

Министерство образования и науки Российской Федерации
Российская академия архитектуры и строительных наук
Российская академия естествознания
Российское отделение международного геосинтетического общества
Администрация Волгоградской области
Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

НАУЧНЫЙ ПОТЕНЦИАЛ МОЛОДЫХ УЧЕНЫХ ДЛЯ ИННОВАЦИОННОГО РАЗВИТИЯ СТРОИТЕЛЬНОГО КОМПЛЕКСА НИЖНЕГО ПОВОЛЖЬЯ

Материалы
Международной научно-практической конференции
24 декабря 2010 г., Волгоград

ЧАСТЬ I



Волгоград 2011

Министерство образования и науки Российской Федерации
Российская академия архитектуры и строительных наук
Российская академия естествознания
Российское отделение международного геосинтетического общества
Администрация Волгоградской области
Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

НАУЧНЫЙ ПОТЕНЦИАЛ МОЛОДЫХ УЧЕНЫХ
ДЛЯ ИННОВАЦИОННОГО РАЗВИТИЯ СТРОИТЕЛЬНОГО
КОМПЛЕКСА НИЖНЕГО ПОВОЛЖЬЯ

Материалы
Международной научно-практической конференции
24 декабря 2010 г., Волгоград

ЧАСТЬ I

Волгоград 2011

УДК 69.001.895(470.44/47)(063)
ББК 38я431+74.58я431
Н 347

Редакционная коллегия: д-р техн. наук, проф. С.Ю. Калашников,
д-р техн. наук, проф. А.Н. Богомолов,
д-р техн. наук., проф. В.А. Пшеничкина,
д-р техн. наук, проф. О.В. Бурлаченко,
канд. техн. наук, проф. Т.К. Акчурин,
д-р экон. наук., проф. М.К. Беляев,
д-р техн. наук, проф. Н.В. Мензелинцева,
д-р техн. наук., проф. В.Ф. Сидоренко,
д-р техн. наук, проф. А.Г. Перехоженцев,
д-р техн. наук, проф. В.Г. Диденко,
канд. арх., проф. А.В. Антюфеев,
канд. техн. наук., доц. А.В. Жиделёв (отв. за выпуск)

Н 347 Научный потенциал молодых ученых для инновационного развития строительного комплекса Нижнего Поволжья : материалы Международной научно-практической конференции, 24 декабря 2010 г., г. Волгоград : в 2-х ч. Ч. I / Волгогр. гос. архит.-строит. ун-т. – Волгоград : ВолгГАСУ, 2011. – 275 с.

ISBN 978-5-98276-403-4
ISBN 978-5-98276-417-1 (ч. 1)

Приведены результаты исследований по проблемам развития архитектурно-строительного образования; экологические и экономические аспекты строительного комплекса; автономные системы жизнеобеспечения; современные проблемы строительного материаловедения и технологий; вопросы архитектурно-градостроительного комплекса; совершенствование дорожного строительства и др. В материалах содержатся статьи и доклады участников конференции: молодых ученых в соавторстве со старшими коллегами – представителями органов власти, проектных и строительных организаций, ученых и преподавателей вузов.

Для научных работников, ведущих специалистов, сотрудников научно-исследовательских институтов, преподавателей вузов, соискателей, аспирантов и специалистов строительной отрасли.

УДК 69.001.895(470.44/47)(063)
ББК 38я431+74.58я431

ISBN 978-5-98276-403-4
ISBN 978-5-98276-417-1 (ч. 1)



© Государственное образовательное учреждение высшего профессионального образования «Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет», 2011

© Авторы статей, 2011

СОДЕРЖАНИЕ

СЕКЦИЯ №1 «Проблемы и перспективы стратегического развития строительного комплекса Нижнего Поволжья в рамках Концепции долгосрочного социально-экономического развития Российской Федерации на период до 2020 года»	7
<i>Амарантов А.Д., Пономарев А.Б.</i> Бестраншейные технологии разработки грунта	7
<i>Безгодов М.А., Калошина С.В.</i> Современные технологии разработки котлованов	11
<i>Винников Ю.В., Коваленко В.И., Харченко М.А., Лопан Р.Н.</i> Комплексные исследования геотехнических свойств искусственных грунтовых массивов	13
<i>Винников Ю.Л., Мирошниченко И.В.</i> Взаимодействие набивных свай в пробитых скважинах в составе ленточных ростверков с лессовыми грунтами	32
<i>Волков Е.А., Кузнецова А.Е., ШUTOVA О.А.</i> Проведение тестового эксперимента по исследованию генерируемой транспортом вибрации в грунте	38
<i>Волченко Ф.В., Сидоренко В.Ф.</i> Зимнее содержание дорожной сети Волгоградской области	41
<i>Габибов Ф.Г., Адыгезалов И.А.</i> Методы устранения сил негативного трения в свайных фундаментах при просадочных деформациях окружающего грунтового массива	43
<i>Габибов Ф.Г., Габибов Л.Ф.</i> Разработка эффективного водоотводного устройства на оползневом склоне	48
<i>Габибов Ф.Г., Ткаченко И.Н.</i> Использование утилизированных металлокордных покрышек при конструировании фундаментов и перспективы этого инновационного направления в фундаментостроении	53
<i>Гладких А.В., Козлов М.С., Абрамян С.Г.</i> Проблемы реконструкции и модернизации жилых зданий в Волгограде	59
<i>Дроздов В.В., Пшеничкина В.А.</i> Оценка расчетных значений нагрузки при заданном уровне сейсмического риска	63
<i>Дружинин К.В., Абрамян С.Г.</i> Подземные хранилища газа в пористых пластах	72
<i>Иванова С.Л., Бочкарева Т.М.</i> Сейсмически устойчивый каркас	76
<i>Калашников С.Ю., Казначеева О.К., Бурцева О.А., Бобина Е.А.</i> Алгоритмы оптимального оценивания состояния и внешних воздействий наблюдаемых конструкций	78
<i>Клочков Д.П., Бурлаченко О.В.</i> Повышение износостойкости деталей строительных машин на основе выбора рациональных режимов поверхностной обработки	86
<i>Ломовцев М.С., Заволженский А.В.</i> Реализация программ малоэтажного строительства в Волгоградской области на основе функционирования горизонтально интегрированных структур	89

Марченко В.И. Осадки оснований плитных фундаментов зернохранилищ	93
Марченко Н.С., Кузнецова С.В. Специфические грунты участков строительства скоростного трамвая г. Волгограда	98
Матушкина К.А., Бочкарева Т.М. Технологии устройства сборных конструкций фальшполов	104
Муравьева Л.В. Анализ надежности трубопроводных систем и определение «инженерного риска» для подземного трубопровода, проложенного сейсмическом регионе	107
Муравьева Л.В. Критерии и варианты расчета подземного магистрального трубопровода при пересечении зоны тектонического разлома	115
Мышлинская И.Х., Бурлаченко О.В. Инновационные технологии в триботехнических аспектах повышения работоспособности пар трения строительных машин и оборудования	120
Накарякова Н.В., Бочкарева Т.М. Утепление фасадов зданий системой «ТЕКС-КОЛОР»	122
Олянский Ю.И., Шиян С.И., Чарыкова С.А., Тихонова Т.М. Соотношение просадочных и послепросадочных деформаций в лессовых грунтах междуречья Прут-Днестр	125
Павликов А.Н., Бойко О.В. Определение угла наклона нейтральной линии в сечениях косоизгибаемых железобетонных элементов при трапециеподобной форме сжатой зоны бетона	128
Пшеничкина В.А., Белоусов А.С., Кукса И.В. Оценка расчетных значений динамических коэффициентов при заданном уровне сейсмического риска	136
Пшеничкина В.А., Белоусов А.С. Методика оценки надежности зданий как сложных систем	141
Пшеничкина В.А., Богомолова О.А. Система автоматизированного расчета сейсмической надежности зданий	144
Пшеничкина В.А., Шушпанова А.Г. Методика оценки сейсмической надежности зданий и сооружений	148
Рожкова К.И., Сурсанов Д.Н. Сравнение методики проведения статических испытаний свай по российским и американским нормам	149
Селезнёва Д.С., Бочкарева Т.М. Пневмоопалубка воздухоопорного типа	152
Стороженко А.Ф., Давыденко А.Е. К вопросу о наблюдениях за устойчивостью реперов высотной основы при строительстве уникальных объектов	155
Таржиманов Э.А., Чантха Х. Оценка текущего состояния строительных конструкций на основе мониторинга	162
Фролов А.Ю., Цветкова Е.В., Скороходова А.Д. Влияние подпорной стенки на напряженное состояние приоткосной зоны	164
Харланова С.В. Сравнение объективных и описательных критериев интенсивности землетрясения	167
Шабельников А.И. Перспективы развития средств механизации для укладки синтетических спортивных покрытий	171

СЕКЦИЯ №2 «Инновационные разработки зарубежных и отечественных исследователей в области строительства и производства строительных материалов»

176

Акчурин Т.К., Потапов А.А. Сталеплавильные шлаки в строительной индустрии	176
Бабкин В.А., Азарян Н.А. Геометрическое и электронное строение молекулы 1,3-диметилциклопентадиена методом MNDO	179
Бабкин В.А., Пристансков А.А. Геометрическое и электронное строение некоторых алициклических олефинов	182
Баранникова О.Е. Систематизация факторов долговечности строительных изделий из полимерных композиций	189
Вовко В.В., Котляревский А.А. Особенности оценки структуры и свойств асфальтобетонов, полученных с использованием модифицированных нефтяных битумов	191
Волченко Е.Ю., Пушкарская А.А. Полимерные композиционные материалы и их оценка химической стойкости	199
Гинатулина О.И., Бочкарева Т.М. Современные материалы в теплоизоляционных системах зданий и сооружений	203
Гнедаш Е.Е. Перспективы инновационного развития строительного комплекса в России	205
Груздев А.А., Акчурин Т.К. Оценка возможности использования минеральных отходов в строительных композициях	207
Жуков А.Н., Перехоженцев А.Г., Власов В.А. Использование сверхтонкой теплоизоляции «КОРУНД-ФАСАД» в сопряжении перекрытий со стенами монолитных зданий	209
Каверина Г.И. Влияние климата Волгоградской области на работу центрально и внецентренно армированных железобетонных элементов	212
Карапузова Н.Ю., Стефаненко С.И. О повышении эффективности местных отсосов	215
Клавдиева Т.Н., Новикова Д.Г. Некоторые представления о механизме действия добавок в цементных строительных композициях	216
Нестеренко М.П., Педь Д.С., Скляренко Т.А. Аналитическое моделирование вибрационных машин для формования железобетонных изделий с учетом влияния бетонной смеси на рабочий орган	220
Новикова Д.Г., Надеева И.В. Формирование макроструктуры высокопористой строительной композиции	224
Орисенко А.В., Нестеренко Н.Н. Конструкция ударно-встрягивающей установки для формования стеновых блоков из легких бетонов на основе анализа конструктивных особенностей уплотняющих машин	227
Перфилов В.А., Алаторцева У.В. Наномодифицированные фибробетоны	233
Перфилов В.А., Котляревская А.В., Кусмарцева О.А. Модифицированные фибропенобетоны	236

Пушкарская А.А., Новикова Д.Г., Пушкарская О.Ю. Разработка строительного композита на основе техногенных отходов	239
Пушнова Н.А. Холодная регенерация асфальтобетона с применением карбидной извести	241
Рубан Т.И., Савелова Б.Н. Оценка деформативности стеклопластиковых ребристых плит при длительном нагружении	246
Рыженко Д.В., Пушкарев О.И. Исследование композиций на основе карбида кремния	249
Рыженко Д.В., Пушкарев О.И. Исследование процессов высокотемпературного окисления керамических материалов на основе карбида кремния	253
Стефаненко И.В. Перспективы развития высоких технологий в строительной индустрии	255
Сторожаков С.Ю., Медведько С.В. Использование тригидрата ацетата натрия в качестве добавки в бетонные смеси	260
Тухарели В.Д. Применение нанотехнологий для производства бетонов «направленного» качества	264
Швейкина Н.И., Бочкарева Т.М. Современное стекло	268
Ярлыкова В.А., Багайсков Ю.С. Высокопористый керамический материал широкого функционального назначения	271

СЕКЦИЯ №1
«ПРОБЛЕМЫ И ПЕРСПЕКТИВЫ СТРАТЕГИЧЕСКОГО
РАЗВИТИЯ СТРОИТЕЛЬНОГО КОМПЛЕКСА
НИЖНЕГО ПОВОЛЖЬЯ В РАМКАХ КОНЦЕПЦИИ
ДОЛГОСРОЧНОГО СОЦИАЛЬНО-ЭКОНОМИЧЕСКОГО
РАЗВИТИЯ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
НА ПЕРИОД ДО 2020 ГОДА»

РУКОВОДИТЕЛИ:

ПШЕНИЧКИНА В.А., д.т.н., проф., зав. каф. «Строительные конструкции, основания и надежность сооружений»;

БУРЛАЧЕНКО О.В., д.т.н., проф., зав. каф. «Технология строительного производства» ВолгГАСУ.

А.Д. Амарантов, А.Б. Пономарев

БЕСТРАНШЕЙНЫЕ ТЕХНОЛОГИИ РАЗРАБОТКИ ГРУНТА

Пермский государственный технический университет

В данной статье рассмотрены методы бестраншейной разработки грунта. Предоставлена информация об основных видах разработки грунта, в частности подробно описана каждая из технологий проходки, область применения и преимущества – как относительно открытых методов разработки грунта, так и сравнение закрытых методов между собой.

Введение.

В мировом строительстве и в частности в России максимальная производительность при минимальных денежных и трудовых затратах являлась целью, к которой всегда стремились. Если взять такой раздел строительства, как земляные работы, то примером производства работ в сжатые сроки с большой степенью надежности служат бестраншейные технологии. Хотелось бы по подробнее рассмотреть основные методы закрытой разработки грунта, сравнить преимущества и недостатки одних методов над другими. Также выявить те положительные качества, благодаря которым выбор между траншейными и бестраншейными технологиями все чаще остается за последними.

Известно, что бестраншейная прокладка – технология по прокладке трубопровода и коммуникаций без рытья траншей от начального до конечного котлована. Бестраншейная прокладка имеет особое важное преимущество перед траншейными методами – проводить работы можно практически при любых погодных условиях, зимой, летом, в дождь или снег, когда достаточно создать тент над стартовым и финишным котлованом. Таким образом, особенно зимой, когда многие строительные работы в России и других северных странах замирают или принимают вялотекущий характер работы, бестраншейная прокладка позволяет невзирая на погоду, производить планирование и проведение строительных и восстановительных работ.

Существует несколько видов бестраншейной прокладки. Самые распространенные из них это – прокол, продавливание и бурение. Каждый из них отличается способом разработки грунта, областью применения, достоинствами и недостатками. В дальнейшем речь пойдет о каждом из них.

Раздел 1: Метод прокола.

Одним из первых и наиболее простых приложений бестраншейных технологий стал метод прокола – образование скважины за счет уплотнения массива грунта.

Область применения включает в себя: прокладка видов коммуникаций – кабельные линии, трубопроводы для водоснабжения или газа, в районах, где проложены транспортные пути возведены здания, расположены водоемы; возможность поменять часть трубопровода, увеличить его диаметр, независимо от материала изготовления труб; устройство нового трубопровода в уже имеющемся коллекторе; замена канализационных путей между зданиями и техническими колодцами.

Технология работ выглядит следующим образом (рис. 1).

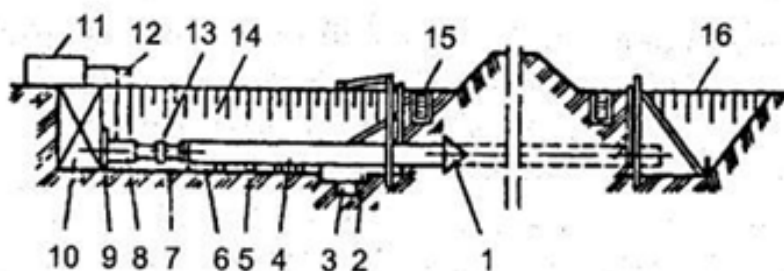


Рис. 1. Схема классического прокола:

- 1 — наконечник; 2, 3 — прямки; 4 — прокапываемая труба;
- 5 — шпалы; 6 — направляющая рама; 7 — нажимной патрубок;
- 8 — гидродомкраты; 9 — упорный башмак; 10 — упорная стенка;
- 11 — насосная станция; 12 — маслопроводы; 13 — нажимная заглушка;
- 14, 16 — рабочий и приемный котлованы; 15 — обводной лоток

Сначала вырываются два котлована требуемой глубины – стартовый и приемный. В первом устанавливается рама с домкратами, и движимая их усилием снаряженная наконечником труба, в буквальном смысле, пронзает массив грунта и постоянно удлиняемая за счет добавления новых секций, выходит в приемном котловане. Усилия, требующиеся для прокола труб, колеблются в пределах от 150 до 2000 кН.

Трубу вдавливают циклически путем попеременного переключения домкратов на прямой и обратный ход. Давление домкратов на трубу передается через наголовник сменными нажимными удлинительными патрубками, шомполами или зажимными хомутами. При применении нажимных удлинительных патрубков длиной 1, 2, 3 и 4 м после вдавливания трубы в грунт на длину хода штока домкрата шток возвращают в первоначальное положение и в образовавшееся пространство вставляют другой патрубок удвоенной длины и так продолжают до тех пор, пока не закончат прокол первого звена трубопровода (обычно длиной 6 м). Затем к нему приваривают второе звено и указанные операции повторяют до тех пор, пока не будет завершен прокол на всю длину трубопровода.

