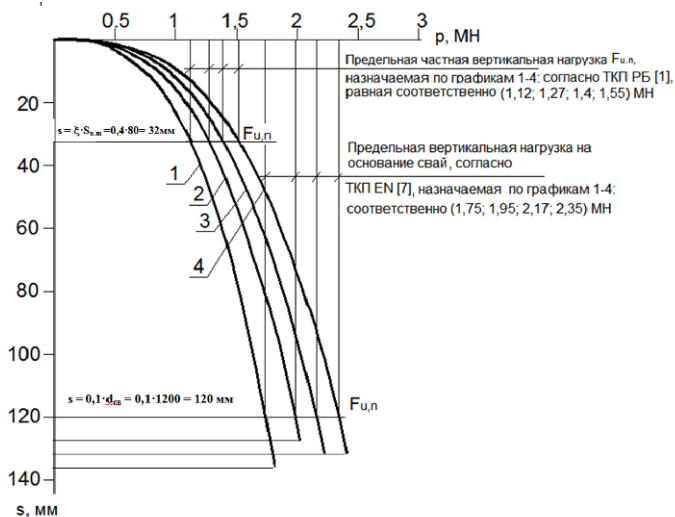


Рис. 3. Графики зависимости осадки буронабивных свай диаметром 1200 мм от нагрузки $s = f(p)$

2.1.1 Расчет по ТКП РБ. По результатам статических испытаний (см. рисунок 3) показатели частных значений 4-х одинаковых свай, испытанных на одной площадке при осадке, согласно [8], $s = \xi \cdot S_{u,mt} = 0,4 \cdot 80 = 32 \text{ мм}$ составили $F_{u,n} = (1,12, 1,27, 1,40, 1,55) \text{ МН}$.

Так как количество испытаний свай меньше 6-ти, несущая способность, согласно [8], назначается по меньшему из всех частных значений по формуле

$$F_d = \gamma_c \cdot F_{u,n} / \gamma_g = 1,0 \cdot 1,12 / 1,0 = 1,12 \text{ МН},$$

где γ_c - коэффициент условий работы; γ_g - коэффициент надежности по грунту, принимаемые в соответствии с п. 5.2.16.1 [8] равными 1,0, т.к. испытаний менее 6 шт.

Тогда допустимая нагрузка на сваю составит:

$$F = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{1,12}{1,2} = 0,93 \text{ МН}; \cong N = 1,0 \text{ МН}.$$

где γ_k - коэффициент надежности метода определения несущей способности сваи по грунту, равный 1,2 по таблице 5.6 [8].

2.1.2 Расчет по ТКП EN. По результатам статических испытаний (см. рисунок 3) показатели предельных частных характеристических значений сопротивления грунта вдавливаю 4-х одинаковых свай на одной площадке при осадке, согласно [3], равной 10% от ее диаметра, $s = 1200 \times 0,1 = 120$ мм, соответственно составили: $R_{c,k} = (1,75; 1,95; 2,17; 2,35)$ МН. Характеристическое значение $R_{c,k}$ сопротивления грунта вдавливаю свай по результатам испытаний, если их количество $n > 1$ шт., назначается исходя из двух значений: минимального $R_{m,min} = 1,75$ МН и среднего $R_{m,mean} = 2,06$ МН значений показателей предельных нагрузок на основания свай, (см. рисунок 3) по формуле (3) [3]

$$R_{c,k} = \min(R_{m,mean}/\xi_1; R_{m,min}/\xi_2), \quad (3)$$

где ξ_1, ξ_2 – поправочные коэффициенты, учитывающие количество испытанных свай. Для четырех испытаний по таблице А9 [3]: $\xi_1 = 1,10$; $\xi_2 = 1,0$.

Тогда $R_{c,k} = \min\{2,06/1,1 = 1,87; 1,75/1,0 = 1,75\}$, принимается $R_{c,k} = 1,75$ МН.

Проектное (расчетное) сопротивление основания вдавливаю свай $R_{c,d}$ зависит от выбранного принципа проектирования. Учитывая то, что в [3] приведено 3-и проектных принципа (ПП1-ПП3/DA1-DA3) и в национальном приложении приоритет не отдается ни одному из них, расчет $R_{c,d}$ производится с использованием всех трех подходов.

Проектное сопротивление основания $R_{c,d}$, при использовании принципа **ПП1/DA1** и соответствующих ему 2-х сочетаний набора частных коэффициентов сопротивления γ_t , определяемых по таблице А.7 $\gamma_t = 1,1$ (сочетание 1) и $\gamma_t = 1,0$ (сочетание 2), составит:

- для сочетания 1: $R_{c,d} = R_{c,k}/\gamma_t = 1,75/1,1 = 1,59 > F_{c,d} = 1,0$ МН;
- для сочетания 2: $R_{c,d} = R_{c,k}/\gamma_t = 1,75/1,0 = 1,75$ МН $> F_{c,d} = 1,0$ МН.

Аналогично, при использовании принципов проектирования **ПП2/DA2** и **ПП3/DA3**, проектные (расчетные) сопротивления оснований свай вдавливаю в соответствующих им сочетаниях наборов частных коэффициентов для сопротивлений R_2 (в ПП2) – $\gamma_t = 1,1$ и R_3 (в ПП3) – $\gamma_t = 1,0$, составит:

- при использовании **ПП2/DA2**: $R_{c,d} = R_{c,k}/\gamma_t = 1,75/1,1 = 1,59$ МН $> F_{c,d} = 1,0$ МН, что соответствует сочетанию 1 по **ПП1/DA1**;

- при использовании **ППЗ/ДА3**: $R_{c,d}=R_{c,k}/\gamma_t=1,75/1,0=1,75$ МН > 1,0 МН что соответствует сочетанию 2 по **ПП1/ДА1**.

2.2 Сравнительные расчеты несущей способности сваи аналитическим методом с использованием данных физико-механических свойств грунта.

Пример 2. Рассматривается один из вариантов сравнительных расчетов по вышеприведенной методике исследований двух геотехнических баз национальных ТНПА по проектированию оснований свай.

Исходные данные. Рассчитывается традиционная готовая (забивная) призматическая свая типоразмера I (см. методику) с поперечным квадратным сечением со сторонами (0,3×0,3) м, длиной 4 м, погруженная в слоистое основание с характеристиками грунтов определенными испытаниями по одной скважине (см. вариант А на рисунке 3): для 1-го и 2-го слоев грунта h_1 и h_2 – $\gamma' = 20$ кН/м³, $c'_{u1} = 15$ кПа, для 3-го слоя h_3 – $\gamma' = 18$ кН/м³, $c'_{u3} = 0,01$ кПа. Нормативная (репрезентативная) осевая вдавливающая нагрузка на сваю составляет – $N_n(F_{rep}) = 250$ кН. Распределение временной и постоянной нагрузки в ее общем объеме составляет 40%/60% (числитель/знаменатель). По результатам испытаний 3-х свай $F_{un,min}(R_{m,min}) = 364$ кН, нормативная (репрезентативная) несущая способность их основания составляет: минимальная средняя их трех – $R_{m,min} = 396$ кН. Расчетная схема сваи типоразмера I (см. методику) с характеристиками свойств ее основания приведена на рисунке 3.

2.2.1 Расчет по ТКП РБ. Согласно [8, 9] несущая способность основания сваи F_d по аналитическому методу определяется как сумма сопротивления грунта вдавливанию нижнего конца и ствола. Для этого, предварительно, основание сваи разбивается на 3-и слоя $h_1 = 2$ м, $h_2 = 1,5$ м и $h_3 = 0,5$ м, по таблицам 6.1 и 6.2 [9] для которых, а также в уровне ее нижнего конца определяется расчетные сопротивления грунта, равные в данном случае: $R = 4400$ кПа и $R_{fi} = (7,5; 14; 60)$ кПа.

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{cr} \cdot RA + \gamma_{cf} \cdot u_i \cdot \sum R_{fi} \cdot h_i) =$$

$$= 1(1 \cdot 4400 \cdot 0,09 + 1 \cdot 1,2 \cdot (7,5 \cdot 2 + 14 \cdot 1,5 + 60 \cdot 0,5)) = 396 + 79,2 = 475,20 \text{ кН},$$

где $\gamma_c, \gamma_{cr}, \gamma_{cf}$ – коэффициенты условий работы сваи в грунте, равные 1;

A – площадь поперечного сечения сваи, 0,09 м²;

u_i – усредненный периметр поперечного ствола сваи в i -м слое грунта, 1,2 м;

h_i – толщина до 2-х метров i -ого слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью свай, на которые разбивается ее основание, м.

Допустимая (предельная) нагрузка на сваю, согласно ТКП РБ, по результатам:

– расчетов

$$F_{cal} = \frac{F_{d,cal}}{\gamma_k} = \frac{475,20}{1,4} = 339,43 \text{ кН} > N = \gamma_n \cdot N_n = 1,2 \cdot 250 = 300 \text{ кН};$$

– испытаний

$$F_m = \frac{F_{dm}}{\gamma_k} = \frac{364}{1,2} = 303,33 \text{ кН}; > N = \gamma_n \cdot N_n = 1,2 \cdot 250 = 300 \text{ кН}.$$

где γ_k – коэффициент надежности метода определения несущей способности свай, равный, согласно [8]: $\gamma_k = 1,4$ – для аналитического метода $\gamma_k = 1,2$ – по результатам испытаний свай.