Прокол лучше применять для прокладки труб малых и средних диаметров (не более 400–500 мм) в глинистых и суглинистых (связных) грунтах. Ограничение диаметра прокалываемых труб обусловлено тем, что при этом способе массив грунта прокалывают трубой, оснащенной наконечником, без удаления грунта из скважины, вследствие чего для прокола требуются значительные усилия. В связи с этим и длина прокола труб не превышает 60–80 м.

Раздел 2: Метод продавливания.

Бестраншейная прокладка труб продавливанием отличается тем, что прокладываемую трубу открытым концом, снабженным ножом, вдавливают в массив грунта, а грунт, поступающий в трубу в виде плотного керна (пробки), разрабатывают и удаляют из забоя. При продвижении трубы преодолевают усилия трения грунта по наружному ее контуру и врезания ножевой части в грунт. Подробно метод продавливания отображается на рис. 2.

Для продавливания труб применяют нажимные насосно-домкратные установки из двух, четырех, восьми и более гидродомкратов усилием по 500–3000 кН каждый с ходом штока 1,1–2,1 м, работающие от насосов высокого давления. Способом продавливания ведут прокладку не только стальных труб, но и железобетонных коллекторов и тоннелей из элементов различной замкнутой по периметру формы.

Ножевую секцию длиной 930 мм с диффузором приваривают переднему концу прокладываемой трубы. При вдавливании ножа в грунт он проходит через диффузор и поступает в телескопический ковш, который тросом извлекают из трубопровода через отверстие в траверсе и после отсоединения от троса удаляют из котлована. Опорожненный ковш затем снова укладывают в корпус рабочего органа и с помощью каната подают в

забой. Иногда применяют также способы с разработкой грунта гидроразмывом и удалением его из забоя в виде пульпы. Возможно также более простое по конструкции и надежно действующее устройство для продавливания труб домкратами с разработкой грунта в забое гидромонитором и удалением его с помощью шнека.

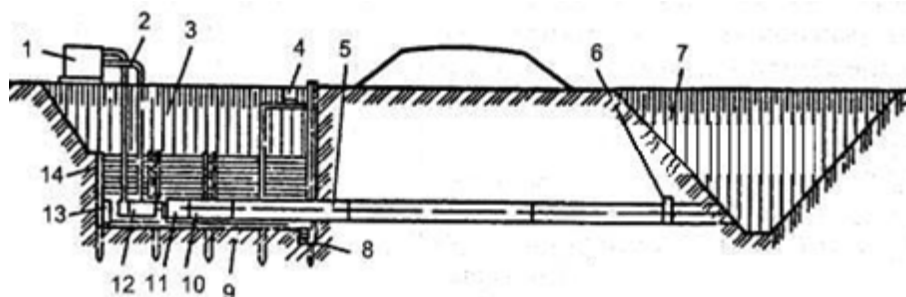


Рис. 2. Метод продавливания:

- 1 — насосная станция; 2 — трубопровод; 3 — рабочий котлован;
- 4 — водоотводный поток; 5 — трубопровод (футляр);
- 6 — лобовая обделка (нож); 7 — приемный котлован;
- 8 — прямок для сварки труб; 9 — направляющая рама;
- 10 — нажимной патрубок; 11 — нажимная заглушка;
- 12 — гидродомкраты; 13 — башмак; 14 — упорная стенка

Раздел 3: Горизонтальное бурение.

Способом горизонтального бурения можно проходить выработки для бестраншейной прокладки трубопроводов практически любых диаметров и с относительно меньшими усилиями, чем при проколе или продавливании. Определенную трудность представляет удаление грунта из пробуренной скважины.

Технология горизонтального бурения показана на рис. 3.

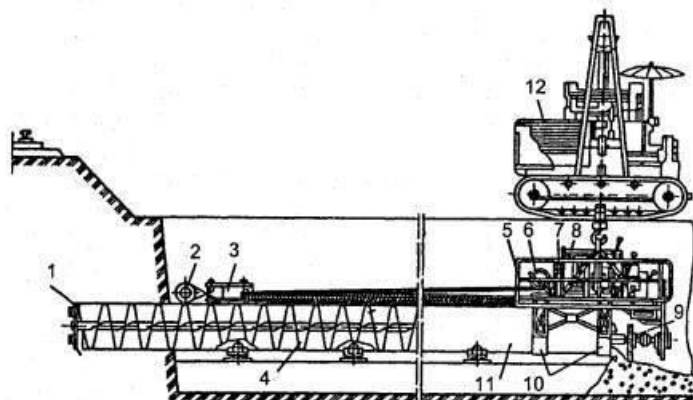


Рис. 3. Метод горизонтального бурения:

- 1 — режущая головка; 2 — упорный якорь; 3 — полиспаст;
- 4 — шнек; 5 — рама; 6 — лебедка; 7 — карданный вал;
- 8 — двигатель внутреннего сгорания; 9 — вал привода шнека;
- 10 — хомуты; 11 — прокладываемая труба; 12 — кран-трубоукладчик

Процесс бурения скважины и прокладки трубопровода с помощью установок следующий. В ходе прокладки непрерывное механическое бурение скважины осуществляется фрезерной головкой, а удаление разрыхленного грунта — винтовым конвейером. Разработана также установка для прокладки труб (кожухов) диаметром 1720 мм способом горизонтального бурения или продавливания с механизированной разработкой и транспортированием грунта из забоя производительностью 10–12 м в смену при общей длине прокладки до 60 м.

Выводы.

Можно сделать вывод, что для каждого конкретного случая разработки грунта имеется своя технология бестраншейной прокладки. В зависимости от типа грунта, а также параметров скважины легко подобрать соответствующий метод. Для прокладывания коммуникации больших диаметров, больше всего подходит горизонтальное бурение. Напротив, при малых диаметрах рациональнее использовать классический прокол, потому что отсутствует необходимость извлечения грунта, а есть возможность его радиального уплотнения. Продавливание — это самый трудоемкий и медленный процесс, поэтому его применяют лишь в случаях, когда другие методы по тем или иным причинам применять нельзя. Например, при прокладке на большие расстояния, точность метода продавливания его неоспоримый плюс.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Ващенко И.И.* Земляные работы, 1982. — С. 58–64.
2. *Рыбаков А.П.* Основы бестраншейных технологий, 2003. — С. 54–171.

М.А. Безгодков, С.В. Калошина

СОВРЕМЕННЫЕ ТЕХНОЛОГИИ РАЗРАБОТКИ КОТЛОВАНОВ

Пермский государственный технический университет

В статье представлены современные наиболее безопасные технологии разработки котлованов в условиях плотной городской застройки.

Современное интенсивное развитие городов требует создание новых автостоянок, транспортных развязок, офисных помещений, торгово-развлекательных центров и т.д., что ведет к возникновению острой нехватки земли в центральных частях города. Компенсировать эту нехватку можно посредством строительства высотных зданий или освоения подземного пространства. В исторических частях города строительство в высоту может разрушить сложившийся веками архитектурный облик города. В

связи с этим одной из актуальных проблем современных городов является проблема освоения подземного пространства.

Строительство в плотных городских условиях требует применения таких технологий, которые могли бы обеспечить сохранность окружающей застройки, существующих коммуникаций, транспортных магистралей.

Для разработки глубоких котлованов, в условиях плотной городской застройки, наиболее безопасными технологиями, позволяющими получить минимальные деформации существующих зданий, являются технологии «сверху-вниз» («top-down») (см. рис. 1, а) и ее модификация – «вверх-вниз» («up-down») (см. рис. 1, б), позволяющая существенно снизить сроки строительства. Данные технологии наиболее эффективны для глубоких, но небольших по площади котлованов, а также при близком расположении существующих зданий и нагруженных автодорог.

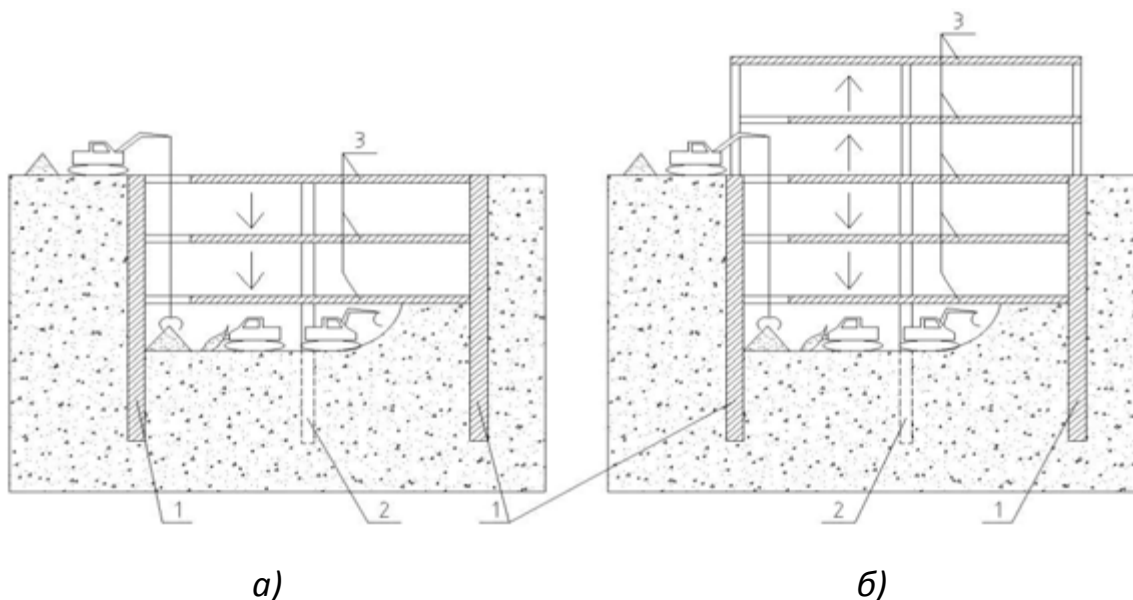


Рис. 1. Технологии строительства: а – «top-down»; б – «up-down»:
1 – «стена в грунте», 2 – временная опора, 3 – перекрытия

При способе строительства подземных сооружений «top-down» (полузакрытый способ) могут быть использованы три основных технологических приема, определяющих порядок возведения монолитных железобетонных перекрытий и поярусной разработки грунта под их защитой:

- первый прием базируется на опережающем возведении перекрытий по отношению к поярусной разработке грунта в котловане, при этом бетонирование перекрытий осуществляется безопалубочным методом непосредственно на подготовленном грунтовом основании;
- второй прием предполагает опережающую поярусную разработку грунта и последующее возведение перекрытий с помощью инвентарной опалубки, опирающейся на подготовленное грунтовое основание;

- третий прием – комбинированный, который сочетает в себе как элементы технологии возведения перекрытий безопалубочным методом, так и с опиранием инвентарной опалубки на подготовленное грунтовое основание.

Метод строительства «up-down» предусматривает строительство зданий с несколькими подземными этажами за счет одновременного сооружения этажей вверх и вниз от уровня поверхности земли с устройством ограждения котлована способом «стена в грунте». Строительство таким методом позволяет сократить общие сроки строительства здания в целом до 30%.

Разработка грунта в котловане под защитой перекрытий в обеих технологиях производится малогабаритными экскаваторами и обычными бульдозерами, а выдача грунта – с помощью грейферного экскаватора через монтажные отверстия в перекрытиях.

Таким образом способы строительства подземных сооружений «top-down» и «up-down» позволяют отказаться от крепления ограждения котлована временными распорными конструкциями или анкерными креплениями, так как в качестве распорной системы для ограждения котлована используются междуэтажные перекрытия, которые создают большую жесткость, чем временные конструкции. В качестве вертикальных ограждающих конструкций в основном используется «стена в грунте», которая часто служит стеной подземной части здания.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Руководство по комплексному освоению подземного пространства крупных городов. М.: Москомархитектура, 2004. — 178 с.

2. Юркевич П.Б. Возведение монолитных железобетонных перекрытий при полужакрытом способе строительства подземных сооружений // Подземное пространство мира, 2002. №1. — С. 13–22.

3. Popa H., Marcu A. & Batali L. Numerical modeling and experimental measurements for a retaining wall of a deep excavation in Bucharest, Romania, 2009. *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, Taylor & Francis Group, London, UK. — P. 187–193.

Ю.Л. Винников, В.И. Коваленко, М.А. Харченко, Р.Н. Лопан

КОМПЛЕКСНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ГЕОТЕХНИЧЕСКИХ СВОЙСТВ ИСКУССТВЕННЫХ ГРУНТОВЫХ МАССИВОВ

Полтавский национальный технический университет
имени Юрия Кондратюка, Украина

Проанализирован опыт проектирования и сооружения искусственных грунтовых массивов. Приведены результаты комплексных лабораторных и полевых исследований свойств уплотненных грунтов, отходов промышленности и их смесей. Представлены результаты исследований прочности уплотненных грунтов во вре-

мени, а также характерные примеры реализации математических моделей вероятностного описания распределения случайных величин физико-механических характеристик уплотненных грунтов.

Постановка проблемы. В связи с интенсивной урбанизацией и соответственно уменьшением территорий, пригодных для сельского хозяйства, появилась одна из тенденций современного строительства – освоение новых территорий, которые ранее считались непригодными для возведения зданий и сооружений в связи с техническими сложностями, в т.ч. территории со сложными инженерно-геологическими и гидрогеологическими условиями. Поэтому строителям при возведении новых объектов приходится использовать подтопленные территории, сложенные слабыми грунтами. При таких условиях практика фундаментостроения рекомендует устройство искусственных массивов, которые будут иметь лучше физико-механические характеристики, чем природные грунты.

Связь с научными и практическими заданиями и анализ последних исследований и публикаций. Геотехника знает достаточно примеров искусственных островов. Наиболее интересным из них остров, на котором находится Кансайский международный аэропорт (Япония) [1–4], поскольку это геотехническое сооружение выстояло от землетрясения 1995 г., а также от очень сильного тайфуна 1998 г., за что ее признали как «Монумент гражданского строительства тысячелетия». Опыт его возведения использовано для других в этой стране на илистых грунтах (аэропорты Китаюсю, Кобэ и Чубу). Интерес представляет также строительство с отходов свалки острова (436 га) в Токийской бухте [2]. Миру известны проекты «Пальмовые острова» в ОАЭ: Palm Jumeira (2500 га), Palm Jebel Ali (3700 га), Palm Deira (7200 га); архипелаг «Мир». В южно-западной Азии на побережье Персидского залива в Катаре успешно эксплуатируется о. Pearl-Qatar (400 га) [3], в Бахрейне – Lulu Island (600 га). В Бразилии на искусственно намытом острове базируется аэропорт Macau International Airport [1]. В Канаде о. Notre-Dame построено на середине р. Св. Лаврентия. К искусственным грунтовым массивам также относятся насыпи, дамбы, грунтовые подушки и др. Хотелось бы отметить опыт возведения плотин с природных и искусственных смесей суглинистых и крупнообломочных грунтов. Из таких смесей сделаны ядра плотин Миборо (Япония) высотой 131 м, Серр-Понсон (Франция) – 130 м, Оровилл (США) – 227 м, Нурекской (Таджикистан) – 300 м, Сарсангской (Айзербайжан) – 125 м и др. На насыпных грунтах построено стадион «Динамо» в Минске (Белоруссия) [5], Научно-технический университет в Саудовской Аравии [3] и т.д.

К искусственным массивам также относятся намывные грунты. Это позволяет снизить угрозу наводнения на территориях, использовать непригодные для сельского хозяйства земли, размещать жилые массивы возле рек. Так в надпойменных территориях Днепра построено более 4 млн. м² жилья

Русановского и Оболонского массивов Киева. Этот метод широко используют и в Днепропетровске, Харькове, Полтаве и др. городах в разных странах [5].

На грунтовых подушках построено ряд промышленных предприятий. Например, Волгодонская АЭС (Россия) стоит на песчано-гравийной подушке мощностью 10 м. Основания АЭС в г. Козлодуде (Болгария) и металлургический завод в г. Эдмонтон (Канада) – грунтовые подушки. Комплекс кислородно-конвекторного цеха завода «Азовсталь» (Украина) возведены на основании с доменных шлаков мощностью 1,3–2,5 м [6], а Волгский и Камский автозаводы, Беловская ГЭС, резервуары (150 тис. м³) в Барселоне [8], платформа для контейнеров в Сингапуре [3] – тоже на искусственных уплотненных основаниях. На подушках с уплотненных лесов построены микрорайоны в Днепропетровске, Запорожье, Новосибирске, Толянти, Шимкенте и др. Хотя встречаются и случаи неэффективности оснований, выполненных таким способ, особенно при некачественном выполнении работ [9, 10].

Перечисленные геотехнические объекты сложны не только в техническом и технологическом отношении, но и с точки зрения научных концепций процессов, которые происходят в грунтах. В соответствии с В. Ван Импе [1], использование современных методов получения исходных инженерно-геологических данных, а также новых расчетных методов позволяет комплексно решать задачи консолидации слабых грунтов во времени и прогнозировать их напряженно-деформированное состояние (НДС) в период выполнения работ и последующей эксплуатации. Критерием корректности исходных данных и методов теоретического моделирования могут быть только результаты реальных наблюдений. Поэтому данные поэтапного контроля качества укладки и уплотнения грунта в тело насыпи очень важны.

Подход к проектированию искусственных оснований в мире существенно не отличается от украинского. Нормируется плотность скелета грунта, эталонная величина которого определяют для каждого вида грунта в лаборатории тестом Проктора (ASTM D 698-91) и его модификацией (ASTM D 1557-91), принцип которых не отличается от метода ГОСТ 22733-77. Сравнение параметров лабораторных методов уплотнения грунта сведены в табл. 1.

Анализ этих норм показывает, что степень уплотнения в «рабочем» слое колеблется $0,93 \leq k_s \leq 1,01$. Таким образом, нормы Украины и России – одни из самых требовательных (после Финляндии) [11].

Существующая методика имеет ряд недостатков: большую трудоемкость, значительную себестоимость полевых и лабораторных исследований, погрешности из-за недостаточности объема отобранных образцов и несоответствие условий, в которых они исследуются, природным и т.д. Поэтому появляются новые, например, методы радиоизотопного контроля плотности и влажности грунта, полевого сейсмического контроля и др.

Таблица 1

Параметры лабораторных методов уплотнения грунта

Параметры	Значения параметров по методике		
	ASTM D 698-91	ASTM D 1557-91	ГОСТ 22733-77
Внутренний диаметр формы, мм	102	102	100
Высота формы, мм	116	116	127
Объем формы, см ³	944	944	1000
Масса груза, кг	2,5	4,5	2,5
Высота падения, мм	300	457	300
Диаметр контакта при ударе, мм	51	51	100
Количество слоев	3	5	3
Число ударов на слой	25	25	40
Удельная энергия уплотнения, Дж/см ³	0,6	2,7	0,9

Постановка задач. Исходя из выше изложенного, полевые и лабораторные исследования свойств искусственных грунтовых массивов актуальны и перспективны. Поэтому за цель работы поставлено изучить оптимальные параметры уплотнения грунтов, отходов промышленности и их смесей, как в лабораторных, так и полевых условиях, провести экспериментальные и теоретические исследования статистических закономерностей распределения случайных величин (СВ) физико-механических характеристик.

Изложение основного материала исследований. Авторами в Украине в течении 2006–2010 гг. выполнялись полевые и лабораторные исследования физико-механических характеристик уплотненных грунтов искусственных оснований для нескольких строительных объектов, в частности, противотуберкулезного диспансера по ул. Шиловской в Полтаве (объект № 1), двух резервуаров под нефтепродукты емкостью 3000 м³ в с. Качаново Гадяцкого района Полтавской обл. (объект № 2), сооружений электрометаллургического завода мощностью 3 млн. т. слябов в год возле г. Комсомольск Полтавской обл. (объект № 3).

Технологические параметры грунтовой подушки на объекте №1 следующие: материал – местный лессовый суглинок легкий пылеватый с влажностью на границе текучести $W_L = 0,29$ и раскатывания $W_p = 0,21$. Уплотнение грунта дна котлована было поверхностное с помощью тяжелой трамбовки. Поверх дна сооружалось искусственное основание отсыпанием суглинка слоями по 50 см с укачиванием груженными самосвалами массой 20 т по 8–12 проходов по одному следу до проектного значения плотности скелета грунту $\rho_d = 1,65 \text{ г/см}^3$ при коэффициенте уплотнения $k_s = 0,90$. Мощность подушки соответствовала ее проектному значению $h = 4,0\text{--}4,4 \text{ м}$.

На объекте № 2 грунтовая подушка под резервуары имела толщину около 3 м и диаметр 22 м. Ее выполняли с местных лессовых пылеватых супесей и суглинков, которые послойно укачивали 10–12 проходами по одному следу гружеными самосвалами и 12–14 ударами по одному следу трамбовками в форме конуса с нижним и верхним диаметрами соответственно 930 и 430 мм, высотой 800 мм и массой 2 т, которую скидали с высоты 5–6 м (рис. 1).

На объекте №3 искусственную насыпь площадью 190 га и мощностью 4–5 м сооружали на заболоченной местности с использованием вскрышных пород Еристовского и Лавриковского месторождений железных кварцитов. Для упрочнения основания насыпи заболоченный массив прорезали траншеями сечением 1×1,5 м с шагом 3 м, которые заполняли щебнем. Потом вскрышные породы доставлялись на площадку, разравнивались слоями мощностью 0,3 м и уплотнялись пневматическими и вибрационными катками (рис. 2) до проектного значения плотности скелета грунта $\rho_d = 1,711 \text{ г/см}^3$ при коэффициенте уплотнения $k_s = 1,01$ по тесту Проктора.



Рис. 1. Сооружение грунтовой подушки тяжелой трамбовкой под резервуар в с. Качаново Полтавской области (Украина)

При лабораторных исследованиях оптимальных параметров уплотнения грунтов использована следующая методика. Работа выполнялась на приборе динамического уплотнения. Замер деформаций образца в процессе уплотнения выполнялся с помощью глубиномера после каждого удара (при их общем количестве $n = 1 - 10$), через удар ($n = 10-20$), через два удара ($n = 20-50$), через пять ($n = 50-100$) и дальше через 10–20 ударов. Опыт останавливали, когда прирост деформаций в течении 5–10 последних ударов был меньше 0,5 мм. После остановки уплотнения замеряли расстояние от верха стакана до поверхности грунта. С верхней и нижней зоны образца отбирали грунт для определения его влажности. Стакан разбирали, грунт размельчали, добавляли необходимое количество воды и готовили к следующему испытанию.

Для определения влияния параметров ударной нагрузки на оптимальную влажность w_0 и максимальную плотность скелета грунта ρ_d^{max} проведено несколько серий лабораторных опытов с разными ударными импульсами. Параметры этих опытов наведены в табл. 2.



а)



б)



в)



г)

Рис. 2. Фото этапов сооружения искусственного основания:
 а – подтопленная территория будущего завода;
 б – выполнение дренажных траншей; в, г – уплотнение подушки

Таблица 2

Параметры лабораторного уплотнения грунтов
 разными ударными импульсами

№ п/п	Диаметр образца, см	Высота образца после уплотнения, мм	Вес груза, Н	Высота падения груза, см	Количество слоев уплотнения	Количество ударов на один слой	Работа одного удара, Дж	Максимальное контактное давление, МПа
1	10	12	104	6,95	3	25	7,1	2,68
2 (тест Проктора)	10	12	25	30,0	3	25	7,4	2,70
3	10	12	150	6,95	3	25	10,2	3,09
4	10	12	200	6,95	3	25	13,6	4,11
5 (модифицированный тест Проктора)	10	12	45	45,0	5	25	19,9	4,82

Результаты исследований показывают, что оптимальные характеристики зависят не только от вида и свойств грунта, но и от параметров ударной нагрузки, которые используют при их исследовании. Наиболее типовые графики зависимости максимальной плотности скелета грунта от влажности и величины ударного импульса наведены на рис. 3.

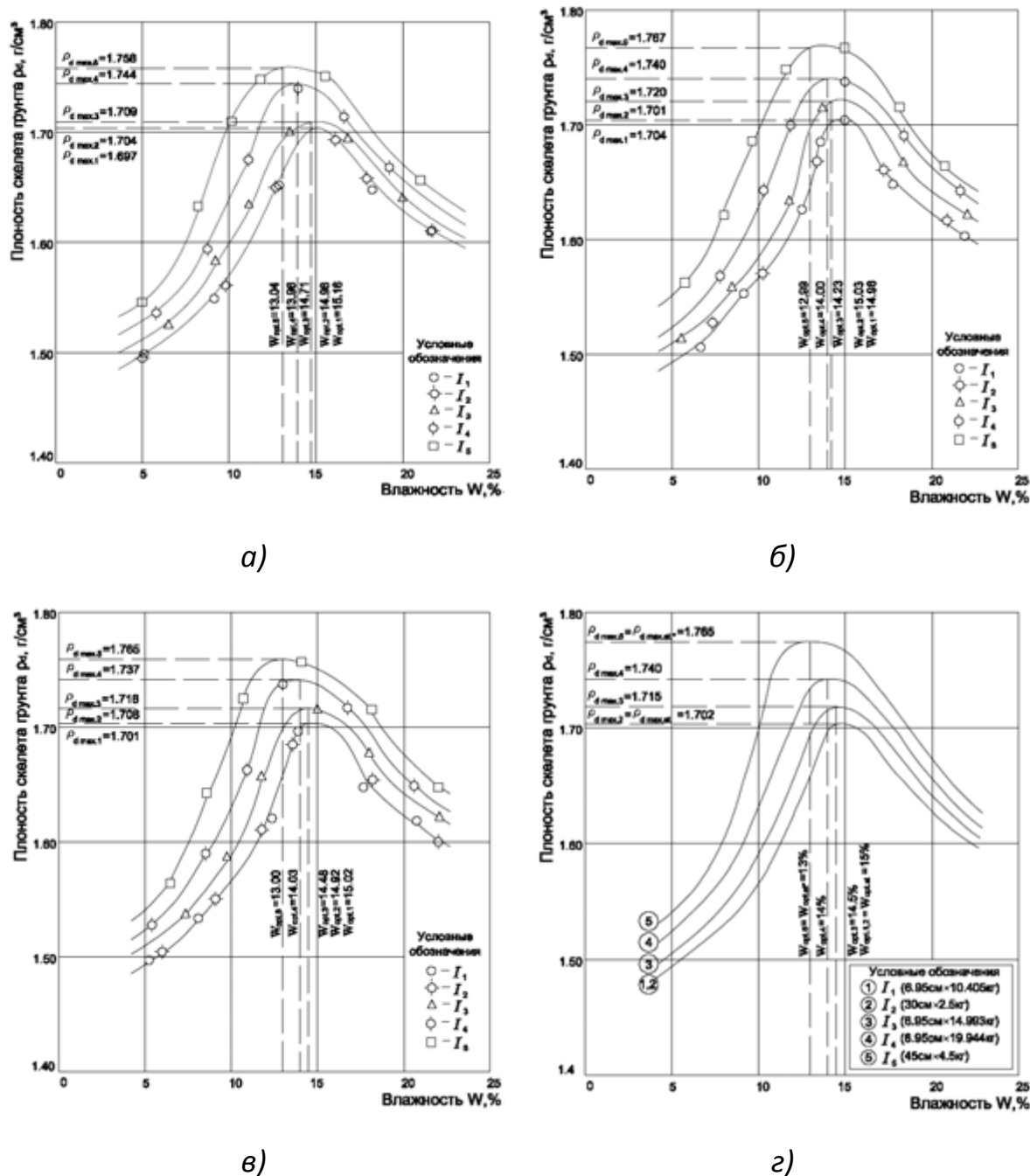


Рис. 3. Графики зависимости плотности скелета грунта от влажностью $\rho_d = f(W)$:

- a – образец № 1; $б$ – № 2; $в$ – № 3; $г$ – обобщенные графики;
- I_1 – импульс №1 (высота падения груза $h = 6,95$ см, масса $m = 10,405$ кг);
- I_2 – №2 ($h = 30$ см, $m = 2,5$ кг); I_3 – №3 ($h = 6,95$ см, $m = 14,993$ кг);
- I_4 – №4 ($h = 6,95$ см, $m = 19,944$ кг); I_5 – №5 ($h = 45$ см, $m = 4,5$ кг)

В табл. 3 поданы значения физико-механических характеристик грунтов в уплотненном состоянии, которые были получены в лабораторных условиях (для объекта №3). Эти эксперименты показывают, что для малосвязных грунтов, кстати, как и для связных, существует зависимость оптимальной влажности и максимальной плотности скелета грунта от величины ударной нагрузки или логарифма работы удара: $W_{opt} = f(\lg A)$ $w_{opt} = f(\lg A)$ и $\rho_d^{max} = f(\lg A)$.

Таблица 3

Геотехнические характеристики
уплотненных грунтов в лабораторных условиях

Наименование характеристики грунта	Значения характеристик вскрышных пород для разных проб			
	песок мелкий, однородный	песок пылеватый, однородный	песок средней крупности, однородный	супесь легкая пылеватая
Максимальная молекулярная влажность (ММВ), %				
максимальная	12,13	14,35	11,55	14,6
минимальная	9,04	7,92	7,16	13,36
средняя	11,30	11,63	10,93	13,8
Максимальная плотность скелета грунта ρ_d , г/см ³				
максимальная	1,704	1,704	1,741	1,690
минимальная	1,712	1,712	1,756	1,694
средняя	1,698	1,698	1,726	1,653
Угол внутреннего трения ϕ , град.				
максимальный	37	34	38	34,17
минимальный	29	28	30	25,5
средний	32	31	34	30
Удельное сцепление c , кПа				
максимальное	7	9	4	8,21
минимальное	1	2	0	2,45
среднее	4	4	2	6
Модуль деформации E , МПа				
максимальный	22	23	27	36,2
минимальный	14	15	19	18,55
средний	18	17	23	25

На рис. 4 построены графики этих зависимостей. С них видно, что до определенной границы графики можно считать линейными. При высоких значениях оптимальной влажности они становятся почти горизонтальными. Таким образом, до определенной границы за счет увеличения работы удара пропорционально увеличивается и удельная плотность скелета грунта. А значит, используя рис. 4, можно установить оптимальные параметры уплотнения данного грунта для механизмов, если известны их технические характеристики.

Таким образом, оптимальная влажность w_{opt} не постоянная величина и для одного и того же грунта изменяется в зависимости от того, какое максимальное контактное давление развивает уплотнитель на протяжении одного цикла. Значит, изменяя влажность грунта, всегда можно найти такой механизм, который обеспечит нужное оптимальное контактное давление для конкретной влажности.

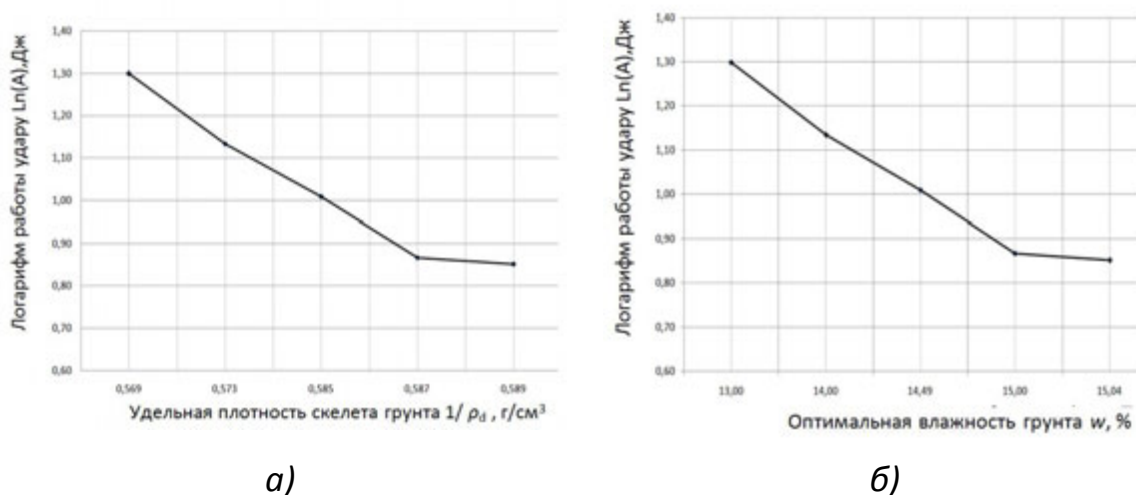


Рис. 4. Графики зависимости:
 а – удельной максимальной плотности скелета грунта от логарифма величины работы удара; б – оптимальной влажности грунта от логарифма величина работы удара

Таким образом, при увеличении максимального контактного давления значения оптимальной влажности будут уменьшаться, но это уменьшение возможно только за счет изменения количества свободной воды. Для вытеснения из пор грунта связанной воды нужны значительные усилия, которые во много раз превышают те, что возникают во время уплотнения. Поэтому предельной границей уменьшения оптимальной влажности за счет увеличения максимальных контактных давлений будут значения, которые близкие до максимального содержания связанной воды в грунте W_{con} .

С точки же зрения надежности эксплуатации земляного сооружения большое значение имеет не только максимально достигнутые значения плотности скелета грунта и характеристик прочности, но и сохранение их на протяжении длительного времени ее эксплуатации.

Для решения этой задачи рассмотрим схему влияния количественного содержания разных видов воды на поведение уплотненного грунта во времени (рис. 5). Если его уплотнение выполнено при влажности, меньшей, чем максимальное количество связанной воды W_{con} (рис. 5, а), то электрический потенциал поверхности твердых частиц не использовано, и они способны увеличивать толщину пленок связанной воды δ до ее максимально возможного значения δ_{max} при дополнительном увлажнении грунта во время эксплуатации земляного сооружения. Увеличение толщины пленок связанной воды приводит до увеличения начального объема уплотненного грунта и деформации сооружения. Нужно учитывать и то, что, как правило, увлажнение массива осуществляется неравномерно, что соответственно вызывает неравномерную деформацию.