2.2.2 Расчет по ТКП EN. Предельные характеристические сопротивления грунта вдавливаю свай в грунт, в аналитическом методе с использованием физико-механических характеристик грунтов, как и в методе по результатам испытаний свай статической нагрузкой, определяются по аналогичной формуле (3), в которой индексы "m" ("измеренный") заменены на "cal" ("расчетный"), а значения ξ_1, ξ_2 на ξ_3, ξ_4 , приведенные в приложении А [7].

Характеристические значения среднего $(R_{c,cal})_{mean} = (R_{b,cal} + R_{s,cal})_{mean}$ и минимального $(R_{c,cal})_{min} = (R_{b,cal} + R_{s,cal})_{min}$ (см. формулу (3)) допускается определять по любой из аналитических теорий подтвержденных опытными данными с использованием поправочных и частных коэффициентов для назначения проектного (расчетного) сопротивления свай $R_{c;d}$.

Характеристическое сопротивление основания (несущую способность по терминологии [8]) вдавливаю свай $R_{c;k} = (R_{b,k} + R_{s,k})$ по вышеприведенным исходным данным, определяется как сумма сопротивления вдавливаю ее нижнего конца $R_{b,k}$ и сдвигу ствола $R_{s,k}$ с использованием поправочных, частных коэффициентов ξ_4 и аналитических формул теории упругости, рекомендуемых [3].

$$R_{b;k} = R_{b,cal} / \xi_4 = R_b \cdot (c' \cdot N_c \cdot s_c + q' \cdot N_q \cdot s_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma) / \xi_4 =$$

$$= 0,3 \cdot 0,3 \cdot (1 \cdot 61,30 \cdot 1,63 + 72 \cdot 48,89 \cdot 1,69 + 0,5 \cdot 18 \cdot 0,3 \cdot 74,83 \cdot 0,7) / 1,4 = \mathbf{382,11 \text{ кН}},$$

$$\text{где } s_q = 1 + \sin \varphi' = 1 + 0,616 = 1,62; s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1) = (1,616 \cdot 48,89 - 1) / (48,89 - 1) = 1,63; s_\gamma = 0,7.$$

$$N_q = e^{\pi \cdot \operatorname{tg} \varphi'} \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right) = 48,89;$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \operatorname{ctg} \varphi' = 61,30;$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \operatorname{tg} \varphi' = 74,83;$$

$$q' = \gamma' \cdot d = 18 \cdot 4 = 72 \text{ кПа.}$$

$$R_{s,k} = \sum R_{s,\text{cal}} / \zeta_4 = (R_{s\text{ h1.cal}} + R_{s\text{ h2.cal}}) / \zeta_4 = 25,56 / 1,4 = 18,26 \text{ кН},$$

$$\text{здесь } R_{s\text{ h1.cal}} = A_{s1} \cdot \alpha \cdot c_u = 4 \cdot 0,3 \cdot 3,5 \cdot 0,4 \cdot 15 = 25,2 \text{ кН},$$

$$R_{s\text{ h2.cal}} = A_{s2} \cdot \alpha \cdot c_u = 4 \cdot 0,3 \cdot 0,5 \cdot 0,6 \cdot 1 = 0,36 \text{ кН}.$$

Проектное (расчетное) сопротивление вдавливанию сваи определяется согласно методики исследований, для всех 3-х принципов проектирования ПП1...ПП3/DA1... DA3:

– по **ПП1/DA1** расчет выполняется для двух сочетаний, где для набора коэффициентов в сочетании A1+M1+R1 не равны единице только частные коэффициенты к воздействиям набора A1 – $\gamma_G = 1,35$ и $\gamma_Q = 1,5$; а в сочетании 2: A2+M1+R4, коэффициенты к воздействиям набора A2 – $\gamma_G = 1,0$ $\gamma_Q = 1,3$ и набора R4 – $\gamma_t = 1,3$. Таким образом:

– для сочетания 1:

$$F_{c;d} = \gamma_G \cdot (0,6 \cdot F_{\text{rep}}^G) + \gamma_Q (0,4 \cdot F_{\text{rep}}^Q) = 1,41 \cdot F_{\text{rep}} = 1,41 \cdot 250 = 352,50 \text{ кН}$$

$\leq R_{c,\text{dcal}} = (R_{b,k} + R_{s,k}) / \gamma_t = (382,11 + 18,26) / 1 = \mathbf{400,37 \text{ кН}}$, (отклонение от результатов расчета по ТКП РБ, пример 1, в сторону завышения "+" составляет – $i_{\text{cal}} = (+)18\%$ по отношению к опытным данным $R_{c;\text{dm}} = R_{m,\text{min}} / \gamma_t = 364 / 1 = 364 \text{ кН} - i_m = (+)10\%$).

– для сочетания 2:

$$F_{c;d} = 1,12 \cdot F_{\text{rep}} = 1,12 \cdot 250 = \mathbf{280 \text{ кН}} < R_{c,\text{dcal}} = R_{c,k} / \gamma_t = 400,37 / 1,3 = \mathbf{307,98 \text{ кН}}$$
 (отклонение в сторону занижения " – " от ТКП РБ – $i_{\text{cal}} = (-)10\%$, от результатов испытаний $(364 / 1,3 = 280) - i_m = (+)10\%$).

– по **ПП2/DA2** в сочетании A1+M1+R2 не равны единице соответственно для A1 – $\gamma_G = 1,35$ и $\gamma_Q = 1,5$ и для R2 – $\gamma_t = 1,1$, тогда:

$F_{c,d} = 1,41 \cdot 250 = \mathbf{352,50 \text{ кН}} < R_{c,d,cal} = 400,37/1,1 = \mathbf{363,97 \text{ кН}}$ ($i_{cal} = (+)7\%$; $i_m = (-)9\%$ ($R_{c,dm} = 330,91 \text{ кН}$)).

- по **ППЗ/ДА3** в сочетании $A1+M2+R3$ коэффициенты более единицы в наборах $A1 - \gamma_G = 1,35$ и $\gamma_Q = 1,5$; в $M2 - \gamma_\varphi = 1,25$; $\gamma_{cu} = 1,4$. Тогда:

$$\varphi'_d = \tan^{-1}(\tan 38^\circ / 1,25) = 30,4; N_q = 19,27; N_c = 31,78; N_\gamma = 21,44;$$

$$c'_{u1} = c'_{u1}/1,4 = 15/1,4 = 10,7 \text{ кПа}; c'_{u2} = 1/1,4 = 0,71 \text{ кПа};$$

$$R_{b,k} = 0,3 \cdot 0,3(0,71 \cdot 31,78 \cdot 1,63 + 72 \cdot 10,27 \cdot 1,62 +$$

$$+ 0,5 \cdot 18 \cdot 0,3 \cdot 21,44 \cdot 0,7)/1,4 = 149,46 \text{ кН};$$

$$R_{s,k} = (4 \cdot 0,3 \cdot 3,5 \cdot 0,4 \cdot 10,7 + 4 \cdot 0,3 \cdot 0,5 \cdot 0,6 \cdot 0,71)/1,4 = 13,03 \text{ кН};$$

$$R_{c,k} = 149,46 + 13,03 = 162,49 \text{ кН}.$$

$$F_{c,d} = 1,41 \cdot 250 = \mathbf{352,50 \text{ кН}} > R_{c,d} = 162,49 = \mathbf{162,49 \text{ кН}}$$

$$(i_{cal} = (-)52\%,$$

$i_m = (-) 52\%$ ($R_{c,dm} = 364 \text{ кН}$)). Условие $F_{c,d} \leq R_{c,d}$ – не удовлетворяется, т.е., согласно ППЗ/ДА3, сваю надо заглубить в основание еще на 1 метр.

2.3 Анализ результатов. Анализ обобщенных результатов проведенной в РУП "Институт БелНИИС" работы по всей октаве выполненных исследований (разные типы свай, грунтов и др., см. вышеприведенную методику) показал, что несмотря на одинаковые принципиальные подходы к расчету свай (по 2-м группам предельных состояний) методики проектирования, используемые в белорусских и европейских базах норм (ТНПА) в результате сложившихся исторических традиций в области применения расчетных (теоретических) моделей имеют существенные различия, в частности:

1 – при оценке несущей способности основания свай F_d , согласно ТКП EN [3] по данным статических **испытаний** грунтов сваями, основную роль играют:

– количество испытаний и разброс их результатов, т.к. в ТКП EN коэффициенты безопасности постоянные, а в ТКП РБ их величина зависит от количества испытанных свай, которые рассчитываются вероятностно-статистическим методом;

– размер поперечного сечения сваи (чем больше поперечное сечение сваи, тем больше расхождение в результатах расчетов по двум базам [3, 5 и 8] ТНПА), т.к. согласно ТКП EN, F_d назначается в зависимости от осадки, принимаемой равной 10% от доли диаметра или большей стороны сваи, а в ТКП РБ от доли средней (максимальной) осадки основания, допускаемой для проектируемого

сооружения. В результате значения F_d могут отличаться в 2 и более раз. Наибольшее совпадение результатов установлено для свай с диаметром или большей стороной (200-500) мм.

2 - при оценке несущей способности оснований свай F_d с использованием физико-механических характеристик (аналитический метод) по двум базам [1] и [3] ТНПА расхождения между их результатами (стадия предельного состояния) составляют 10-20% для ПП1/DA1, ПП2/DA2 и до 50% и более для ПП3/DA3. Исходя из того, что минимальные расхождения между базами ТНПА [8] и [3] наблюдается при использовании проектного принципа ПП2 (DA2) Еврокода 7- его рекомендуется закрепить в национальном приложении к Еврокоду 7 в качестве основного подхода при расчете свай.

Заключение

1. На основе разработанной методики исследований выполнены сравнительные геотехнические расчеты несущей способности оснований свай по национальной и европейской базам ТНПА и верификация европейских норм (Еврокод 7 [3]) применительно к условиям Республики Беларусь.

2. Сравнительные аналитические расчеты несущей способности грунтовых оснований свай белорусского региона по физико-механическим характеристикам грунтов с использованием методов национальной и европейской баз ТНПА, показали, что расхождение между их результатами в условиях Республики Беларусь, при достижении предельного состояния, составляет 10-20% для ПП1/DA1, ПП2/DA2 и до 50% и более для ПП3/DA3 (см. например, примеры 1-3). Минимальное расхождение между результатами сравниваемых методов расчета по [3] и [8] обеспечивает проектный принцип ПП2 (DA2), который рекомендуется закрепить в национальном приложении ТКП EN 1997-1-2009: к Еврокоду 7 часть 1, в качестве основного.

3. Для актуализации ТКП EN 1997-1-2009: Еврокода 7, с целью активного его использования в проектной практике Республики Беларусь, необходимо в полном объеме перевести с английского и ввести в действие СТБ EN на испытание грунтов и оснастить испытательные лаборатории соответствующим оборудованием.

4. Результаты обобщения сравнительных расчетов свайных фундаментов по двум группам предельных состояний служат также исходным материалом для разработки методических рекомендаций

(пособия), разъясняющих на практических примерах алгоритм эффективного применения принципов европейских норм в условиях Республики Беларусь для целей переподготовки и повышения квалификации различных категорий технических специалистов. Без указанных мероприятий (в т.ч. п.2 и п.3) эффективное использование Еврокода 7 – невозможно.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Письмо министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь и Департамента контроля и надзора за строительством Государственного комитета по стандартизации Республики Беларусь от 3 марта 2010 года № 06-2-05/1345; от 4 марта 2010 года № 01-2/2/134 "О введении в действие европейских стандартов и норм в области проектирования и строительства". – Минск : МАиС РБ, 2010. – 2 с.
2. Здания и сооружения, строительные материалы и изделия. Безопасность: ТР 2009/013/ВУ – Минск : МАиС РБ, 2009. – 27 с.
3. Еврокод 7. Геотехническое проектирование. Часть 1. Общие правила: ТКП EN 1997-1-2009. - Введ. 10.12.2009. - Минск : МАиС РБ : РУП «Стройтехнорм», 2010. - 121 с.
4. Еврокод 7. Геотехническое проектирование. Часть 2. Исследование и испытания грунта: ТКП EN 1997-2-2009. - Введ. 10.12.2009. - Минск : МАиС РБ : РУП «Стройтехнорм», 2010. - 140 с.
5. Еврокод 0. Основы проектирования строительных конструкций: ТКП EN 1990-2011*. - Введ. 15.11.2011. - Минск : МАиС РБ : РУП «Стройтехнорм», 2015. - 86 с.
6. Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 1-2...7. Общие воздействия: ТКП EN 1991-1-...7-2009. - Введ. 10 декабря 2009. - Минск : МАиС РБ : РУП «Стройтехнорм», 2010.
7. Frank, R. Designers' Guide to EN 1997-1 Eurocode 7: Geotechnical Design - General Rules / R. Frank [and oth.]. – London : Thomas Telford LTD, 2004. – 213 p.
8. Основания и фундаменты зданий и сооружений. Основные положения. Строительные нормы проектирования : ТКП 45-5.01-254-2012. - Введ. 05.01.2012. - Минск : МАиС РБ : РУП «Стройтехнорм», 2012. - 164 с.

9. Основания и фундаменты зданий и сооружений. Сваи забивные. Правила проектирования : ТКП 45-5.01-256-2012. - Введ. 05.01.2012. - Минск : МАиС РБ : РУП «Стройтехнорм», 2013. - 137 с.

10. Проектирование и устройство буронабивных свай: ППЗ к СНБ 5.01.01-99. - Введ. 01.01.2002. - Минск : МАиС РБ : РУП «Стройтехнорм», 2002. - 43 с.

11. Фундаменты плитные. Правила проектирования : ТКП 45-5.01-67-2007. - Введ. 05.09.2007. - Минск : МАиС РБ : РУП «Стройтехнорм», 2008. - 36 с.

12. Bond, A Decoding Eurocode 7 / A. Bond, A. Harris. – London & New York : Taylor and Francis group, 2008. – 507 p/

13. Arnold, P. Modern Geotechnical Design codes of practice. Implementation, application, and development / P. Arnold [and oth.]. – Amsterdam : IOS press, 2013. – 331 p.

14. Trevor, L.L. Geotechnical Design to Eurocode 7 / L.L. Trevor, E.R. Farrel. – London : Springer, 1999. – 165 p.

15. Driscoll, R. EC7 – Implications for UK practice. Eurocode geotechnical design / R. Driscoll, P. Scott, J. Powell. – London : CIRIA, 2008. – 120 p.

16. Bond, A Eurocode 7: Geotechnical design. Worked examples / A. Bond [and oth.]. Italy: European union, 2013. – 160 p.

17. Orr, Trevor. Worked examples – design of piles foundations / Trevor Orr // Geotechnical design with worked examples, Dublin, 13-14 June 2013 / European commission. – Dublin, 2013. – 37 p.

18. Burland JB, Shaft friction of piles in clay-a simple fundamental approach, Ground Engineering, vol. 6-3, 1973, p. 30-42.

19. Kerisel J, Vertical and horizontal bearing capacity of deep foundation in clay, in Proc. Symp. on Bearing Capacity of Settlement of Foundations, 1965, p. 45-52. [20]

20. Dennis ND, Olsen RE, Axial capacity of steel pipe piles in clay, in Proc. Geotechnical Practice in Offshore Engineering. ASCE, 1983, p. 370-388.

21. Vijayvergiya VN, Focht JA, A new way to predict capacity of piles in clay, in Proc. Offshore technology Conf., 1972, p. 865-871.

22. Колпашников, Г.А. Инженерная геология : Учебное пособие / Г.А. Колпашников. - Минск : УП "Технопринт", 2004. – 134 с.

РАСЧЕТ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ БУРОНАБИВНОЙ СВАИ В НЕСВЯЗНОМ ГРУНТЕ

ПОПОВ О.В.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Алгоритм решения задачи, основанный на дилатантной теории прочности несвязного грунта [1], включает рассмотрение нескольких типов расчетных схем, описывающих распределение внешней нагрузки между боковой поверхностью и пятой сваи с целью определения ее несущей способности при заданной осадке. Методика расчета предельной несущей способности сваи базируется на определении средних предельных значений сопротивления дилатирующего несвязного грунта сдвигу по боковой поверхности $\bar{\tau}_{lim}$ и под пятой $\bar{R}_{lim}$, соответствующих незатухающей осадке сваи S_{lim} .

Предельная несущая способность сваи F_{lim} в однородном несвязном грунте определяется по формуле:

$$F_{lim} = F_{s\ lim} + F_{p\ lim} = A_s \bar{\tau}_{lim} + A_p \bar{R}_{lim} = \pi D L \bar{\tau}_{lim} + \frac{\pi D^2}{4} \bar{R}_{lim}, \quad (1)$$

где $F_{s\ lim}, F_{p\ lim}$ – предельная несущая способность сваи по боковой поверхности и под пятой соответственно;

A_s, A_p – площадь боковой поверхности и пяты сваи соответственно;

D, L – диаметр и длина сваи соответственно.

В основе дилатантной теории прочности несвязного грунта в условиях стесненного разрушения применительно к расчету сваи лежит известный закон Кулона:

$$\tau_{lim} = \sigma_0 \operatorname{tg} \varphi + \tau_d. \quad (2)$$

где σ_0 – начальные нормальные напряжения в плоскости сдвига несвязного грунта;

φ – угол внутреннего трения грунта;

τ_d – дилатантная связность несвязного грунта, обусловленная проявлением дополнительных нормальных напряжений при сдвиге.

Величину дилатантной связности грунта τ_d согласно проведенным автором исследования вне зависимости от действующего диаметра частиц несвязного грунта d_{50} , его коэффициента пористости e , коэффициента Пуансона ν и модуля деформации (упругости) E , а также геометрических размеров сваи, рекомендуется определять по результатам статистической обработки экспериментальных данных методом искусственных нейронных сетей [2].