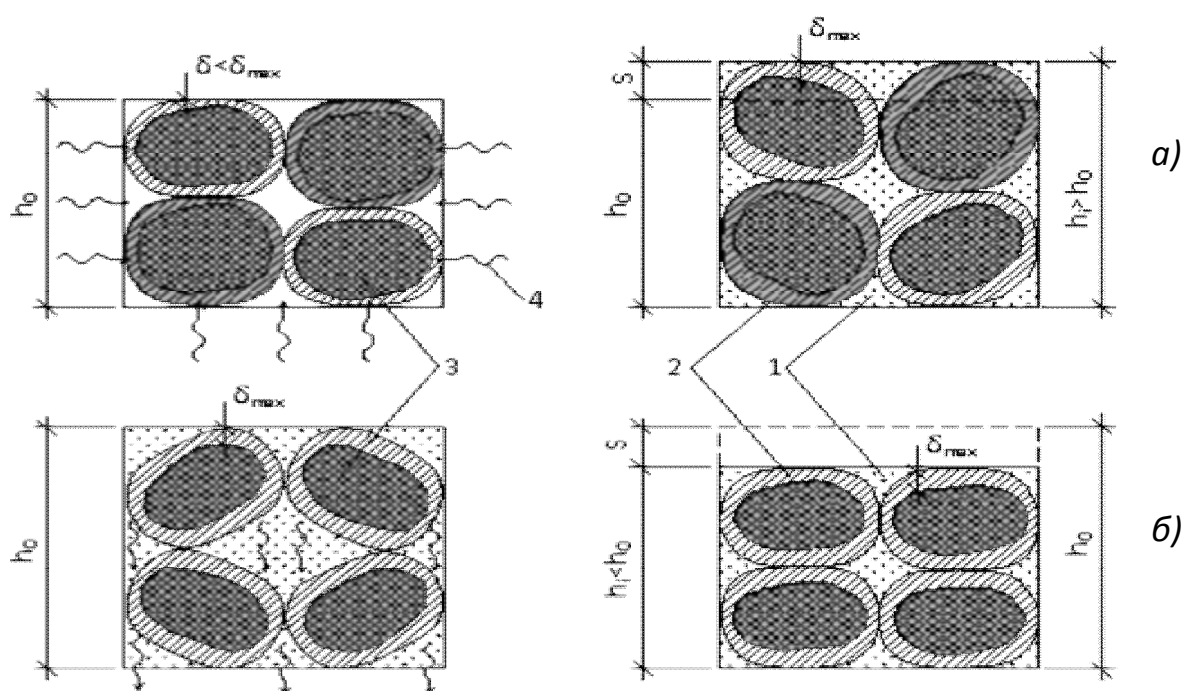


Рис. 5. Схемы деформаций уплотненного грунта во времени:

а – недоувлаженный грунт ($W < W_{\text{con}}$);

б – переувлаженный грунт ($W > W_{\text{con}}$):

1 – свободная вода; 2 – связанная вода;

3 – твердая частица; 4 – направление движения воды

Если уплотнение грунта выполнено при влажности, которая значительно превышает максимальное количество связанной воды (рис. 5, б), то электрический потенциал поверхности твердых частиц полностью использовано, система имеет нейтральный заряд, и толщина пленок связанной воды имеет максимальное значение. Значительное количество свободной воды приводит к тому, что со временем она под действием сил гравитации, собственного веса грунта и внешних нагрузок вытесняется с пор грунта. В свою очередь это вызывает его дополнительное уплот-

нение за счет более компактного расположения твердых частиц. Прочность грунта при этом увеличивается, но происходят значительные неравномерные деформации.

Геотехнические характеристики уплотненных грунтов на всех объектах определяли в каждом слое подушки отбором грунта в кольца площадью поперечного сечения 40 см^2 и объемом 140 см^3 , а потом транспортировали, сберегали и определяли характеристики в соответствии с требованиями нормативных документов. В частности, деформационные показатели определялись путем уплотнения образцов грунта под давлением без возможности бокового расширения. Исследования проводились на приборе для компрессионных испытаний КПП-1 приложением давления степенями $\sigma = 0,025; 0,05; 0,10; 0,20; 0,30 \text{ МПа}$.

Пенетрационные исследования в лаборатории выполнялись за такой методикой: после достижения условной стабилизации деформаций грунта кольцо с образцом вынимали с уплотнителя и осуществляли пенетрацию грунта с использованием лабораторного пенетрометра ЛП-1 наконечником с углом коничности 30° при четырех – пяти ступенях нагрузки и конечном погружении конуса $h \geq 1 \text{ см}$. Нагрузка на первой ступени – $0,66\text{--}0,76 \text{ Н}$ (вес конуса с штангой), на следующих – в зависимости от вида и состояния грунта. Интервал приложения нагрузки – $0,5 \text{ мин}$. Глубину погружения конуса определяли по шкале индикатора часового типа с точностью $0,01 \text{ см}$. После компрессии и пенетрации образцы испытывали в приборе одноплоскостного среза ПСГ-2М.

Малосвязные вскрышные породы при использовании одних и тех же уплотняющих механизмов имеют более высокие (на $1\text{--}10 \%$) конечные значения плотности скелета грунта при использовании виброрежима катков. Результаты сравнения уплотнения материала насыпи в вибрационном и статическом режимах работы катка изображены на рис. 6. При толщине слоя $30\text{--}40 \text{ см}$ плотность скелета грунта соответствовала проектным значениям как при статическом, так и вибрационном режимах работы катков. При толщине отсыпанного слоя больше 40 см , статический режим не обеспечивал уплотнение грунта до проектного значения на всю глубину слоя.

Для всех объектов выполнялся статистический анализ СВ физико-механических характеристик уплотненного грунта с целью расчета статистических параметров, построения экспериментальных распределений и их аппроксимации. Таким образом, на объекте №1 отобрано 78 образцов грунта в горизонтальных кольцах и 28 – в вертикальных. При этом получено $n = 55$ СВ модуля деформации грунта E при разных давлениях в компрессионном приборе, $n = 100$ СВ влажности w , $n = 100$ СВ плотности скелета грунта ρ_d . Для объекта № 2 $n = 108$ СВ удельного сопротивления пенетрации грунта R и более 200 СВ w и ρ_d . На объекте № 3 – $n = 374$ СВ E , $n = 50$ СВ угла

внутреннего трения φ и удельного сцепления c . Генеральная выборка физических характеристик здесь составила более 3000 значений.

Для анализа экспериментальных данных использована следующая методика: 1) определялось необходимое количество опытных данных; 2) после получения данных в полевых и лабораторных условиях в виде статистического ряда они анализировались с целью исключения грубых ошибок; 3) для «очищенного» ряда рассчитывались статистические параметры; 4) подбирался оптимальный ЗР для исследуемых СВ и проверялась его адекватность. Наиболее типовые экспериментальные гистограммы и графики аналитического распределения физических характеристик для уплотненных грунтов наведены на рис. 7.

В табл. 4 систематизировано статистические параметры экспериментальных ЗР СВ физических характеристик уплотненных грунтов, полученных на опытных объектах. Таким образом, для аппроксимации экспериментальных гистограмм распределения СВ физических характеристик уплотненных грунтов, корректен нормальный закон Гаусса.

На объекте №3 также исследовались статистические параметры и ЗР СВ физических характеристик уплотненных грунтовых смесей (малосвязных вскрышных пород, что представлены песком пылеватым, однородным, и супесью пластичной). Результаты исследований приведены на рис. 8 и в табл. 5. Что характерно, в данном случае наблюдается двумодальность экспериментального графика значений плотности скелета грунта. Наиболее типовые экспериментальные гистограммы и графики аналитического распределения механических характеристик для уплотненных грунтов приведены на рис. 9. В табл. 6 систематизировано статистические параметры экспериментальных ЗР их СВ.

Анализируя экспериментальные и аналитические распределения СВ модуля деформации, угла внутреннего трения и удельного сцепления можно подытожить, что для них наиболее корректен логарифмически нормальный ЗР. СВ удельного сопротивления пенетрации наилучше аппроксимируются экспоненциальным ЗР, хотя в некоторых интервалах случаются достаточно значительные отклонения от аналитической кривой. Таким образом, распределение СВ этой характеристики нужно еще дополнительно изучать. Для этого кроме лабораторных необходимо выполнять и полевые пенетрационные испытания.

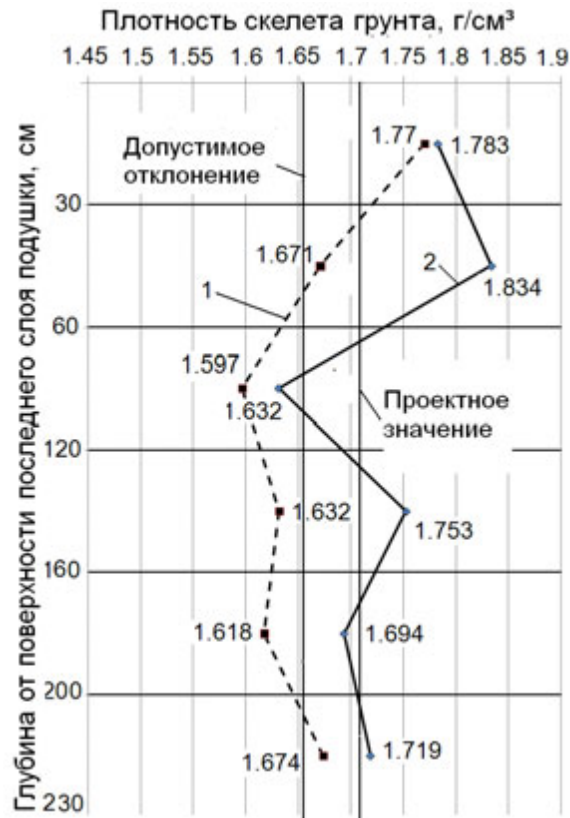


Рис. 6. Графики изменения плотности скелета грунта по глубине уплотненной подушки самоходным катком:
1 – в статическом; 2 – в вибрационном режимах работы



а)

б)

Рис. 7. Типовые экспериментальные гистограммы и аналитические законы распределения случайных величин физических характеристик уплотненных грунтов:
а – влажности; б – плотности скелета грунта

Таблица 4

Статистические параметры экспериментальных распределений
случайных величин физических характеристик уплотненного грунта

Статистические параметры	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	\bar{X}	\hat{X}	μ_3	μ_4	σ	ν	A	E
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Объект №1												
(лессовый суглинок легкий пылеватый с влажностью на границе текучести $W_L = 0,29$ и раскатывания $W_p = 0,21$; самосвалы массой 20 т по 8 – 12 проходов по одному следу; толщина слоя 0,5 – 0,6 м)												
Влажность грунта $w, \%$	-0,6	3,3	5,74	31,86	20,4	2,96	0,39	50,83	1,72	8,4	-0,08	2,79
Плотность скелета грунта $\rho_d, \text{г/см}^3$	0,6	3,58	6,16	38,27	1,70	0,003	$-4 \cdot 10^{-6}$	$2,5 \cdot 10^{-5}$	0,054	3,16	0,014	-0,12
Объект №2												
(лессовая пылеватая супесь и суглинок; 10 – 12 проходами по одному следу самосвалами (20 т) и 12 – 14 ударами трамбовками массой 2 т, высота сбрасывания 5 – 6 м; толщина слоя 0,5 м)												
Влажность грунта $w, \%$	-0,2	3,6	-0,2	34,6	15,8	9,14	7,01	230,29	3,0	19	0,25	-0,24
Плотность скелета грунта $\rho_d, \text{г/см}^3$	-0,3	4,26	-15	99,57	1,71	0,012	-0,0019	0,00073	0,111	6,5	-1,42	1,86
Объект №3												
Тип 1 (песок мелкий, однородный, местами пылеватый с примесями супеси пылеватого; механизм – Alpha160 (11 т) по 8 проходов в безвибрационном режиме; толщина слоя 0,4 – 0,5 м)												
Влажность грунта $w, \%$	-0,1	4,50	1,14	59,56	11,6	10,12	6,78	303,58	3,2	0,27	0,21	-0,03
Плотность скелета грунта $\rho_d, \text{г/см}^3$	-0,5	5,26	-11	76,91	1,70	0,005	-0,0001	0,00006	0,069	4,1	-0,28	-0,51

Продолжение табл. 4

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Тип 2 (песок мелкий, однородный, местами пылеватый с примесями супеси пылеватой; механизм – Vibromax VM132D (13 т) по 10 проходов в вибрационном режиме; толщина слоя 0,4 – 0,5 м)												
Влажность грунта w , %	1,35	6,62	28,0	147,7	9,0	10,80	20,70	298,28	3,3	0,36	0,58	-0,44
Плотность скелета грунта ρ_d , г/см ³	0,38	2,09	3,24	21,84	1,72	0,005	0,00011	0,0001	0,067	3,9	0,35	1,91
Тип 3 (песок мелкий, однородный, местами пылеватый с примесями супеси пылеватой; механизм – ДУ-16 (22 т) по 8 проходов в статическом режиме; толщина слоя 0,3 – 0,4 м)												
Влажность грунта w , %	0,09	2,65	6,12	37,34	9,1	10,57	43,27	564,31	3,3	0,36	1,26	2,05
Плотность скелета грунта ρ_d , г/см ³	0,55	2,92	6,25	30,97	1,75	0,005	0,00014	0,00008	0,07	4	0,41	0,25
Тип 4 (песок пылеватый, однородный, местами с примесями супеси пылеватой; механизм – НАММ 3516 (16 т) по 8 проходов в вибрационном режиме; толщина слоя 0,3 – 0,35 м)												
Влажность грунта w , %	0,68	2,65	7,20	35,25	9,4	11,56	29,58	625,84	3,4	0,36	0,75	1,68
Плотность скелета грунта ρ_d , г/см ³	0,5	2,68	5,34	30,17	1,67	0,005	0,00016	0,00011	0,073	4,4	0,42	0,96
Тип 5 (песок пылеватый, однородный, местами с примесями супеси пылеватой; механизм – ATLAS (13 т) по 6 проходов в вибрационном режиме; толщина слоя 0,3 – 0,35 м)												
Влажность грунта w , %	-0,2	2,87	-0,9	21,12	11,1	10,17	7,27	275,95	3,2	0,29	0,22	-0,33
Плотность скелета грунта ρ_d , г/см ³	0,41	2,36	3,41	18,61	1,73	0,003	0,00003	0,00003	0,053	0,03	0,20	0,18

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Тип 6 (супесь пылеватая, местами с примесями песка пылеватого; механизм – НАММ 3516 (16 т) по 6 проходов в вибрационном режиме; толщина слоя 0,3 – 0,35 м)												
Влажность грунта w , %	1,13	3,68	7,83	31,08	12,6	6,96	-8,50	158,39	2,6	0,21	-0,46	0,27
Плотность скелета грунта ρ_d , г/см ³	0,17	2,55	3,72	29,25	1,72	0,003	0,00008	0,00003	0,051	0,03	0,61	1,27
Тип 7 (песок средней крупности, однородный, местами с примесями супеси; механизм – НАММ 3516 (16 т) по 6 проходов в вибрационном режиме; толщина слоя 0,3 – 0,35 м)												
Влажность грунта w , %	-0,5	2,50	-3,8	18,19	11,4	7,99	-0,92	183,19	2,8	0,25	-0,04	-0,13
Плотность скелета грунта ρ_d , г/см ³	0,12	2,55	1,13	20,61	1,72	0,003	0,00001	0,00002	0,053	0,03	0,05	0,16

Примечание: M_1 – M_4 – моменты 1–4 порядков; \bar{X} – математическое ожидание; \hat{X} – дисперсия; μ_3 – центральный момент третьего порядка; μ_4 – центральный момент четвертого порядка; σ – среднее квадратическое отклонение (стандарт); v – коэффициент вариации, %; A – коэффициент асимметрии; E – эксцесс.

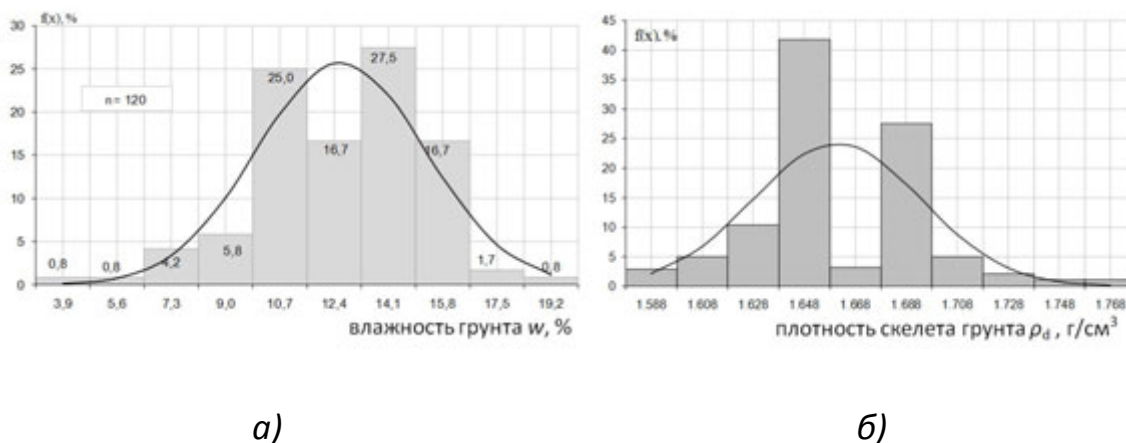


Рис. 8. Типовые экспериментальные гистограммы и аналитические законы распределения случайных величин физических характеристик уплотненных грунтовых смесей (объект № 3):
а – влажности грунта; *б* – плотности скелета грунта

Таблица 5

Статистические параметры экспериментальных распределений
СВ физических характеристик уплотненных грунтовых смесей

Статистические параметры	M_1	M_2	M_3	M_4	\bar{X}	\bar{X}	μ_3	μ_4	σ	ν	A	E
Влажность грунта w , %	1,13	3,68	7,83	31,08	12,6	6,96	-8,50	158,39	2,6	0,21	-0,46	0,27
Плотность скелета грунта ρ_d , г/см ³	0,65	3,12	7,33	37,77	1,74	0,004	0,00011	0,00007	0,066	4	0,40	0,53

Примечание: смотри табл. 4.