Несущая способность сваи при заданной ее осадке S_i может быть представлена зависимостью, аналогичной (1):

$$F_i = F_{Si} + F_{pi} = \pi DL \bar{\tau}_i + \frac{\pi D^2}{4} \bar{R}_i, \quad (3)$$

где F_{Si}, F_{pi} – несущая способность сваи по боковой поверхности и под пятой при заданной ее осадке S_i соответственно;

$\bar{\tau}_i$ – среднее сопротивление грунта сдвигу по боковой поверхности сваи, соответствующее заданной осадке сваи S_i ;

$\bar{R}_i$ – среднее сопротивление грунта под пятой сваи, соответствующее заданной осадке сваи S_i .

С ростом внешней вертикальной нагрузки в окружающем сваю несвязном грунте происходят сдвиговые деформации, вызывающие рост касательных напряжений по ее боковой поверхности τ_i , которые могут развиваться до определенного значения τ_{lim} , вызывающего переход грунта в состояние предельного равновесия. По мере роста касательных напряжений τ_i и проявления осадки S_i , часть внешней нагрузки начинает восприниматься пятой сваи. При достижении касательными напряжениями τ_i своего предельного значения τ_{lim} , оставшаяся внешняя нагрузка будет восприниматься только грунтом основания под пятой сваи. При достижении предельного сопротивления грунта R_{lim} под пятой сваи ее осадка становится незатухающей.

Согласно предложенному методу расчета среднее текущее сопротивление грунта сдвигу $\bar{\tau}_i$ по боковой поверхности сваи при заданной ее осадке S_i и известном среднем предельном его значении $\bar{\tau}_{lim}$ определяется по формуле:

$$\bar{\tau}_i = \bar{\tau}_{lim} (0.627 \ln S_i + 0.069). \quad (4)$$

Среднее текущее сопротивление грунта под пятой сваи $\bar{R}_i$ при заданной ее осадке S_i и известном среднем предельном значении сопротивления грунта под пятой $\bar{R}_{lim}$ определяется как:

$$\bar{R}_i = \frac{\bar{R}_{lim} E S_i}{0.79 \bar{R}_{lim} (1+v) D + E S_i}, \quad (5)$$

где E, v – модуль упругости и коэффициент Пуансона несвязного грунта под пятой сваи.

Таким образом, несущую способность сваи на вертикальную нагрузку при заданной осадке можно определять по зависимости (2) с учетом (4) и (5) как:

$$F_i = \pi D L \bar{r}_{lim} (0.627 \ln S_i + 0.069) + \frac{\pi D^2}{4} \frac{\bar{R}_{lim} E S_i}{0.79 \bar{R}_{lim} (1+v) D + E S_i}. \quad (6)$$

На рис. 1 приведены графики осадки одной из шести опытных свай (свай №57), выполненных и испытанных группой геотехнических компаний «Спецгеострой» при устройстве свайного поля многоэтажного жилого дома со встроенными помещениями и подземной гараж-стоянкой по ул. Корж-Саблина в городе Минске.

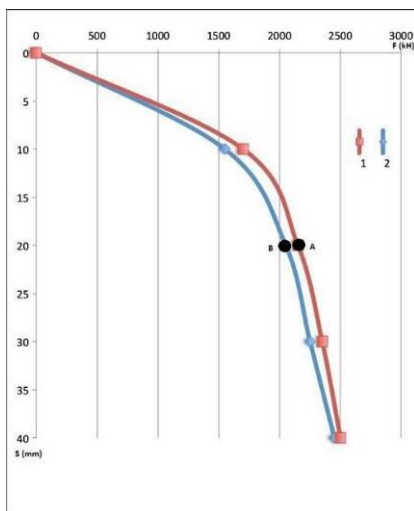


Рис. 1. Графики зависимости осадки опытной сваи №57 ($L=10$ м, $D=530$ мм), выполненной по технологии с использованием обсадных труб: 1 – по результатам статического испытания; 2 – по предлагаемому методу расчета

Сопоставление полученных графиков на рис. 1 указывает на достаточно хорошую их сходимость. Точки А и Б на рис. 1 представляют значения несущей способности свай, определенные по нормативным расчетным сопротивлениям (3) и динамическому зондированию (5) шпунтов основания, которые также достаточно близки к фактической несущей способности свай. Однако эти методы не позволяют построить графики в формате «нагрузка-осадка», имеют неопределенность в понимании соответствия получаемых результатов несущей способности величине заданной осадки. Методы основаны на результатах статистической обработки большого количества испытаний свай с целью получения расчетных сопротивлений грунтов, необоснованных с точки зрения классических закономерностей механики грунтов.

Выводы:

1. Предлагаемый инженерный метод расчета может использоваться для прогнозирования несущей способности свай, разработки проектного решения свайного поля и приближенной стоимостной оценки строительно-монтажных работ нулевого цикла. Метод учитывает физическую дилатантную природу поведения несвязного грунта под нагрузкой и позволяет рассчитать несущую способность свай в зависимости от физико-механических и деформационных свойств грунта, геометрических размеров свай и технологии ее изготовления. При этом метод не требует трудноопределяемых параметров для проведения расчета.

2. Алгоритм решения задачи по определению несущей способности свай в зависимости от ее осадки учитывает перераспределение усилий между боковой поверхностью и пятой свай для всего диапазона нагрузок, что невозможно смоделировать традиционными методами расчета по расчетным сопротивлениям и результатам динамического зондирования грунтов основания.

3. Результаты расчета по всем рассмотренным методам хорошо согласуются с данными испытаний опытных свай, однако единственным наиболее достоверным методом определения несущей способности свай являются их статические испытания.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Соболевский, Д. Ю. Прочность и несущая способность дилатирующего грунта / Д. Ю. Соболевский. Минск: Навука і тэхніка, 1994. 232 с.
2. Попов, О.В. Определение предельного сопротивления дилатирующего грунта сдвигу при помощи искусственных нейронных сетей / О.В. Попов, Ю.Б. Попова, С.В. Яцынович // Наука и техника. 2018. №17(6). С. 471–477.
3. 3. Проектирование и устройство буронабивных свай: Пособие П13-01 к СНБ 5.01.01-99. Минск: Минстройархитектуры, 2002. 43 с.
4. 4. Проектирование забивных и набивных свай по результатам зондирования грунтов: Пособие П-2000 к СНБ 5.01.01-99. Минск: Минстройархитектуры, 2001. 23 с.

РАЗДЕЛ VII. РЕКОНСТРУКЦИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

УДК 692.432

К ВОПРОСУ ВЫБОРА СПОСОБА УСТРОЙСТВА «ДЫШАЩЕЙ» КРОВЛИ

БОЗЫЛЕВ В. В., ЛИШЕНКЕВИЧ Д. С.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Проанализированы причины появления дефектов в плоских кровлях сплошной приклейки. Рассмотрены наиболее часто встречающиеся варианты устройства «дышащих» кровель. Проанализированы достоинства и недостатки применяемых технологических решений. Указано на необходимость проведения дальнейших работ по совершенствованию технологии устройства «дышащей» кровли.

Основной проблемой при эксплуатации зданий с плоской кровлей сплошной приклейки является не преждевременная потеря эксплуатационных характеристик материалом кровли, а появление вздутий покрытия, образование трещин. В соответствии с п. 8.7.17 ТКП 45-1.04-305-2016 «Техническое состояние и техническое обслуживание зданий и сооружений. Основные требования» рулонный ковер не должен иметь повреждений, отслоений, а его поверхность должна быть ровной, без вздутий и подтеков мастики в швах [4].

Следовательно, в таком случае требуется ремонт и устранение возникших при эксплуатации кровли дефектов. Требуется поиск необходимых средств и проведение срочных ремонтных работ.

Из-за чего происходит нарушение целостности кровельного покрытия? Вздутие кровельного ковра образуется из-за влаги, которая находится в утеплителе, цементно-песчаной стяжке. Стандартное решение при ремонте протекающей кровли – наклейка новых слоев поверх ранее уложенных. Укладка нового кровельного ковра поверх влажного основания (утеплителя, стяжки, старого кровельного ковра) – «бомба замедленного действия». Потому что влага, которая скопилась, когда ей перекрыт выход, начинает испаряться под воз-

действием высоких температур в жаркую погоду. Пар должен найти выход – но его нет, потому что сверху лежит новый кровельный ковер [3].

Избыточное давление растёт, пока не происходит отрыв материала и возникновение пузыря. Из-за подвижек температур пузырь периодически надувается и сдувается. В результате этого на краях пузыря, где материал ещё не оторван, образуется место надлома, где битумно-полимерное покрытие растрескивается, и кровля начинает протекать (рис. 1).



Рис. 1. Кровля с нижним слоем из перфорированного рубероида

Решением проблемы может служить технология устройства «дышащих» кровель. «Дышащие» кровли – это кровли, в которых предусмотрен доступ воздуха под основное гидроизоляционное покрытие, что позволяет выравнивать давление воздуха под кровельным ковром. Это позволяет предотвращать такие неблагоприятные процессы как вздутие кровли, образование пузырей и трещин в гидроизоляционном ковре [2].

Обеспечить устройство «дышащих» кровель и предотвратить появление вздутий можно частичным закреплением нижнего слоя водоизоляционного ковра, которое достигается несколькими способами:

- полосовой или точечной приклейкой;

- механическим закреплением;
- укладкой на основание под кровлю перфорированного рулонного материала;
- устройством разводки каналов для своеобразной вентиляции в слое утеплителя и ряд других технических решений.