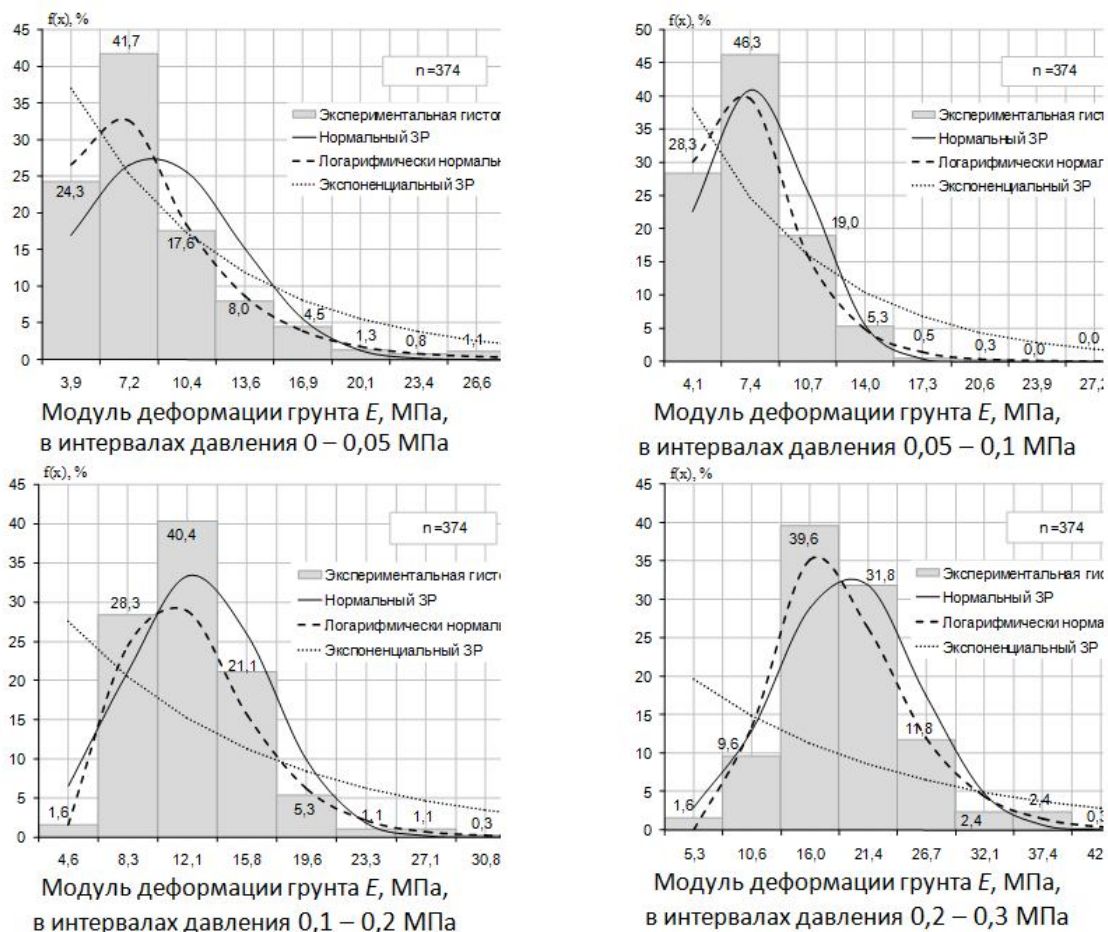


Рис. 9. Распределение случайных величин
характеристик деформативности грунта подушек:

$f(x)$ – частота; n – количество случайных величин;

ЗР – закон распределения

Таблица 6

Статистические параметры экспериментальных распределений случайных величин механических характеристик уплотненного грунта

Статистические параметры	M_1	M_2	M_3	M_4	\bar{x}	\bar{x}	\bar{z}	\bar{z}	σ	ν	A	E
Объект №1												
Модуль деформации E , МПа, при давлении $\sigma = 0,05...0,1$ МПа	1,15	4,75	19,58	109,2	5,18	3,78	7,27	62,88	1,95	0,38	0,99	1,39
Модуль деформации E , МПа, при давлении $\sigma = 0,1...0,2$ МПа	1,68	6,28	33,04	214,8	10,6	37,71	390,1	8935	6,14	0,57	1,68	3,28
Модуль деформации E , МПа, при давлении $\sigma = 0,2...0,3$ МПа	0,43	4,87	18,32	117,5	13,4	48,62	408,8	9840	6,97	0,52	1,21	1,16
Объект №2												
Удельное сопротивление пенетрации R , кПа	-4,3	23,2	-136,1	853,6	436	62706	88974	10^9	250	0,57	0,57	-0,2
Объект №3												
Модуль деформации E , МПа, при давлении $\sigma = 0...0,05$ МПа	-3,6	14,8	-62,2	275,6	8,55	21,71	187,9	3669	4,66	0,55	1,86	4,78
Модуль деформации E , МПа, при давлении $\sigma = 0,05...0,1$ МПа	0,06	0,95	2,019	13,4	7,64	10,23	65,67	1514	3,19	0,41	2,01	11,5
Модуль деформации E , МПа, при давлении $\sigma = 0,1...0,2$ МПа	0,14	1,43	3,61	20,23	12,6	19,83	158,4	3630	4,45	0,35	1,79	6,23
Модуль деформации E , МПа, при давлении $\sigma = 0,2...0,3$ МПа	0,64	1,84	5,05	22,22	19,4	41,17	312,6	10975	6,42	0,33	1,18	3,47
Удельное сцепление грунта c , кПа	0,9	2,3	7,05	27,2	16	16,23	82,58	1308	4,03	0,25	1,26	1,97
Угол внутреннего трения грунта φ , °	0,9	2,4	7,1	26,1	31,3	10,92	38,07	51,40	3,30	0,11	1,1	1,31

Выводы

1. Вскрышные породы, которые образуются при открытой добыче полезных ископаемых, и их смеси с глинистыми грунтами можно использовать в качестве материала для искусственных оснований. При этом необходимо проводить лабораторные и полевые исследования их физико-механических характеристик в уплотненном состоянии.

2. Тест Проктора дает значения максимальной плотности скелета грунта при его лабораторном уплотнении несколько ниже, чем уплотнение современной техникой, особенно в вибрационном режиме. Более целесообразно использовать значения модифицированного теста Проктора или применять уплотняющие импульсы близкие по значению к применяемой технике.

3. Установлено, что для обеспечения длительной прочности искусственных массивов нужно выполнять уплотнение до максимального значения плотности скелета грунта при влажности, соответствующей максимальному количеству связанной воды.

4. После уплотнения малосвязные вскрышные породы при использовании одних и тех же механизмов и близких по грансоставу грунтов имеют на 1–10 % более высокие значения плотности скелета грунта при использовании виброрежима катков.

5. Для значений физических свойств уплотненных грунтов характерен нормальный закон распределения, для величин модуля деформации, удельного сцепления и угла внутреннего трения – логарифмически нормальный, для удельного сопротивления пенетрации – экспоненциальный.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Ван Импе В., Верастеги Флорес Р.Д.. Проектирование, строительство и мониторинг насыпей на шельфе в условиях слабых грунтов. С-Пб.: НПО «Геореконструкция-Фундаментпроект», 2007. — 164 с.

2. Akai K., Tanaka Y. Ex-Post-Facto estimate of performance at the offshore reclamation of airport Osaka/KIA // Proc. 16th International Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Osaka, 2005. — P. 1011–1014.

3. Chu J., Varaksin S., Klotz U., Mengé P. Construction Processes // Proc. of the 17th International Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. — Olexandria, Egypt, 2009. — Amsterdam, Berlin, Tokyo, Washington: JOS Press. 2009. — P. 3006–3135.

4. Furudo T. Second phase construction project of Kansai International Airport. Large-scale reclamation works on soft deposits // Proc. 16th Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Osaka, 2005. — P. 329–332.

5. Слюсаренко С.А., Степаненко Г.П., Глотова М.А. и др. Проектирование и устройство фундаментов на намывных песчаных грунтах. К.: Будивэльнык, 1990. — 128 с.

6. Крутов В.И. Основания и фундаменты на насыпных грунтах. М.: Стройиздат, 1988. — 224 с.

7. Лях В.Н. Фундаменты на насыпных основаниях комплекса зданий ледового дворца в г. Барановичи // Геотехника Беларуси: наука и практи. // Сб. ст. международ. науч.-техн. конф. Мн.: БНТУ, 2008. — С. 275–285.

8. *Leira Velasco J.A., Kropnick M.A. L. Soil improvement under two LNG tanks at the port of Barcelona // Proc. of the 14th European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Geotechnical Engineering in Urban Environments. Madrid, 2007. — P. 1355–1360.*

9. *Игнатова О.И. Прогноз неравномерности осадок фундаментов каркасных зданий на статистически неоднородном основании // Тр. НИИОСП, 1982. Вып. 78. — С. 113–121.*

10. *Корнієнко М.В., Голуб В.П., Ращенко А.М., Тимощук Є.Ф. Особливості влаштування ґрунтових подушок в сучасних умовах. Будівельні конструкції: міжвід. наук.-техн. зб. К.: НДІБК, 2008. Вип. 71., Т. 2. — С. 19–26.*

11. *Казарновский В.Д., Лейтланд И.В., Мирошкин А.К. Основы нормирования и обеспечения требуемой степени уплотнения земляного полотна автомобильных дорог. М.: ФГУП «Союздорнии», 2002. — 33 с.*

12. *Szymanski A., Sas W., Niesiolowska A. Field and laboratory experience with the soft subsoil deformation // Proc. of the 17th International Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Olexandria, Egypt, 2009. Amsterdam, Berlin, Tokyo, Washington: JOS Press. — P. 723–726.*

13. *Зоценко М.Л. Використання «хвостів» Полтавського ГЗК при влаштуванні земляних споруд // Світ геотехніки, 2005. № 4. — С. 7–11.*

14. *Пшеничкин А.П. Определение вероятностных оценок физических и деформационных характеристик грунтовых полей // Тр. междунаро. конф. «Взаимодействие сооружений и оснований: методы расчета и инженерная практика». С.-Пб.: АСВ, 2005. Т. 2. — С. 323–329.*

15. *Винников Ю.Л., Харченко М.А., Яковлев А.В. К оценке неоднородности сложения грунтовых подушек // Материалы V Междунаро. науч.-техн. конф. «Надежность и долговечность строительных материалов, конструкций и оснований фундаментов». Волгоград: ВолГАСУ, 2009. — С. 193–200.*

16. *Винников Ю.Л., Пащенко А.М., Чернявський В.В., Харченко М.О. Оцінка ймовірності відмови ґрунтових подушок // Зб. наук. праць (галузеве машинобуд., будво) / Полтав. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. Вип. 3 (28). Полтава: ПолтНТУ, 2010. — С. 69–77.*

17. *Vynnykov Y.L., Kharchenko M.O. The peculiarities of soil large area cushions erection of overburden rock // Proc. of the International Geotechnical Conf. Moscow, 2010. V.3. — P. 1024–1031.*

Ю.Л. Винников, И.В. Мирошниченко

ВЗАИМОДЕЙСТВИЕ НАБИВНЫХ СВАЙ В ПРОБИТЫХ СКВАЖИНАХ В СОСТАВЕ ЛЕНТОЧНЫХ РОСТВЕРКОВ С ЛЕССОВЫМИ ГРУНТАМИ

Полтавский национальный технический университет
имени Юрия Кондратюка, Украина

Обоснованы условия использования плоской версии программного комплекса PLAXIS при использовании упруго-пластической модели грунта и шагово-итерационных процедур к расчетам совместной работы набивных свай в пробитых скважинах в составе ленточных ростверков с лессовыми грунтами. Относительная

погрешность моделирования не превышает 15 % с результатами геодезических наблюдений за зданиями на этих сваях.

Основами фундаментов зданий и сооружений на 70 % территории Украины есть лессовые просадочные грунты. Подтопление территорий существенно ухудшает их строительные свойства. Способ возведения набивных свай в пробитых скважинах (НСПС) дает возможность почти полностью исключить земляные и опалубочные работы, снизить расходы бетона в 1,2–2 раза, металла – в 1,5–4 раза, стоимость и трудоемкость – в 1,5–2 раза, ускорить возведение нулевого цикла в 1,5–2 раза по сравнению с фундаментами, изготавливаемыми с выемкой грунта и фундаментами из забивных свай [1]. На базе натурных исследований в ПолтНТУ создана инженерная методика расчета этих свай [2]. Параметры расширенных и уплотненных зон этих свай устанавливают в зависимости от параметров трамбовок, материала уширения, физических свойств грунта, расстояния между осями свай.

Требует дальнейшего совершенствования методика определения осадок зданий на сваях в пробитых скважинах в составе ленточных ростверков, которая учитывает взаимодействие зон влияния соседних свай.

Кроме аналитических методов определения несущей способности и осадок НСПС другим современным путем их прогноза есть моделирование методом конечных элементов (МКЭ) напряженно-деформированного состояния (НДС) системы «свая – основа» с анализом характерных точек графиков $S = f(F)$ с использованием упругопластической модели грунта. МКЭ наиболее подходит для задач с развитой неоднородностью характеристик. По методикам учета приведенных параметров грунта вокруг свай в задачах моделирования их НДС выделяют несколько групп [3]: 1) используют только природные характеристики грунта; 2) параметры основания свай учитывают коэффициентами постели; 3) учитывают укрепление грунта только на контакте со сваей [4, 5]; 4) используют природные характеристики грунта, а его приведенные параметры задают отдельным КЭ или их группам [4–6]; 5) размеры уплотненных зон и изменение свойств грунта в них принимают в соответствии с экспериментальными решениями [6, 7].

Нерешенным остается вопрос особенности моделирования МКЭ взаимодействия НСПС в составе ленточных ростверков с водонасыщенными лессовыми грунтами.

Поэтому целью исследования принято обосновать корректные условия использования уже апробированных программных геотехнических продуктов МКЭ к расчетам работы набивных свай в пробитых скважинах в составе ленточных фундаментов с водонасыщенными лессовидными грунтами.

В исследованиях взаимодействия НСПС с окружающим грунтом использована плоская задача ранее апробированного для свай программного комплекса PLAXIS (версия 8) с упругопластической моделью грунта. Параметры прочности модели для грунтов, размещенных выше уширения сваи, назначают по испытаниям на прямой сдвиг предварительно уплотненных водонасыщенных образцов с обработкой результатов способом полной логарифмической перестройки [8], а для грунтов ниже уширения – обработкой аналогичных данных по стандартной методике. Для корректного использования модели Мора – Кулона нужны значения ее основных параметров: модуля деформации E ; коэффициента Пуассона ν ; угла внутреннего трения грунта φ ; удельного сцепления c ; угла дилатансии ψ .

Для учета эффекта неоднородности уплотнения массива при устройстве НСПС в пределах каждого КЭ или их групп в «зоне влияния» сваи значения E , φ и c грунта принимались по корреляционным уравнениям взаимосвязи в зависимости от его коэффициента пористости e . Исходной базой для уравнений были опыты с предварительно уплотненными образцами водонасыщенного грунта. Ее общую методику разработал профессор М.Л. Зоценко [1].

Из физических характеристик грунта каждого слоя задавался его удельный вес γ . Влияние гидростатического давления воды учитывалось принятым уровнем грунтовых вод. Материалу свай и уширений присваивали параметры бетона ($E = 25 \cdot 10^6$ кПа; $\varphi = 40^\circ$; $\nu = 0,2$; $\gamma = 25$ кН/м³). При моделировании используют 15-узловые (треугольные в плане) КЭ. Такие КЭ обеспечивают для перемещений интерполяцию четвертого порядка и используют численное интегрирование по двенадцати гауссовскими точками (точкам напряжений).

Моделирование взаимодействия НСПС в составе ленточных ростверков с водонасыщенными лессовыми грунтами включало в себя три последовательных этапа: 1-й – формирование в массиве напряжений от собственного веса грунта; 2-й – отрывка котлована и устройство свай и ростверка (пробивка скважины, втрамбовывание щебня в забой, бетонирования цилиндрической полости, бетонирование монолитного ленточного ростверка и т.д.), увеличение значений физико-механических характеристик грунтов в границах «зоны влияния» свай задают целым областям вокруг скважин и уширений; 3-й – приложение вертикальной погонной нагрузки к ленточному ростверку, который объединяет НСПС. При этом результаты каждого предыдущего из них (размеры котлована, свай, их уширений, ростверка, приведенные перемещения и напряжения в массиве) служат исходными данными для следующего этапа расчета и т.д.

Ниже приведены результаты моделирования взаимодействия водонасыщенных лессовых грунтов с НСПС в составе ленточных ростверков под 9-ти этажное общежитие по ул. Степного Фронта, 29 в Полтаве. Под здание

использованы НСПС глубиной $h=2,5$ м, диаметром ствола $b_p=0,5$ м и объемом втрамбованного в уширение щебня $V_{cr}=2,0$ м³ (при этом диаметр поперечного сечения уширения $d_{br}=1,1$ м) [2]. Ленточный ростверк имеет поперечные размеры 500×400 мм.

Размеры расчетной зоны плоской задачи составляют: ширина $B=8$ м; глубина $H=15$ м. Количество треугольных КЭ составляет 957, узлов сетки КЭ – 7819, точек напряжений – 11484. Средний размер КЭ – $354,11 \cdot 10^{-3}$ м.

На рис. 1 дана расчетная схема 3-го этапа моделирования (приложение вертикальной погонной нагрузки к ленточному ростверку), а на рис. 2 – эта же схема, но уже после деформаций массива (при этом деформации условно увеличены в 5 раз).

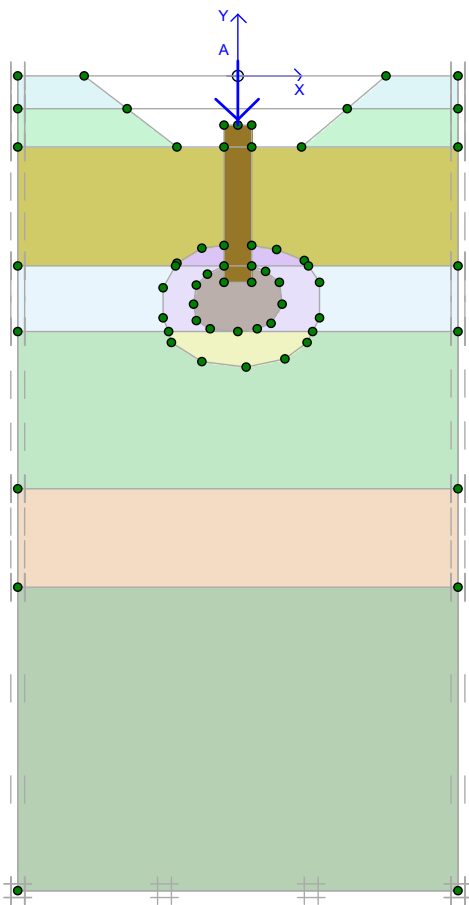


Рис. 1. Расчетная схема 3-го этапа моделирования (приложение погонной нагрузки к ленточному ростверку НСПС)

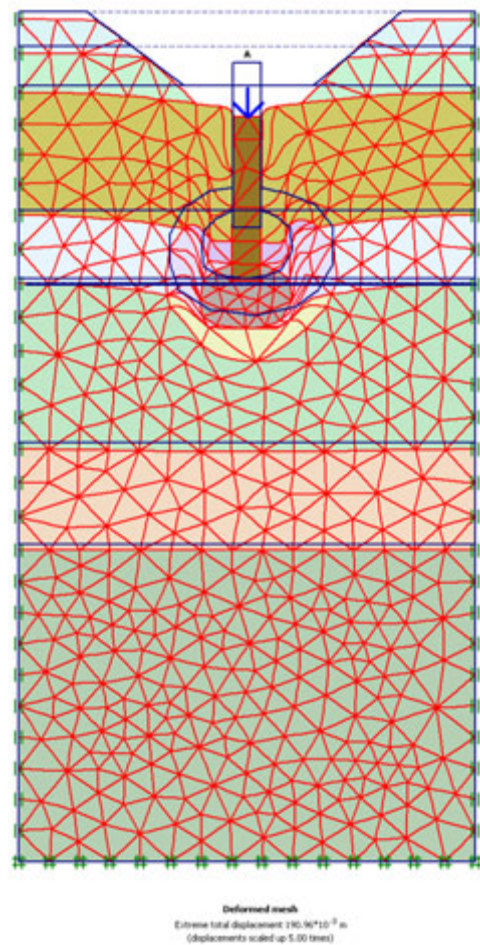


Рис. 2. Деформированная схема 3-го этапа моделирования (деформации массива условно увеличены в 5 раз)

На рис. 3 показаны зоны развития пластических деформаций в массиве вокруг ростверка, свай, уширений при конечном значении погонной нагрузки $F_v = 900$ кН (максимальная вертикальная деформация массива при этом составляет 196 мм). На рис. 3 видно, что при конечной величине погонной нагрузки на ростверк зоны развития пластических деформаций в массиве вокруг ростверка, свай и его уширений объединяются.

На рис. 4 показаны общие напряжения в массиве грунта (без учета взвешивающего действия воды) при конечной величине погонной нагрузки на ростверк $F = 900$ кН.

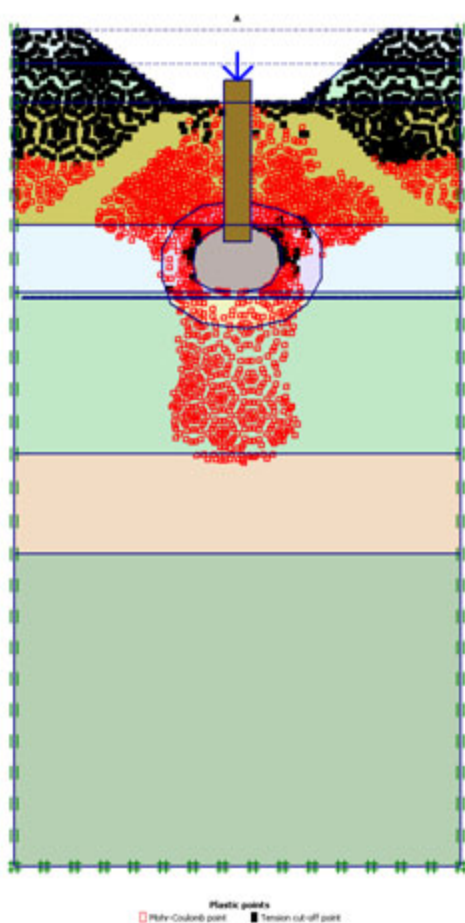


Рис. 3. Зоны развития пластических деформаций в массиве вокруг ростверка, свай и его уширения

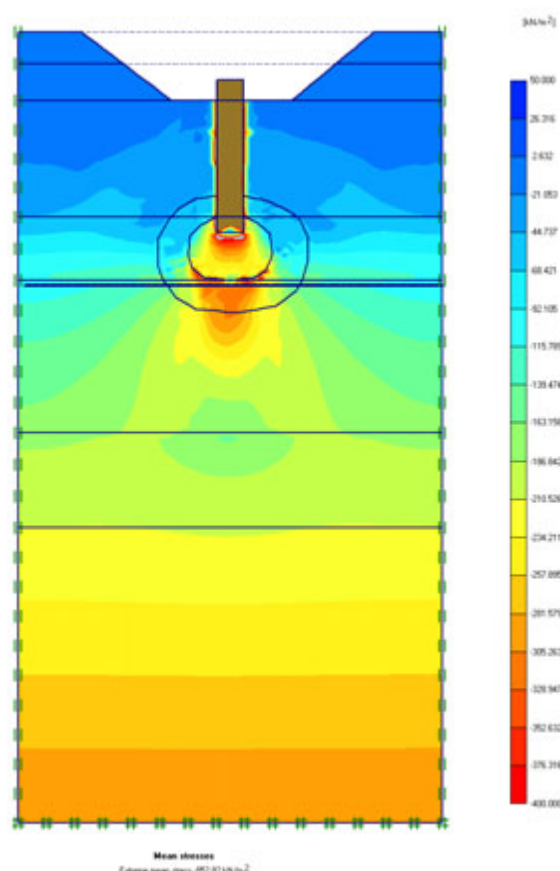


Рис. 4. Общие напряжения в массиве при конечной величине погонной нагрузки на ростверк $F = 900$ кН

На рис. 5 сравниваются графики зависимости «погонная нагрузка F – осадка S » по результатам моделирования (кривая 1) и по итогам длительных геодезических наблюдений за зданиями на НСПС в составе ленточных ростверков в условиях водонасыщенных лессовых грунтов (кривая 2).

По этим графикам установлена удовлетворительная, как качественная, так и количественная (относительная погрешность не превышает 15%) сходимость результатов моделирования работы НСПС и натурных наблюдений. При этом оба графика имеют четко выраженный криволинейный характер, то есть грунт вокруг свай, их уширений и ростверков уже работает в пластической стадии. Смоделированные величины осадок при одинаковой погонной вертикальной нагрузке на ростверк обычно несколько превышают значения деформаций, установленные длительными наблюдениями.

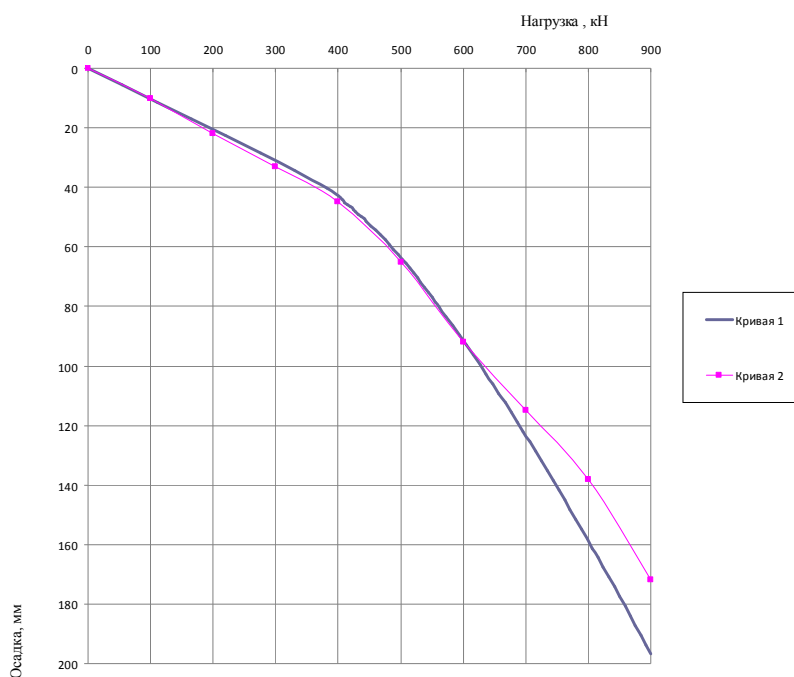


Рис. 5. Сравнение графиков «погонная нагрузка F – осадка S » по результатам моделирования (кривая 1) и длительных геодезических наблюдений за зданиями на НСПС в составе ленточных ростверков в условиях водонасыщенных лессовых грунтов (кривая 2)

Таким образом, численные исследования взаимодействия водонасыщенных лессовых грунтов с НСПС в составе ленточных ростверков рационально выполнять с использованием плоской версии программного комплекса PLAXIS при применении к грунту упруго-пластичной модели Мора – Кулона, что дает возможность учитывать неоднородность уплотнения среды в «зоне влияния» свай. Оценкой взаимодействия водонасыщенных лессовых грунтов с НСПС в составе ленточных ростверков путем моделирования МКЭ с использованием упруго-пластичной модели грунта и шагово-итерационных процедур получено высокую сходимость (относительная погрешность не превышает 15%) ее результатов с итогами геодезических наблюдений за зданиями на таких же фундаментах и в таких же грунтовых условиях. Как смоделированный, так и экспериментальный графики «по-

гонная нагрузка – осадка НСПС в составе ленточных ростверков» имеют четко выраженный криволинейный характер, то есть грунт вокруг свай, их уширений и ростверков работает в пластической стадии. При моделировании взаимодействия водонасыщенных лессовых грунтов с НСПС в составе ленточных ростверков корректно использовать величины их модуля деформации, определение по результатам компрессионных исследований грунтов без повышающих коэффициентов m_k .

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Зоценко Н.Л., Коваленко В.І., Яковлев А.В., Петраков О.О., Швець В.Б., Школа О.В., Біда С.В., Винников Ю.Л. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи і фундаменти: Підручник. Полтава: ПНТУ, 2004. — 568 с.
2. Зоценко М.Л., Винников Ю.Л. Посібник з проектування та зведення фундаментів у пробитих свердловинах (до СНиП 2.02.03-85). К.: Держбуд України, 1997. — 72 с.
3. Винников Ю.Л. Математичне моделювання взаємодії фундаментів з ущільненими основами при їх зведенні та наступній роботі: Монографія. Полтава: ПолтНТУ, 2004. — 237 с.
4. Katzenbach R., Bachmann G., Gutberlet C. Soil-structure interaction of deep foundations and the ULS design philosophy // Geotechnical Engineering in Urban Environments: proc of the 14th European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (Madrid, 2007). – Millpress Science Publishers Rotterdam, 2007. — P. 55–60.
5. Бартоломей А.А., Омельчак И.М., Юшков Б.С. Прогноз осадок свайных фундаментов. М.: Стройиздат, 1994. — 384 с.
6. Бойко І.П. Особливості взаємодії пальових фундаментів під висотними будинками із їх основою // Основи і фундаменти : зб. наук. пр. К.: КНУБА, 2006. Вип. 30. — С. 3–8.
7. Шапиро Д.М., Зоценко Н.Л., Беда С.В. Упругопластический расчет несущей способности свай // Изв. вузов. Строительство. 1996. № 6 — С. 34–39.
8. Винников Ю.Л., Яковлев В.С. Рекомендації з визначення несучої здатності призматичних висячих за лізобетонних паль за показниками міцності піщаних і глинистих ґрунтів. Полтава: ПолтНТУ, 2007. — 12 с.

Е.А. Волков, А.Е. Кузнецова, О.А. Шутова

ПРОВЕДЕНИЕ ТЕСТОВОГО ЭКСПЕРИМЕНТА ПО ИССЛЕДОВАНИЮ ГЕНЕРИРУЕМОЙ ТРАНСПОРТОМ ВИБРАЦИИ В ГРУНТЕ

Пермский государственный технический университет

Представлено описание проведения тестового эксперимента по изучению вибрации в грунте, генерируемой автотранспортом.

Исследования показали, что на территории современного города существует вибрационное поле, создаваемое промышленными установками, строительными механизмами и машинами, а также транспортом. Виб-

рация от оборудования характерна для промышленных территорий, строительная оказывает локальное воздействие, воздействие же транспорта распространяется по всей территории. Особенно заметно его воздействие в старых частях городов, где улицы, проложенные при основании города, превратились в оживленные магистрали.

Несмотря на актуальность проблемы, исследований по изучению транспортной вибрации проводится крайне мало. Но к настоящему времени выделены основные характеристики вибрации – виброскорость и виброускорение. Исследования, проведенные ранее [1, 2], показали, что эти характеристики имеют малые значения и их исследование требует измерительные приборы и оборудование с высокой чувствительностью.

Анализ существующих приборов и оборудования для исследования вибрации различных конструкций и оборудования показал, что большая их часть не соответствует требуемой чувствительности. Поэтому для проведения тестового эксперимента из отдельных элементов, отвечающих данным требованиям, была собрана установка (рис. 1). Установка состоит из датчика – пьезоэлектрического преобразователя ДН-3М1 (1), усилителя заряда РШ2731Э (2), аккумулятора для усилителя заряда (3), внешнего модуля АЦП/ЦАП Е14-440 (Л Кард) (4) и ноутбука (5). На ноутбуке установлена программа, позволяющая выводить данные в числовом и графическом виде непосредственно на месте проведения исследований.



Рис. 1. Схема экспериментальной установки

Кроме того, была изготовлена металлическая стойка с полкой. Стойка позволяет крепить датчик в вертикальном или горизонтальном положении, с её помощью можно варьировать расстояние от датчика до источника вибрации, а также от датчика до поверхности земли.

Результаты измерений с помощью программы LGraph2 выводятся на экране в графическом виде, представленном на рис. 2. Кроме того, данная программа позволяет сохранять данные в текстовом и графическом виде для последующей обработки.

Тестовый эксперимент проводился для апробации установки; получения предварительных данных для определения возможности использования установки и получения предварительных данных по уровню вибрации. Кроме того, задачей проведения эксперимента была проверка ряда гипотез, касающихся величин значений параметров виброускорения.

Ранее был определен набор параметров, влияющих на колебания конструкций и оснований. Например, вид транспортного средства, расстояние от источника до точки измерения, грунтовые условия, расстояние от датчика до поверхности земли и т.д. Для проведения тестового эксперимента были выбраны три наиболее значимых параметра – вид транспортного средства, расстояние от источника до точки измерения и расстояние от датчика до поверхности земли.

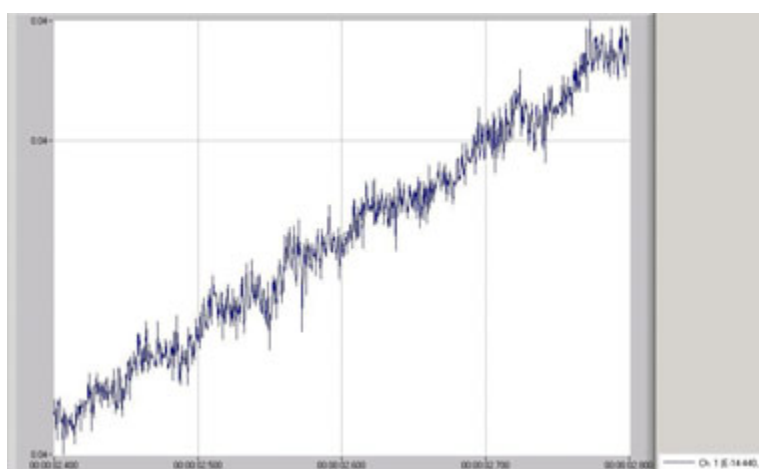


Рис. 2. Вывод данных

Тестовый эксперимент проводился непосредственно на одной из улиц г. Перми. Улица Чкалова имеет довольно высокую интенсивность и разнообразный состав транспорта. В ходе эксперимента фиксировались значения для 4 категорий автотранспорта: легковые автомобили, автомобили типа «Газель», грузовые автомобили и автобусы. Расстояние от источника до точки замеров составляло от 2,8 м до 20,5 м, что характерно для всего города в целом. Расстояние от поверхности земли до датчика составляло от 5 до 25 см. Максимальная глубина забивки обусловлена необходимостью имитации исследования непосредственно колебаний фундамента, минимальная – возможностью крепления датчика на конструкции здания. При проведении эксперимента в каждой точке при каждой глубине забивки проводилось пять замеров по отдельному виду транспорта. Это позволило получить достаточно большой массив данных для последующей обработки.