Рассмотрим отдельные из способов, нашедшие применение в практическом строительстве, их достоинства и недостатки. Так, использование перфорированного нижнего слоя хорошо зарекомендовало себя. На рис. 2 представлен способ укладки кровли с перфорированным нижним слоем.



Рис. 2. Кровля с нижним слоем из перфорированного рубероида

Первый слой из перфорированного рубероида укладывают на основание насухо. Наносить мастику под первый слой кровли не нужно. На поверхность перфорированного рубероида наносят мастику, по которой разворачивают и приклеивают полотна обычного рубероида. Последующие слои рубероида наклеивают обычным способом. При наклеивке второго слоя кровли мастика проникает через отверстия нижнего слоя и приклеивает кровлю к основанию.

Перфорированный кровельный материал представляет собой обычный рубероид с отверстиями диаметром 20 мм с шагом 100х100 мм.

Однако очевидна абсурдность способа – слой рубероида не используется для защиты от атмосферных осадков – стоимость покрытия возрастает на величину стоимости дополнительного слоя. Кроме того, способ предполагает использование кровельной мастики, что на современном этапе уже не актуально.

Добиться возможности воздухообмена под кровельным покрытием возможно, используя способ крепления нижнего слоя дюбелями. Технологические приемы устройства водоизоляционного ковра методом свободной укладки нижнего слоя с механическим закреплением выполняют в следующей последовательности:

а) на подготовленное основание под кровлю раскатывают рулон кровельного материала;

б) полотнище уложенного рулонного материала механически закрепляют вдоль края. В случае с основанием из профлиста (рис. 3 А) достаточно телескопического крепежа и самореза. С бетонными же основаниями (рис. 3 Б) все немного иначе. Для того, чтобы закрепится в бетонное основание, необходимо просверлить отверстия в бетонной плите и использовать дюбеля (анкерная пластиковая гильза).

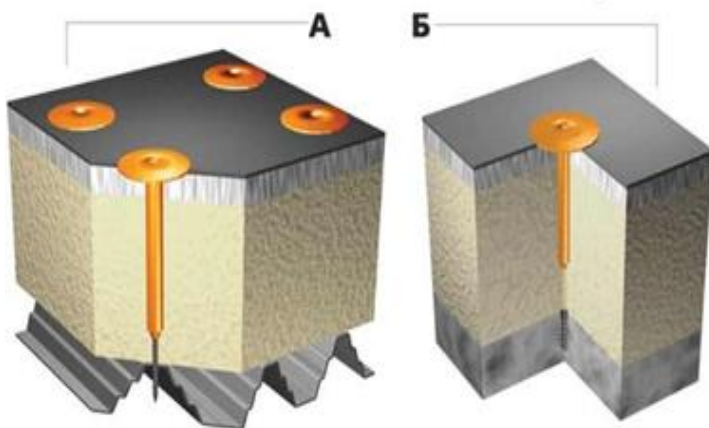


Рис. 3. Установка механического крепления
А – основание из профлиста; Б – бетонное основание

Крепления устанавливаются на стыках кровельного материала таким образом, чтобы расстояние от шляпки крепления до края полотнища кровельного материала составляло 1-2 см (рис. 4);



Рис. 4. Установка механического крепежа

Недостатками устройства таких кровель является сложность работ, крепление дюбелями в основание из бетона требует специальных расчетов.

Для обеспечения воздухообмена в кровле предложен способ прокладки перфорированных труб в утеплителе, вариант с устройством флюгарок - рис. 5. Для способа разработано руководство по проектированию и устройству «дышащих» кровель из наплавлиемых материалов [1].



Рис. 5. Кровля с установленными флюгарками

Недостатки очевидны – нарушения целостности кровельного покрытия в местах установки флюгарок, где возможны появления мест протечек, сложность работ, дополнительные затраты, сложные системы воздушных ходов, а в зимний период в утеплитель будет

попадать холодный воздух, вследствие чего снизится тепловая защита. При использовании вариантов прорезания утеплителя – теплопотери будут еще больше.

Следующий способ - способ полосовой или частичной приклейкой кровельного материала. Главной особенностью этих материалов является конструкция нижнего слоя, благодаря которой наплавление материала происходит не по всей поверхности рулона, а лишь по специальным полосам, которые составляют 40-50 % от общей площади. Таким образом, оставшиеся 50% процентов – это свободное пространство для вывода пара.

Подобные материалы позволяют эффективно и быстро решить проблемы с влажным основанием на новой кровле или при ремонте старой. На рис. 6 представлен материал – наплавляемый рулонный материал, в котором расплавление мастики идет только в зонах, не покрытых защитным посыпкой.



Рис.6. Наплавляемый рулонный материал с полосовой приклейкой

Однако и для этого способа следует указать недостатки – материал импортируется из России, в кровле сложно определить место протечки. Если в кровельном ковре появился разрыв, в который попадает вода, то она растечется по всем воздушным пазухам и, найдя неплотный стык в основании, попадет во внутренние помещения здания. Появление протечки на потолке не будет означать, что кровельный ковер поврежден именно над этим местом, а найти действительную протечку затруднительно.

На кафедре «Строительные материалы и технология строительства» БНТУ ведутся работы по совершенствованию технологии

устройства дышащих кровель, разработаны технологические и технические решения для обеспечения возможности устройства дышащих кровель с минимальными затратами.

Закключение. Сравнительный анализ вариантов устройства дышащих кровель, используемых при строительстве зданий и текущем ремонте, свидетельствует о том, что в настоящее время необходимо продолжать работы по совершенствованию технологии и находить способы удешевления, снижения трудоемкости работ.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Руководство по проектированию и устройству «дышащих» кровель из наплавляемых материалов «Техноэласт-Вент» и «УНифлекс-Вент» [Электронный ресурс], – Москва, 2002.
2. Сайт инженера проектировщика устройство дышащих кровель [Электронный ресурс]
3. ТехноНиколь Устройство «дышащих» кровель [Электронный ресурс] – 6 с.
4. ТКП 45–1.04–305–2016* (33020). Техническое состояние и техническое обслуживание зданий и сооружений. Основные требования [Текст]. – Взамен ТКП 45-1.04-14-2005, ТКП 45-1.04-78-2007, ТКП 45-1.04-208-2010; введ. 2018–07–01. – Минск: Минскстройархитектуры, 2018. – 107 с.

УДК 691.328

ТЕХНОЛОГИЧЕСКОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ РЕКОНСТРУКЦИИ ДЕЙСТВУЮЩИХ ЗАВОДОВ КПД: ПРОБЛЕМЫ И РЕШЕНИЯ

ЛЕОНОВИЧ С. Н., ГУРИНОВИЧ В. Ю.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Наращивание объемов строительства и выполнение требований по снижению стоимости жилья способствуют расцвету индустриального домостроения.

Во-первых, индустриальное жилье является более дешевым, и строительство его необходимо для выполнения государственной политики по отношению к нуждающимся в улучшении жилищных условий малообеспеченным нетрудоспособным гражданам, а также иным их категориям, пользующимся предусмотренными законодательством льготами (социальное жилье). Во-вторых, с переходом на строительство жилых домов модернизированных серий, т.е. домов современных потребительских и эксплуатационных качеств, возможен переход к удовлетворению запросов более широкого круга потребителей, а именно более обеспеченных слоев населения, организаций и предприятий различной формы собственности.

Так, проектными институтами разработаны новые типовые серии панельных зданий, позволяющие строить жилье с увеличенными кухнями, санузлами, лестничными маршами, оборудованными грузовыми лифтами. При разработке некоторых типовых серий удалось добиться того, что у современных панельных домов появились эркеры, французские балконы, индивидуальные архитектурные решения, нестандартные входные группы. Прорабатываются решения разработки серий 25-этажных домов, а также индустриальных 3-комнатных домов усадебного типа для сельской местности на основе изделий крупнопанельного домостроения (далее – КПД).

На сегодняшний день в республике действуют 14 предприятий КПД и домостроительных комбинатов, из них 8 предприятий подведомственны Минстройархитектуры РБ и 6 предприятий находятся в коммунальной собственности, и все предприятия в большей или меньшей степени требуют обновления парка технологического оборудования, реконструкции производственных зданий и сооружений. В целях решения обозначенной проблемы была разработана Государственная комплексная программа развития материально-технической базы строительной отрасли, в рамках которой были реализованы инвестиционные проекты по реконструкции, модернизации и техническому перевооружению заводов КПД.

Основные требования к проведению модернизации заводов КПД и последовательность ее проведения. Основной целью модернизации заводов КПД является повышение потребительских качеств жилья и снижение его стоимости за счет перехода на современные гибкие конструктивно-технологические системы, обеспечи-

вающие свободу архитектурно-планировочных решений квартир и внешнего облика зданий, улучшение эксплуатационных, особенно теплотехнических, характеристик, использование новых энерго- и ресурсосберегающих технологий производства изделий КПД, расширение их ассортимента.

В общих чертах процесс модернизации предприятий КПД можно разделить на следующие этапы:

- разработка проектных предложений по модернизации типовой серии;
- разработка бизнес-плана модернизации;
- обследование предприятий с разработкой технического заключения о физическом состоянии оборудования, строений (цехов, складов и пр.);
- разработка проекта реконструкции строений;
- разработка проекта технологического переоснащения завода;
- проведение тендеров на поставку оборудования;
- разработка обоснования инвестиций либо проектной документации стадии "Архитектурный проект";
- открытие финансирования и получение разрешения на выполнение строительно-монтажных работ по восстановлению строений и поэтапный демонтаж оборудования; разработка проектной документации стадии "Строительный проект";
- монтаж и наладка нового технологического оборудования;
- пусконаладка и вывод оборудования на проектную мощность.

При этом к основным требованиям, предъявляемым к модернизации предприятий по производству сборных железобетонных изделий и конструкций, можно отнести:

- проведение модернизации основного производства без остановки выпуска продукции для выполнения предприятиями обязательств по заключенным договорам;
- увеличение производительности предприятия без увеличения производственных площадей;
- снижение энергоемкости производства продукции за счет использования современных технологических подходов и оборудования;
- снижение металлоемкости производства за счет применения технологических линий и комплексов, позволяющих гибко изменять номенклатуру и типоразмер выпускаемых изделий;

- сохранение прежней грузоподъемности кранового хозяйства.

Краткая характеристика объекта и обоснование принятых решений по модернизации завода КПД без остановки производства. В масштабе Витебской области завод крупнопанельного домостроения (филиал ОАО "Строительно-монтажный трест № 16 г. Новополоцк") является единственным предприятием, располагающим производственными мощностями по выпуску изделий серии 90 для индустриального домостроения и строительства жилых домов в комбинации с другими конструктивными системами и изделиями КПД.

В структуру филиала входят:

- формовочный цех, который включает в себя 4 пролета;
- бетонно-сырьевой цех (далее – БСЦ) башенного типа;
- арматурный цех;
- склад готовой продукции;
- прирельсовый склад цемента;
- склад инертных заполнителей.

В соответствии с программой модернизации предприятия предусматривался перевод производства КПД на выпуск изделий для домов нового поколения на базе модернизированной серии 90 с увеличением мощности предприятия с 84 000 м² до 100 000 м² общей площади жилья в год, или с 50 000 м³ до 89 500 м³ железобетонных изделий в год, с использованием современного оборудования и технологий, без остановки выпуска продукции.

В проекте модернизации производства разработана технологическая схема, обеспечивающая увеличение производственной мощности предприятия без увеличения производственных площадей, изменения конструктивных решений производственных корпусов предприятия и дополнительных затрат удельной электроэнергии на единицу продукции. Также использованы технологические решения, обеспечивающие снижение трудоемкости производства изделий и уменьшение материалоемкости производства за счет современной стендовой технологии, позволяющей гибко решать задачи по выпуску широкой номенклатуры изделий для КПД. Использование современных методов контроля набора прочности формуемых железобетонных изделий позволит повысить качество при одновременном снижении цикла производства изделий.

Согласно программе модернизации предприятия и руководствуясь требованием не прекращать выпуск продукции, ремонтно-

строительные работы по модернизации основного производства разделены на пусковые комплексы.

Реализация 1-го пускового комплекса проекта. В 1-м пусковом комплексе предусматривалось строительство нового растворобетонного узла (далее – РБУ) для приготовления конструкционных тяжелых бетонных и растворяемых смесей (рис. 1).

Строительство данного объекта в 1-м пусковом комплексе обусловлено потребностью обеспечения основного производства бетонными смесями на время остановки для реконструкции и модернизации БСЦ, склада цемента и инертных материалов. Для обеспечения производственной программы по выпуску изделий КПД и обеспечения строительных площадок растворами и товарным бетоном предусматривалось строительство РБУ мощностью 90 м³/ч.



Рис. 1. Отечественный РБУ производительностью 90 м³/ч.

После модернизации в связи с увеличением мощности основного производства и соответствующим повышением нагрузки на БСЦ РБУ использован для обеспечения объектов строительства товарным бетоном и растворами смесями.

Реализация 2-го пускового комплекса проекта. Во 2-м пусковом комплексе проектом предусматривалась реконструкция арматурного и части формовочного цеха путем замены технологического оборудования на половине пролетов с целью продолжения выпуска изделий старой серии.

В арматурном цехе в связи с постоянным обновлением парка технологического оборудования для обеспечения производственной программы после увеличения мощности производства замене подлежали лишь отдельные станки. Проектом был предусмотрен мон-

таж новых, более мощных станков на месте демонтируемых с учетом требований к безопасности труда, подвод инженерных сетей и коммуникаций. Выход на проектную мощность арматурного цеха предусмотрен к окончанию 2-го пускового комплекса.

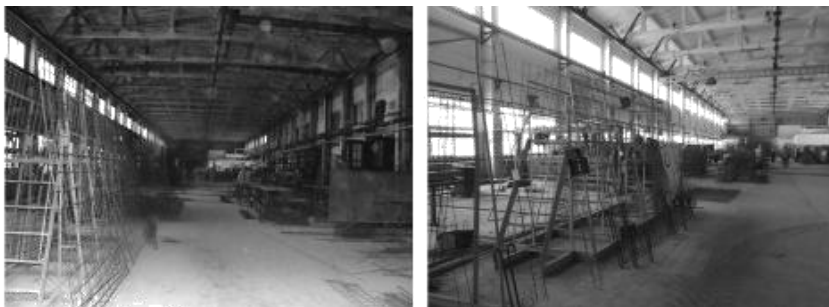


Рис. 2. *а* – Общий вид арматурного цеха до модернизации;
б – Общий вид арматурного цеха после модернизации

Во 2-м пусковом комплексе в формовочном цехе производился демонтаж старого технологического оборудования на половине пролетов, демонтаж существующей адресной подачи бетона и монтаж нового технологического оборудования. В данном пусковом комплексе предусматривался подвод всех инженерных сетей и коммуникаций к монтируемому технологическому оборудованию и оборудованию, которое будет установлено в 3-м пусковом комплексе, с целью его последующей бесперебойной работы.

На конечном этапе 2-го пускового комплекса обеспечивается одновременная работа старого технологического оборудования на половине пролета и нового. При этом во 2-м пусковом комплексе на новом технологическом оборудовании планируется выпускать 30 % продукции от проектной мощности, что связано со стесненными условиями работ и необходимостью апробирования новой технологии и выполнения испытаний при постановке изделий новой серии на производство.

Для обеспечения одновременной работы старого технологического оборудования на половине пролета и новых смонтированных линий были использованы следующие подходы:

в пролетах устраивались дополнительные технологические посты, на которых размещались расходные материалы и комплектующие новых технологических линий и оборудования;

в соответствии с новой технологией в пролетах обеспечивались дополнительные площади для выдержки готовых изделий до набора ими отпускной прочности.

Реализация 3-го пускового комплекса проекта. В 3-м пусковом комплексе проектом предусматривалась реконструкция оставшейся части формовочного цеха, складазаполнителей, склада цемента и БСЦ, включая адресную подачу бетона в пролеты формовочного цеха. В формовочном цехе производится демонтаж старого технологического оборудования на оставшейся половине пролетов и монтаж новых технологических линий и оборудования. После подключения монтируемого оборудования к инженерным сетям производится запуск технологических линий и выход производства на проектную мощность.

В БСЦ выполняется демонтаж старого оборудования и установка современного бетоносмесительного и весодозировочного оборудования. При модернизации складского хозяйства заполнителей предусматривается оснащение существующего склада современными энергоустановками для обогрева инертных заполнителей, а также строительство нового открытого склада штабельного типа для нужд нового РБУ.

При модернизации склада цемента в связи с увеличением мощности основного производства и строительством нового растворобетонного узла для обеспечения нормативного хранения цемента предусматривается строительство 2 новых силосов емкостью по 300 т.

Основные технологические решения по модернизации формовочного цеха. Формовочный цех представляет собой 4-пролетное здание размерами в плане 79144 м и высотой до низа стропильных конструкций покрытия 12,1 м. Ширина 1-го пролета – 24 м, 2-го – 4-го – 18 м.

Номенклатура выпускаемых изделий по пролетам представлена в таблице 1.

Таблица 1

Номенклатура выпускаемых изделий
по пролетам формовочного цеха

Наименование объекта	Наименование изделий
Формовочный пролет № 1	Наружные стеновые панели (рядовые, цокольные, чердачные), элементы лоджий, элементы входа
Формовочный пролет № 2	Внутренние стеновые панели и перегородки (рядовые, цокольные, чердачные), ограждения лоджий
Формовочный пролет № 3	Плиты покрытия и перекрытия, элементы входа
Формовочный пролет № 4	Шахты лифтов; лестничные марши; вентиляционные блоки; доборные изделия

Для обеспечения бесперебойного выпуска продукции реконструкция и модернизация формовочного цеха разделена на 2 пусковых комплекса (2-й и 3-й пусковые комплексы проекта модернизации завода КПД).