На данный момент по результатам проведения эксперимента можно сделать выводы, что применение установки для проведения дальнейших экспериментов по изучению влияния транспортной вибрации возможно, полученные предварительные данные соответствуют предполагаемым,

выдвинутые гипотезы частично подтвердились. Дальнейшая обработка полученных данных позволит более точно изучить параметры вибрации, а также проверить выдвинутые гипотезы.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Жигалин А.Д., Локшин Г.П. Формирование вибрационного поля в геологической среде // Инженерная геология, 1991. №6. — С. 110–119.

2. Локшин Г.П. Техногенное поле вибрации и его воздействие на геологическую среду городских территорий. Автореферат дисс. канд. тех. наук. М. — 24 с.

Ф.В. Волченко, В.Ф. Сидоренко

ЗИМНЕЕ СОДЕРЖАНИЕ ДОРОЖНОЙ СЕТИ ВОЛГОГРАДСКОЙ ОБЛАСТИ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Представлено климатическое зонирование Волгоградской области, которое позволяет оптимизировать зимнее содержание дорог.

Функционирование сети автомобильных дорог напрямую зависит от эффективности снегоуборки, к которой в современных условиях предъявляют высокие требования.

Качество зимнего содержания определяется не только своевременностью проведения снегоуборочных работ, но и себестоимостью их выполнения. С целью оптимизации затрат на зимнее содержание дорожной сети выполнено районирование территории Волгоградской области по объему и продолжительности осадков в зимний период, протяженности автомобильных дорог. В пределах выделенных районов выполнен расчет потребного количества техники и баз хранения противогололедных материалов (ПГМ) [1].

По территории области выделено четыре зоны: I – зона тяжелого, II – затрудненного, III – облегченного и IV – легкого обслуживания.

Зона тяжелого обслуживания находится в северо-западной части области. В состав зоны входят: Жирновский, Еланский, Руднянский, Котовский, Ольховский, Фроловский, Серафимовичевский, Кумылженский, Нехаевский, Урюпинский, Новониколаевский, Новоаннинский, Киквидзенский, Михайловский, Даниловский и Алексеевский административные районы. Общая протяженность обслуживаемых дорог – 3212 км., в том числе дорог III технической категории 221,4 км, дорог IV технической категории 2 990,6 км. Площадь дорожного покрытия-19 272 км². Продолжительность зимнего периода – 140 сут. Объем осадков в зимний период 160–200 мм. Потребное количество снегоуборочной техники – 235 машин.

Потребное количество ПГМ – 31 945 тонн. Потребное количество специальной техники (КДМ – 130) для борьбы с гололедом – 92 машины. Необходимое количество баз для хранения ПГМ – 18.

Зона затрудненного обслуживания находится в центре и на северо-востоке области. В состав зоны входят: Иловлинский, Дубовский, Камышинский и Городищенский административные районы. Общая протяженность обслуживаемых дорог – 625,3 км., в том числе дорог III технической категории 29,37 км, дорог IV технической категории 595,63 км. Площадь дорожного покрытия – 3751,8 км². Продолжительность зимнего периода – 137 сут. Объем осадков в зимний период 130–150 мм. Потребное количество снегоуборочной техники – 56 машин. Потребное количество ПГМ – 13 192 тонн. Потребное количество специальной техники (КДМ – 130) для борьбы с гололедом – 14 машины. Необходимое количество баз для хранения ПГМ – 4.

Зона облегченного обслуживания находится на левом берегу реки Волги. В состав зоны входят: Палласовский, Старополтавский, Николаевский, Быковский, Ленинский административные районы. Общая протяженность обслуживаемых дорог – 1 192,6 км., в том числе дорог III технической категории 182,9 км, дорог IV технической категории 1 009,7 км. Площадь дорожного покрытия – 7 155,6 км². Продолжительность зимнего периода – 120 сут. Объем осадков в зимний период 100–120 мм. Потребное количество снегоуборочной техники – 87 машин. Потребное количество ПГМ – 12 985 тонн. Потребное количество специальной техники (КДМ – 130) для борьбы с гололедом – 24 машины. Необходимое количество баз для хранения ПГМ – 6.

Зона легкого обслуживания находится на южной части Приволжской возвышенности. В состав зоны входят: Чернышковский, Суровикинский, Клетский, Калачевский, Октябрьский, Котельниковский и Светлоярский административные районы. Общая протяженность обслуживаемых дорог – 1 225,5 км., в том числе дорог III технической категории 112,8 км, дорог IV технической категории 1 112,7 км. Площадь дорожного покрытия – 7 353 км². Продолжительность зимнего периода – 98–108 сут. Объем осадков в зимний период 60–100 мм. Потребное количество снегоуборочной техники – 81 машина. Потребное количество ПГМ – 15 959 тонн. Потребное количество специальной техники (КДМ – 130) для борьбы с гололедом – 20 машин. Необходимое количество баз для хранения ПГМ – 8.

Предложенное районирование позволяет обосновать общую потребность в материальных и человеческих ресурсах для зимнего содержания дорожной сети области. В настоящее время выполняются исследования по обоснованию схемы дислокации баз хранения ПГМ, маршрутов движения снегоуборочной техники, составов механизированных звеньев.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Руководство по борьбе с зимней скользкостью на автомобильных дорогах. Издание официальное. Минтранс РФ. Росавтодора. М., 2003. — 72 с.
2. Прусенко К.Д. Оптимизация зон применения противогололедных материалов // Известия вузов, сер. Строительство, 1992. №9. — 10 с.

Ф.Г. Габиров, И.А. Адыгезалов

МЕТОДЫ УСТРАНЕНИЯ СИЛ НЕГАТИВНОГО ТРЕНИЯ В СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТАХ ПРИ ПРОСАДОЧНЫХ ДЕФОРМАЦИЯХ ОКРУЖАЮЩЕГО ГРУНТОВОГО МАССИВА

Азербайджанский научно-исследовательский институт
строительства и архитектуры

Рассмотрены и проанализированы основные инженерные мероприятия по уменьшению или устранению сил негативного трения в сваях, возведенных в просадочных грунтах. Отмечены перспективные направления создания инновационных инженерных решений для устранения сил негативного трения в свайных фундаментах.

Как отмечает В.И. Крутов [1] анализ различных натурных исследований и опыт строительства и эксплуатации зданий и сооружений на просадочных грунтах П типа по просадочности позволили установить, что силы негативного (или нагружающего) трения и дополнительные нагрузки на уплотненные, закрепленные массивы и сваи определяются в основном:

- «дефицитом прочности» проседающего грунта, т.е. разностью между вертикальными давлениями от собственного веса грунта и величиной начального просадочного давления;
- величиной просадки окружающего грунта естественной структуры от собственного веса;
- величиной трения и сцепления между уплотненными, закрепленными массивами или сваями и проседающим грунтом, а также прочностными характеристиками проседающего грунта;
- площадью и распределительной способностью проседающего грунта, а также площадью контакта проседающего грунта с уплотненными, закрепленными массивами или сваями;
- видом и расположением источника замачивания по отношению к уплотненными, закрепленным массивам и свайным фундаментам;
- величиной просадочной толщи грунта;
- глубиной заложения фундамента и величиной срезки грунта при отрывке котлована под фундамент.

При увеличении площади и распределительной способности просадочного грунта величины сил негативного трения и дополнительных нагрузок на сваи должны возрасти.

Силы негативного трения на сваи должны учитываться только в пределах тех площадей, по которым происходит нависание просадочного грунта. На величины сил негативного трения в сваях существенное влияние оказывает также степень влажности окружающего их грунта. В связи с этим возможны три характерных вида и места расположения источников замачивания:

а) непосредственно в пределах свайного фундамента, когда грунт по всей площади контакта находится в водонасыщенном состоянии;

б) на некотором расстоянии от свайного фундамента, вследствие чего в верхней части контакта грунт имеет природную влажность, а в нижней - влажность, близкую к полному водонасыщению;

в) подъем уровня грунтовых вод, повышающий влажность грунтов до полного водонасыщения в пределах высоты его подъема зоны капиллярного водонасыщения.

Закономерности развития посадок грунтов от собственного веса, а также данные по взаимодействию свай с окружающими просадочными грунтами показывают, что величины дополнительной нагрузки на отдельно расположенные сваи и свайные фундаменты от сил негативного трения должны определяться следующими двумя условиями:

а) площадью окружающего сваю грунта и «дефицитом прочности его»;

б) величиной трения и сцепления между свайей и окружающим ее грунтом.

Проведенные в НИИОСП исследования показывают, что учет дополнительных нагрузок от сил негативного трения на сваи может осуществляться по двум направлениям:

а) путем передачи и восприятия дополнительных нагрузок от сил негативного трения сваями;

б) ликвидацией или снижением влияния сил негативного трения на сваи.

Восприятие дополнительных нагрузок от сил негативного трения должно обеспечиваться повышением прочности и несущей способности свай, снижением давлений на подстилающие грунты путем устройства в нижней части уширений и повышением глубины заложения свай.

Основным мероприятием по ликвидации или снижению влияния сил негативного трения на свайные фундаменты в виде сплошных полей и кустов значительных размеров в плане является отрезка их по периметру от окружающих просадочных грунтов глубокими прорезями, заполненными эластичными материалами, а при отдельно расположенных сваях - устройство их в эластичных оболочках, и обмазкой антифризионными материалами и т.п.

Устройство набивных свай в эластичных оболочках не представляет трудностей. Эластичным материалом могут служить стекловолокно, картон с пропиткой антисептическими материалами, полиэтиленовые трубы, пленки и т.п.

Экономическая эффективность устройства свай в эластичных оболочках и с обмазкой антифрикционными материалами вполне очевидна, так как позволяет в 1,5–5 раз уменьшить количество свай.

В Ставропольском крае разработали технологию снижения сил негативного трения на забивные сваи. После того, как сваю забивают в просадочный массив, полностью его прорезая, до проектной глубины, ее затем путем приложения вертикального выдерживающего усилия частично вынимают, а затем снова забивают на проектную отметку. Таким образом, добиваются резкого снижения сил трения между поверхностью забивной сваи и окружающим просадочным грунтом.

Сваи с уширенной пятой обладают оригинальными свойствами, заключающимися в рассеивании нагрузок от сооружения и сил негативного трения на основания. Известные технологии изготовления свай с уширенной пятой обладают недостатками, связанными прежде всего с непосредственным контактом используемой бетонной смеси со стенками уширения.

В Азербайджанском НИИ строительства и архитектуры разработаны технологии изготовления свай с уширенной пятой, которые позволяют избавиться от указанного недостатка [2]. В первой технологии сваи с расширенной пятой изготавливают следующим образом. Вначале производят бурение скважины на всю глубину просадочной толщи, затем стенки скважины укрепляют обсадной трубой так, чтобы конец обсадной трубы располагался у устья будущего уширения. На дно скважины укладывают заряд взрывчатого вещества (ВВ) для образования камуфлетной полости. После инициирования взрыва заряда ВВ образуется уширение сваи. Берется сложенная оболочка из гибкого непроницаемого материала (например, полиэтилена), в которую заранее устанавливают металлическую арматуру, и опускается в скважину до нижней части обсадной трубы. Во внутрь оболочки сверху подается бетонная смесь, под тяжестью которой сложенная оболочка опускается в уширение сваи и одновременно начинает там раскрываться. При дальнейшей подаче бетонной смеси оболочка заполняясь полностью раскрывается в камуфлетном уширении до полного прижатия ее внешней поверхности к внутренней поверхности уширения.

По второй разработанной технологии защитный экран в камуфлетной полости создается при помощи набрызгбетона, а по третьей технологии защитный экран создается при помощи напыления специального полимерного состава на стенки камуфлетного уширения.

Указанные технологии позволяют предотвратить обрушение стенок камуфлетной полости и защитить бетон от попадания в него кусков обрушившегося грунта, что обеспечивает достижение заданной прочности и надежности фундамента при восприятии внешних усилий, в том числе от негативного трения.

Ниже приведены краткие описания некоторых инженерных решений, позволяющих эффективно бороться с нагрузками негативного трения, возникающих в свайных фундаментах при просадок окружающего их грунта.

Баженов Е.А., Кузин Б.Н. и другие [3] предлагают в способе возведения сваи в просадочных грунтах, включающем погружение в грунт сваи с уширенным наконечником и заполнение образующихся пазух между массивом и стволом уплотняемым грунтом с низким сопротивлением сдвигу, при заполнении пазух грунт обрабатывать гидрофильным поверхностно-активными веществами в количестве от 0,9 до 10% от веса твердой фазы грунта до образования адсорбционно-сольватных слоев, вызывающих гидрофилизацию поверхности грунта от 10 до 100%.

Кульчицкий Г.Б. [4] для строительства на просадочных грунтах предлагает конструкцию забивной сваи, включающей ствол с уширениями одинаковой формы и размеров поперечного сечения. Расстояние между уширениями равно или превышает величину толщи просадочного грунта.

Благодаря образованию зазора между просадочной толщей грунта и стволом сваи и сохранению его в процессе просадки несущая способность сваи повышается за счет резкого уменьшения сил негативного трения.

Шадунц К.Ш. [5] предлагает конструкцию сваи, погружаемую в просадочные грунты, включающей ствол с наружной оболочкой, расположенной с зазором относительно ствола. Последнюю выполнять по высоте составной из отдельных, размещенных на расстоянии друг о друга секций, установленных с возможностью одностороннего перемещения параллельно стволу. Ствол сваи снабжен ограничителями перемещений секций, каждый из которых расположен над верхним торцом соответствующей секции. Секции наружной оболочки выполнены коническими, обращенными большим основанием к голове сваи.

Руденко А.А., Редькин В.И. и другие [6] предлагает конструкцию свайного фундамента, включающей ростверк и сваи, каждая из которых имеет наружную цилиндрическую оболочку, размещенную на ней с зазором. Ростверк выполнен составным по высоте из верхней и нижней частей, между которыми расположен слой антифрикционного материала. Цилиндрические оболочки свай жестко соединены с нижней частью ростверка и выполнены длиной, меньшей глубины активной зоны грунта. Стволы свай жестко соединены с верхней частью ростверка, и каждая свая снабжена размещенными на ее боковой поверхности роликами, контактирующими с внутренней поверхностью цилиндрической оболочки.

Джантимиров Х.А., Бахолдин Б.В. и другие [7] предлагают конструкцию забивной сваи со стволом с уширенной нижней частью, а сечение верхней части ствола образовано фигурой, вписанной в фигуру, образующую сечение нижней его части.

Дорохин В.Ф., Бадеев С.Ю. и другие [8] разработали способ возведения сваи, в котором перед погружением ствола забивной сваи определяют положение нейтральной точки. Устанавливают и закрепляют на стволе пирамидальное уширение на расстоянии от верхнего торца ствола, равном глубине положения нейтральной точки. Сваю с уширением погружают в грунт. При этом прорезают всю просадочную толщу, заглубляя ствол в непросадочный грунт. В процессе погружения ствола за верхней гранью уширения образуется зазор между боковой поверхностью ствола и уплотненным при погружении грунтом. Зазор заполняют гелеобразующим раствором.

Лысенко Ю.И. и Лысенко В.А. [9] разработали конструкцию набивной сваи, которая состоит из ствола, оболочки из уплотненного при бурении грунта и прослойки между оболочкой и грунтовым массивом. При этом прослойка выполнена из разрыхленного при бурении грунта, за счет чего снижается влияние сил негативного трения.

Сошин М.В., Исаев Б.Н. и другие [10] предлагают способ возведения сваи в просадочных грунтах, который включает образование в грунте полости в виде усеченного конуса, ориентированного большим основанием вверх с уклоном образующей от 0,01 до 0,09 до глубины, соответствующей положению нейтральной точки. После образования полости осуществляют закрепление грунта ее стенок. Затем устанавливают в полости свай отсыпают в зазор материал с низким сопротивлением сдвигу и погружают сваю до проектной отметки.

Исследования показывают, что имеются перспективы повышения эффективности инженерных методов борьбы с силами негативного трения, образующимися в свайных фундаментах при просадках окружающего массива за счет использования в виде прослоек между стволом сваи и грунтовым массивом отходов промышленности, обладающих гидрофобными свойствами и низким сопротивлением сдвигу. Также перспективны будущие конструкции, имеющие узлы перекатывания сочетающиеся с вибросейсмоизоляционными свойствами.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Крутов В.И. Основания и фундаменты на просадочных грунтах. Киев, Будивельник, 1982. — 224 с.
2. Габибов Ф.Г. Проблемы регулирования свойств структурно-неустойчивых грунтов в основаниях сооружений. Баку, ЭЛМ. — 287 с.
3. Баженов Е.А., Кузин Б.Н., Явич Б.И. и др. Способ возведения сваи в просадочных грунтах. Авторское свидетельство СССР на изобретение №848531, 1981.
4. Кульчицкий Г.Б. Забивная свая. Авторское свидетельство СССР на изобретение № 945283, 1982.
5. Шадунц К.Ш. Свая, погружаемая в просадочные грунты. Авторское свидетельство СССР на изобретение № 996630, 1983.
6. Руденко А.А., Редькин В.И., Галушко А.М., Губенко В.И. Свайный фундамент. Авторское свидетельство СССР на изобретение № 1038421, 1983.