Основные технологические решения по модернизации пролета № 1 формовочного цеха. В формовочном пролете № 1 до модернизации выпускались наружные стеновые панели на конвейерной линии, состоящей из 2 параллельных ветвей. Тепловая обработка изделий осуществлялась в 3 одноярусных щелевых камерах, расположенных вне корпуса параллельно конвейерной линии. В целях поэтапного перехода на выпуск наружных стеновых панелей модернизированной серии предусматривался демонтаж одной ветви конвейерной линии и монтаж на половине пролета в осях "В-В/1" стационарного стенда длиной 100 м (рис. 3а) и специализированного технологического оборудования для обслуживания стенда (машина для чистки и смазки (рис. 5), затирочная машина (рис. 7), машина для раскладки изолирующего брезента (рис. 8)).

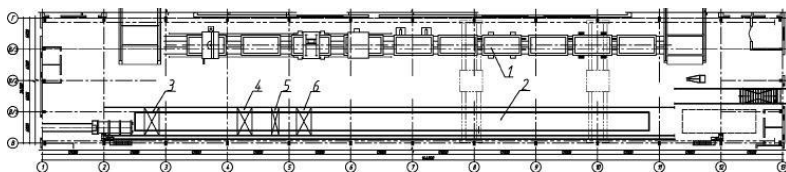


Рис. 3а План формовочного пролета № 1 (2-й пусковой комплекс)

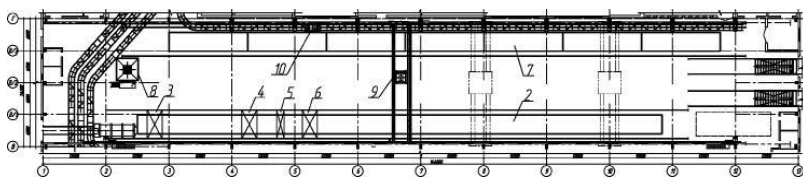


Рис. 36. План формовочного пролета № 1 (3-й пусковой комплекс):

- 1 – конвейерная линия производства наружных стеновых панелей;
 2, 7 – стенд для производства наружных стеновых панелей; 3 – машина для чистки и смазки стенда; 4 – затирочная машина; 5 – виброрейка; 6 – машина для раскладки изолирующего брезента; 8 – пост мойки бетоноукладчика; 9 – мостовой бетоноукладчик; 10 – кубель адресной подачи бетона

Производство наружных стеновых панелей после модернизации формовочного цеха осуществляется по стендовой технологии на 2 линиях фасадной стороной вниз (рис 36). Стенд в осях "В/3-Г" опрокидной длиной 105 м разделен на 7 секций по 15 м. Второй стенд в осях "В-В/1" стационарный длиной 100 м. Крепление разделителей и проеомообразователей к поддону осуществляется с помощью постоянных магнитов (рис. 9).

Технология изготовления изделий на длинных стендах позволяет отказаться от множества металлических форм, необходимых для каждого вида и типоразмера изделия. Стенды легко переоборудуются под нужный тип изделия. Так, длина изделия может изменяться путем перестановки разделителей, а высота изделий изменяется перемещением продольного борта стенда.

Стенды представляют собой 2-ярусную жесткую конструкцию. На верхнем ярусе выполняется формование изделий, на нижнем ярусе расположены регистры тепловой обработки. Открытие и закрытие продольных бортов механизированное с гидравлическим приводом, предусматривающее дистанционное управление.

Отличительной особенностью стендовой технологии является то, что изделия формируются на определенных участках в соответствии со схемой раскладки изделий, а все технологическое оборудование перемещается от поста к посту.

Для уплотнения нижнего слоя бетонной смеси на боковой поверхности стендов предусмотрены навесные электровибраторы. Управление работой вибраторов дистанционное с пульта управления.



Рис. 4. а) Общий вид формовочного пролета № 1 до модернизации;
б) Общий вид формовочного пролета № 1 после модернизации



Рис. 5. Машина для чистки и смазки
стендов



Рис. 6. Бетоноукладчик мостового типа



Рис. 7. Затирочная машина
изолирующего брезента



Рис. 8. Машина для раскладки



Рис. 9. Крепление разделителей и пустотообразователей к стенду магнитами

Основные технологические решения по модернизации пролета № 2 формовочного цеха. В формовочном пролете № 2 было организовано производство внутренних стеновых панелей и перегородок на кассетной установке и на конвейерно-кассетной линии. Во 2-м пусковом комплексе (рис. 10а) предусматривался демонтаж старой физически изношенной кассетной установки и монтаж на ее месте 2 современных высокотехнологичных кассетных установок с пневмоприводом.

В 3-м пусковом комплексе (рис. 10б) выполнялся демонтаж существующей кассетно-конвейерной линии для производства внутренних стеновых панелей и монтаж на ее месте 2 новых кассетных установок, машины для чистки и смазки кассетных установок (рис. 12) и бетоноукладчика (рис. 13).

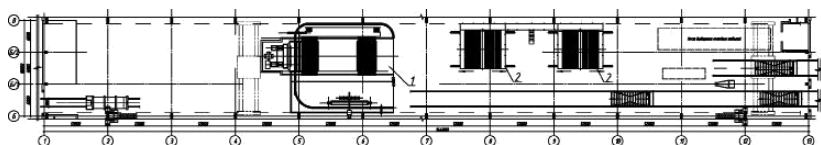


Рис. 10а. План формовочного пролета № 2 (2-й пусковой комплекс модернизации)

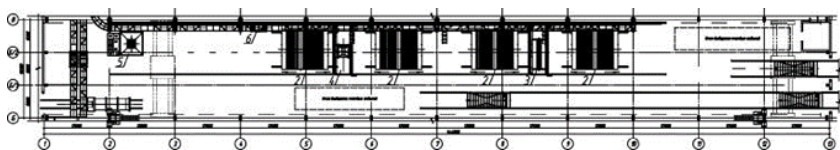


Рис. 10б. План формовочного пролета № 2 (3-й пусковой комплекс модернизации):

- 1 – конвейерно-кассетная линия; 2 – кассетные установки; 3 – машина для чистки и смазки кассеты; 4 – бетоноукладчик; 5 – пост мойки бетоноукладчика; 6 – кубель адресной подачи бетона

Производство наружных стеновых панелей и перегородок после модернизации организовано в 4 кассетных установках (3 кассетные установки по 16 отсеков ($8 + 8$) для изделий толщиной 160 мм и 1 кассетная установка на 16 отсеков (10 отсеков для панелей толщиной 80 мм + 6 отсеков для панелей толщиной 60 мм). Организация производства внутренних стеновых панелей и перегородок в вертикальном положении (в кассетах) прежде всего связана с ограниченностью производственных площадей во 2-м формовочном пролете и большим объемом выпускаемой продукции.

Кассетная установка состоит из 2 частей с центральным бортом. Конструкция кассеты обеспечивает 2-сторонний прогрев изделия. Привод перемещения отсеков кассеты пневматический. Уплотнение бетонной смеси осуществляется при помощи комплекта навесных вибраторов со щита управления вибрацией.



Рис. 11. а) Общий вид формовочного пролета № 2 до модернизации
б) Общий вид формовочного пролета № 2 после модернизации



Рис. 12. Машина для чистки и смазки кассетных установок



Рис. 13. Портальный бетоноукладчик

Основные технологические решения по модернизации пролета № 3 формовочного цеха. В формовочном пролете № 3 производство плит перекрытия по действующей технологии было организовано на конвейерной линии, состоящей из 9 постов. Тепловая обработка изделий производилась в 2 подземных щелевых камерах непрерывного действия, расположенных под формовочным пролетом.

После демонтажа постов отделки, маркировки и хранения плит перекрытия на освободившемся месте в осях "А-А/1" (рис. 14а) предусматривается монтаж стенда длиной 110 м и специализированного технологического оборудования для обслуживания стенда (машина для чистки и смазки, затирочная машина, машина для раскладки изолирующего брезента).

В 3-м пусковом комплексе (рис. 14б) предусмотрен демонтаж конвейерной линии производства плит перекрытия, монтаж стенда длиной 110 м и мостового бетоноукладчика.

В конечном итоге производство плит покрытия и перекрытия будет организовано по стендовой технологии, на 2 стендах длиной по 110 м каждый, разделенных на секции. Конструктивно стенды аналогичны стендам в формовочном пролете № 1.



Рис. 14. а) План формовочного пролета № 3 (2-й пусковой комплекс модернизации)

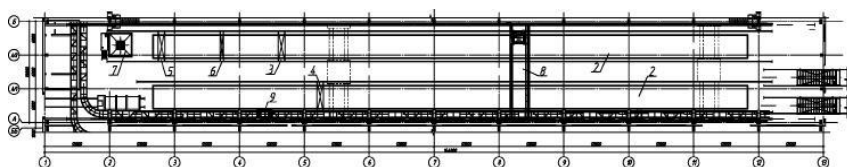


Рис. 14. б) План формовочного пролета № 3 (3-й пусковой комплекс модернизации):

- 1 – конвейерная линия производства плит перекрытия; 2 – стенд для производства плит перекрытия; 3 – машина для чистки и смазки стенда;
- 4 – затирочная машина; 5 – виброрейка; 6 – машина для раскладки изолирующего брезента; 7 – пост мойки бетоноукладчика;
- 8 – мостовой бетоноукладчик; 9 – кубель адресной подачи бетона



Рис. 15. *а* – Общий вид формовочного пролета № 3 до модернизации;
б – Общий вид формовочного пролета № 3 после модернизации

Основные технологические решения по модернизации пролета № 4 формовочного цеха. В формовочном пролете № 4 размещалось агрегатно-поточное производство изделий добора на формовочном посту с виброплощадкой и стендовое производство сантехнических кабин и вентиляционных блоков в индивидуальных формах (кассетах). После модернизации предусматривается изготовление изделий добора по агрегатно-поточной технологии и изготовление вентиляционных блоков, шахт лифтов и лестничных маршей в кассетных установках с подачей бетонной смеси по схеме кран-бадья. Для этого после монтажа новой системы адресной подачи в пролете организуются 2 поста приема бетонной смеси из кубелей (самоходных тележек, которые предназначены для транспортирования бетонной смеси) (рис. 21). Тепловая обработка изделий добора будет происходить в 4 ямных пропарочных камерах.

Во 2-м пусковом комплексе (рис. 16а) предусматривался демонтаж 2 форм для изготовления сантехнических кабин, монтаж на месте демонтированных форм 2 кассетных установок для производства шахт лифтов и монтаж кассетной установки для производства лестничных маршей.

В 3-м пусковом комплексе (рис. 16б) предусматривался демонтаж 2 кассетных установок производства вентиляционных блоков и одной кассетной установки для производства сантехнических кабин, монтаж 2 новых кассетных установок для производства вентиляционных блоков и кассетной установки для производства шахт лифтов. В пролете предусматривается устройство поста чистки и смазки пуансонов и посты мойки формовочной бадьи. Также в 3-м пусковом комплексе производится модернизация ямных пропарочных камер с переходом на тепловую обработку изделий "глухим" паром.

Кассетная установка для производства лестничных маршей (рис. 20) обеспечивает одновременное изготовление 4 изделий.

Кассетная установка для производства шахт лифтов (рис. 19) оборудована металлическими раздвижными бортами с гидравлическим приводом открытия и закрытия. Установка снабжена подрывным устройством, обеспечивающим частичное отделение пропаренного изделия от днища металлоформы и центрального вкладыша с последующим съемом изделия (распалубки). Тепловлажностная обработка изделия осуществляется посредством терморегистров, расположенных в наружных бортах. Уплотнение бетонной смеси в кассетных установках осуществляется при помощи комплекта навесных вибраторов со щита управления вибрацией.

Кассетная установка для производства вентиляционных блоков (см. рис. 18) обеспечивает одновременное изготовление 10 изделий (5 левых + 5 правых). Открытие (перемещение) бортов кассетной установки осуществляется механическим способом посредством электропривода. Тепловлажностная обработка изделия осуществляется посредством терморегистров, расположенных в наружных бортах.

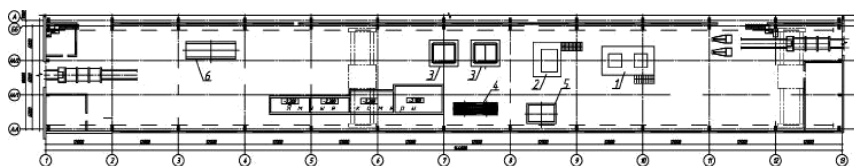


Рис. 16. а) План формовочного пролета № 4 (2-й пусковой комплекс)

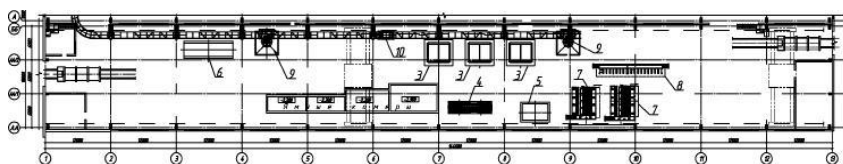


Рис. 16. б) План формовочного пролета № 4 (3-й пусковой комплекс):

- 1 – кассетная установка для производства вентиляционных блоков (сущ.);
- 2 – кассетная установка для производства шахт лифтов (сущ.); 3 – кассетная установка для производства шахт лифтов (проект.); 4 – кассетная установка для производства лестничных маршей; 5 – кондуктор для сборки арматурных каркасов;
- 6 – виброплощадка; 7 – кассетная установка для производства вентиляционных блоков (проект.); 8 – пост смазки и хранения пуансонов; 9 – пост приема бетонной смеси из кубеля; 10 – кубель адресной подачи бетона



Рис. 17. а – Общий вид формовочного пролета № 4 до модернизации;
б – Общий вид формовочного пролета № 4 после модернизации



Рис. 18. Кассетная установка
для производства вентиляционных
блоков



Рис. 19. Кассетные установки
для производства шахт лифтов



Рис. 20. Кассетная установка
для производства лестничных маршей



Рис. 21. Пост приема бетонной смеси
из кубеля адресной подачи

Заключение. Каждый завод КПД, вследствие своей специфики изготовления и организации производства, требует индивидуальных подходов к разработке программы модернизации. Представленные в статье подходы по комплексной модернизации филиала ОАО "Строительно-монтажный трест № 16 г. Новополоцк" - завода крупнопанельного домостроения путем деления процесса модернизации на пусковые комплексы позволило провести техническое перевооружение производства без его остановки. Ведь остановка основного производства завода влекла за собой и остановку работы строительных управлений треста и, следовательно, срыв программы по вводу жилья. Представленные в статье подходы к модернизации завода КПД могут быть полезны в дальнейшем при разработке проектов реконструкции и модернизации предприятий и выборе технологии для производства изделий КПД модернизированных типовых серий.

УДК 624.074

ПРОБЛЕМА МЕТОДОЛОГИЧЕСКОГО ОБЕСПЕЧЕНИЯ НАТУРНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ И ИСПЫТАНИЙ

РУДЕНКОВ А. В.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

В современном строительстве для воплощения архитектурных идей и замыслов на ряду с консервативными решениями такими как деревянный, стальной, сборный железобетонный, монолитный железобетонный каркасы, применяются относительно “молодые” конструктивные решения с использованием легких стальных конструкций, композитных материалов и изделий на их основе, а также симбиоз перечисленных решений.

При проектировании и строительстве зданий и сооружений с применением выше указанных конструктивных схем и материалов для обеспечения необходимого уровня безопасности, а так же при “недочетах” допущенных во время строительства возникает необходимость в проведении натурных испытаний.

И на этом этапе в большинстве случаев возникают проблемы и трудности, так как в действующих ТНПА Республики Беларусь методики проведения натурных испытаний приведены только для конструкций деревянных и металлодеревянных [1], и конструкций железобетонных и бетонных заводского изготовления [2], для остальных конструкций методики в ТНПА отсеивают.

Центр научных исследований и испытаний строительных конструкций (ЦНИИСК) постоянно проводит натурные испытания строительных конструкций как на своей опытно-экспериментальной базе, так и в условиях строительных площадок, и особо остро ощущает проблему отсутствия прямых методологических указаний в ТНПА по проведению натурных испытаний большого перечня конструкций. В сложившейся ситуации учитывая не всегда достаточный уровень проектных организаций, зачастую возникают моменты, в которых ЦНИИСК полостью или в тандеме с авторами проекта разрабатывает программу и методику проведения натурных испытаний конструкций основываясь на применительном использовании действующих ТНПА.

По такому принципу было выполнено испытание фрагмента монолитного перекрытия строящегося здания. Необходимость проведение испытаний была вызвана выявленными при обследовании здания отступлениями от проектных решений. В результате сотрудниками ЦНИИСК был выполнен расчет перекрытия по СНБ 5.03.01, получены контрольные нагрузки и контролируемые параметры, разработаны программа и методика проведения испытаний, проведено натурное испытание нагружением с последующей обработкой полученных результатов и оформлением их в протокол.



Рис. 1. Общий вид нагруженного фрагмента перекрытия

По аналогичному алгоритму взаимодействия было выполнено натурное испытание стальных ферм покрытия.



Рис. 2. Общий вид нагруженного фрагмента покрытия

В сложившейся ситуации, в связи с развитием строительной отрасли проблема отсутствия достаточного методологического обеспечения для проведения натурных испытаний конструкций является актуальной и требует решения.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. СТБ 1591-2005 Конструкции деревянные и металлодеревянные. Методы испытаний нагружением. Правила оценки прочности и жесткости. Минск 2006.
2. ГОСТ 8829-94 Изделия строительные железобетонные и бетонные заводского изготовления. Методы испытаний нагружением. Правила оценки прочности, жесткости и трещиностойкости. М. 1998.
3. СНБ 5.03.01-02. «Бетонные и железобетонные конструкции». Мн., 2003г, 5. Изменение №1, 2, 3, 4, 5 СНБ 5.03.01-02. «Бетонные и железобетонные конструкции». Мн., 2004.

Научное издание

ПРОБЛЕМЫ СОВРЕМЕННОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

Материалы Международной научно-технической конференции

Минск, 28 мая 2019 г.

Подписано в печать 24.09.2019. Формат 60×84 ¹/₁₆. Бумага офсетная. Ризография.

Усл. печ. л. 23,13. Уч.-изд. л. 18,09. Тираж 150. Заказ 575.

Издатель и полиграфическое исполнение: Белорусский национальный технический университет.

Свидетельство о государственной регистрации издателя, изготовителя, распространителя печатных изданий № 1/173 от 12.02.2014. Пр. Независимости, 65. 220013, г. Минск.