7. Джантимиров Х.А., Бахолдин Б.В. и др. Забивная свая. Авторское свидетельство во СССР на изобретение № 1094902, 1984.

8. Дорохин В.Ф., Бадеев С.Ю., Исаев Б.Н. и др. Способ возведения сваи в лессовых грунтах. Авторское свидетельство СССР на изобретение № 1481331, 1989.

9. Лысенко Ю.И., Лысенко В.А. Набивная свая. Авторское свидетельство СССР на изобретение № 1502718, 1989.

10. Сошин М.В., Исаев Б.Н. и др. Способ возведения сваи в грунтах второго типа по просадочности. Авторское свидетельство СССР на изобретение № 1544895, 1990.

Ф.Г. Габиров, Л.Ф. Габиров

РАЗРАБОТКА ЭФФЕКТИВНОГО ВОДООТВОДНОГО УСТРОЙСТВА НА ОПОЛЗНЕВОМ СКЛОНЕ

Азербайджанский научно-исследовательский институт
строительства и архитектуры

Разработан новый вариант водоотводного устройства на оползневых склонах, в котором каналы различного назначения сооружаются по криволинейным трассам естественного стока воды.

При проектировании поверхностного водоотвода недостаточно правильно выбрать расположение водоотводных конструкций. Необходимо прежде всего обеспечить беспрепятственный пропуск воды. Притекаемой к ним. Полный пропуск воды обеспечивается расчетными размерами (в зависимости от расчетных расходов) водосбросных конструкций; от размыва они предохраняются соответствующими типами укреплений, принимаемых с учетом допустимых скоростей размыва. Размеры конструкций и типы укреплений определяются гидрогеологическими расчетами.

Расчетные расходы, притекаемые к сооружениям с бассейна, рассчитывают по данным двух стоков – ливневого и талого. Для водоотводных устройств, применяемых для защиты оползневых склонов и откосов наиболее опасен ливневой сток, так как он приводит, как правило, к наибольшему расходу воды.

В практике проектирования расчет поверхностного стока с малых водосбросов, в том числе с рельефа оползневых склонов производится по методике, разработанной в Союздорпроекте [1].

Максимальный приток дождевых вод расчетной вероятности превышения (ВП):

$$Q_p = 16,7 \cdot a_p \cdot \alpha_p \cdot F \cdot \varphi \cdot K_y \cdot K_\phi, \quad (1)$$

$$a_p = \alpha_{\text{час}} \cdot K_t \cdot K_f, \quad (2)$$

$$\alpha_p = \alpha_0 \cdot \delta_e, \quad (3)$$

$$\delta_e = 1 - \gamma_g \cdot \beta, \quad (4)$$

$$K_\phi = \Phi + (1 - \Phi) \cdot C_b, \quad (5)$$

где a_p – расчетная интенсивность осадков, мм/мин, соответствующая заданной ВП для расчетного расхода воды; α_p – расчетный коэффициент склонового стока; F – водосборная площадь, км²; $a_{\text{час}}$ – максимальная часовая интенсивность дождя, мм/мин; K_t – коэффициент редукции часовой интенсивности осадков; α_0 – коэффициент склонового стока при полном насыщении почв водой; ϕ – коэффициент редукции максимального дождевого стока; K_f – коэффициент учета неравномерности распределения расчетных осадков по площади водосбора, равный 1; K_γ – коэффициент учета влияния крутизны водосборного бассейна; K_ϕ – коэффициент учета формы водосбора; Φ – коэффициент, учитывающий форму водосборов; C_b – коэффициент, учитывающий уменьшение влияния формы водосбора на значение расчетного расхода воды; δ_e – коэффициент, учитывающий естественную аккумуляцию дождевого стока на поверхности водосборов в зависимости от различной заселенности и почвогрунтов; γ_g – коэффициент, учитывающий различную проницаемость почвогрунтов на склонах водосборов в расчетных условиях формирования паводков; β – коэффициент, учитывающий состояние почвогрунтов к началу формирования расчетного паводка.

Методика расчета сечения канав лотков общеизвестна [2] и достаточно хорошо апробирована на практике.

Основное сооружение для ограждения оползневой территории от притока поверхностной воды – это нагорная канава. Ее размеры определяют расчетом. Нагорные каналы перехватывают основную массу поверхностных вод и отводят ее за пределы оползневого массива.

При трассировании нагорных канав, выборе их конструкции и типа укрепления необходимо учитывать, что устройство их не должно способствовать усиленной инфильтрации воды в оползневой грунт и нарушению общей устойчивости склона, а сама канава должна быть удалена на достаточное расстояние от верхней границы оползня или бровки выемки и расположена на стабильной части склона. Практика строительства показывает, что в противном случае нагорная канава является как бы условной трещиной закола, по которой происходит откол грунта.

В целом нагорные каналы, оконтуривая оползень в верхней части, должны иметь небольшой уклон, достаточный для протекания воды. В

средней и нижней частях при наличии разности высот между вершиной оползня и входом в водопропускное сооружение уклоны канавы весьма значительны и требуют мощного укрепления в виде устройства быстротоков, перепадов, водобойных колодцев. Как правило, основную нагорную канаву проектируют с банкетом из грунта, получаемого при ее разработок.

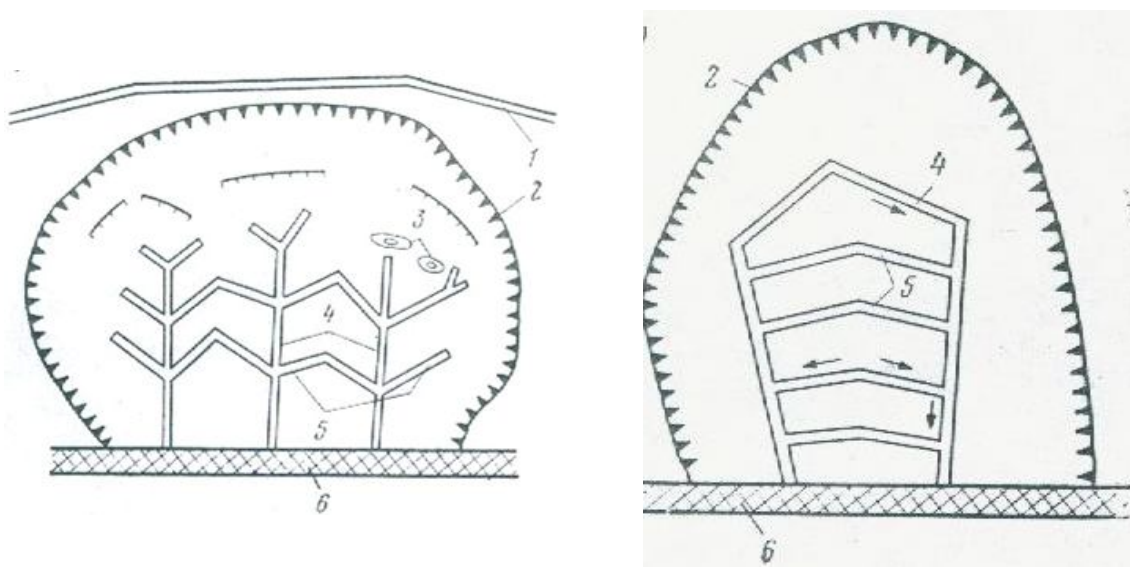
По всей поверхности оползневого склона обычно устраивают систему водоотводных устройств для сбора и отвода поверхностной воды за пределы оползня, в результате чего происходит значительное снижение объемов инфильтрирующей в толщу воды и осуществляется защита оползневого массива от размыва поверхностными водами, неорганизованно стекающими по склону. Такая сеть водоотводных устройств состоит из магистральной канавы и канав-осушителей. Магистральная канава предназначена для сбора воды из канав-осушителей и быстрого сброса ее за пределы оползня. Канавы-осушители собирают воду из понижений, перехватывают небольшие ручьи и отводят их в магистральную канаву.

Многолетней практикой борьбы с оползнями апробированы две основные схемы водоотводных устройств: в елочку и параллельное размещение (рис. 1) [3]. При этом магистральная канава располагается в центральной части оползня, сообразуясь с формами рельефа, или у его границ, т.е. по контуру оползня или оползневого участка. Канавы – осушители практически – самая радикальная мера осушения, хотя они являются временным мероприятием, требуют трудоемких работ при строительстве, в том числе и ручных.

В указанных известных водоотводных устройствах есть недостаток, заключающийся в том, что в большинстве случаев, несмотря на равномерное расположение магистральных канав и канав-осушителей на поверхности оползневого склона, поверхностные осадочные воды (в большей или меньшей своей части) стекают по поверхности оползневого склона за пределами расположения магистральных канав и канав-осушителей. Это приводит к опасности переувлажнения грунтов оползневого склона, поверхностному размыву грунта и значительно повышает риск развития оползневых процессов.

Авторами разработано водоотводное устройство на оползневом склоне в котором магистральные канавы и канавы-осушители имеют криволинейную конфигурацию, совпадающую с криволинейными осями естественных стоков воды по склону [4].

На рис. 2 показана схема разработанного водоотводного устройства на оползневом склоне. На оползневом участке склона с границей 1 устраивают систему сооружений в виде магистральных канав 2 и канав-осушителей 3. С помощью канав 2 и 3 вода отводится к расположенной в подножье склона дороге 4.



a)

б)

Рис. 1. Схемы расположения водоотводных устройств на оползневом склоне:

a – по принципу «елочки»; *б* – параллельное расположение;

1 – нагорная канава; 2 – граница оползня; 3 – застои воды;

4 – магистральные каналы; 5 – каналы-осушители; 6 – дороги

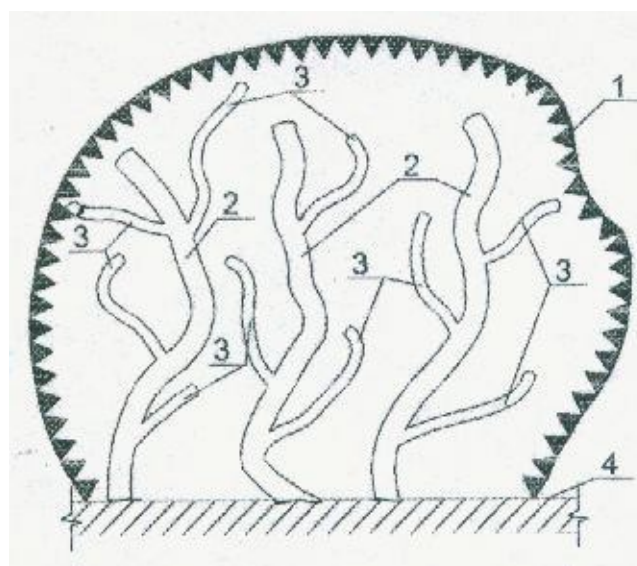


Рис. 2. Схема предлагаемого варианта водоотводного устройства на оползневом склоне:

1 – граница оползня; 2 – магистральные каналы;

3 – каналы осушители; 4 – дорога

Водоотводное устройство на оползневом склоне сооружается следующим образом. Определяют границы 1 оползневого участка на склоне. При необходимости в верхней части склона за пределами оползневого участка сооружают нагорную канаву (на рис. 2 не показана). Затем дожидаются дождя, или устраивают искусственный дождь. При дожде на оползневом участке склона вода собирается и течет по естественным криволинейным малым линиям стока, которые впадают в более крупные естественные криволинейные линии стока воды. Данный естественный процесс фиксируется на фото или киноплёнку. После дождя по линиям естественного стока также остаются следы естественных потоков (небольшие русла). Трассы этих следов отмечаются специальными реперами. На основе анализа упомянутых следов течений и материалов зафиксированных на фото или киноплёнке по трассам малых криволинейных линий естественного стока воды сооружают канавы-осушители 3, а по трассам более крупных криволинейных линий естественного стока воды, в которые впадают малые криволинейные линии естественного стока, сооружают магистральные канавы 2.

Поперечные сечения канав-осушителей, как правила, назначают конструктивно, а их размеры принимают минимальными: ширина по дну 0,4 м, глубина – до 0,6 м, заложение откосов 1 : 1,5 . Поперечное сечение магистральных канав 2 обосновывается расчетами в соответствии с расчетным расходом воды, который она может собрать от всех канав-осушителей, расположенных на склоне. Магистральные канавы 3 и канавы-осушители 2 гидроизолируются при помощи, например, полимерной пленки.

Стенки откосов и дно всех канав сооружают, например, набрызгбетоном.

Эффективность предложенного варианта водоотводного устройства заключается в том, что обеспечивается максимальный сбор воды после дождевых осадков с поверхности оползневого склона. Это способствует более надежной защите грунтов склона от чрезмерного увлажнения, которое может привести к потере устойчивости склона, т.е. оползню.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Перевозников Б.Ф.* Водоотвод с автомобильных дорог. М., Транспорт, 1982. — 190 с.
2. *Шахунянц Г.М.* Железнодорожный путь. М., Транспорт, 1969. — 615 с.
3. *Блаславский В.Д., Львович Ю.М., Грицюк Л.В., Добров Э.М., Силков В.Р.* Противооползневые конструкции на автомобильных дорогах. М., Транспорт, 1985. — 301 с.
4. *Габибов Ф.Г., Габибова Л.Ф. и др.* Водоотводное устройство на оползневом склоне. Патент Азербайджанской Республики на изобретение по заявке №А2008 0231, 2010.

Ф.Г. Габиров, И.Н. Ткаченко

**ИСПОЛЬЗОВАНИЕ УТИЛИЗИРОВАННЫХ МЕТАЛЛОКОРДНЫХ
ПОКРЫШЕК ПРИ КОНСТРУИРОВАНИИ ФУНДАМЕНТОВ
И ПЕРСПЕКТИВЫ ЭТОГО ИННОВАЦИОННОГО
НАПРАВЛЕНИЯ В ФУНДАМЕНТОСТРОЕНИИ**

Азербайджанский научно-исследовательский
институт строительства и архитектуры,
Южно-Российский государственный технический университет
(Новочеркасский политехнический институт)

Исследуются известные технические решения по использованию утилизированных покрышек в конструкциях различных фундаментов, отмечаются их полезные характеристики. Указаны дальнейшие перспективные направления пол разработки инновационных решений в фундаментостроении на основе использования утилизированных покрышек.

Интересны разработки, связанные с использованием утилизированных покрышек при проектировании и конструировании фундаментов различных сооружений. В этих случаях в основном используются трудноперерабатываемые утилизированные покрышки с металлокордом.

Первые конструкции фундаментов из утилизированных металлокордных покрышек были разработаны более 20 лет назад в Азербайджанском научно-исследовательском институте инженером Ф.Г. Габировым.

Конструкция сейсмостойкого фундамента (рис. 1) для зданий 1 жесткой конструктивной схемы, состоящая из основных свай 2, объединенных поверху высоким ростверком 3 с помощью шарниров 4 и дополнительных свай 5, выполняющих роль упругих ограничителей колебаний [1]. Оголовки свай располагаются в полостях жесткоприкрепленных одной из торцевых сторон к нижней части ростверка утилизированных металлокордных покрышек 6.

При попадании конструкции здания в зону резонансных колебаний возрастает амплитуда и в работу включаются дополнительные сваи 5. Конструкция за короткий промежуток времени, за счет наличия прочных резиноармированных стаканов 6 и отсутствия зазора между элементами ограничителей, амортизационно меняет свою жесткость и автоматически выходит из резонансного режима. Амортизационный выход из резонансного режима, а также дополнительные упругое сопротивление горизонтальному перемещению конструкции не только предупреждает развитие недопустимых деформаций в основных связях, но и предотвращает возможность возникновения ударных воздействий в конструкциях ограничителей.

Конструкция виброизолированного фундамента с использованием утилизированных покрышек (рис. 2) включает заполненную сыпучим материалом 2 оболочку 1 и башмак 3, размещенный в оболочке с зазором относительно ее боковых стенок и частично заглубленный в сыпучий материал. Боковая поверхность башмака в зоне его заглубления в сыпучий материал выполнена скошенной под углом, не превышающим угла внутреннего трения сыпучего материала [2]. Оболочка 1 выполнена из утилизированной покрышки, имеющей на внутренней поверхности щель 4, причем диаметр башмака 3 равен внутреннему диаметру оболочки 1.

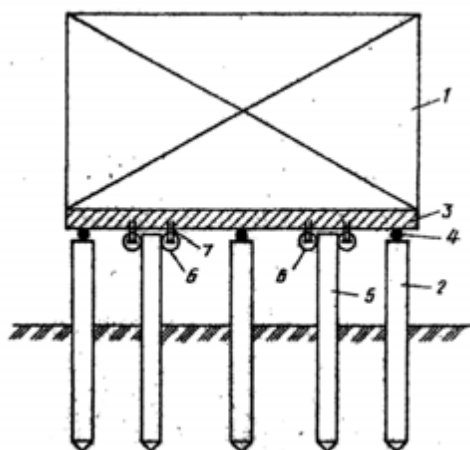


Рис. 1. Сейсмостойкий фундамент

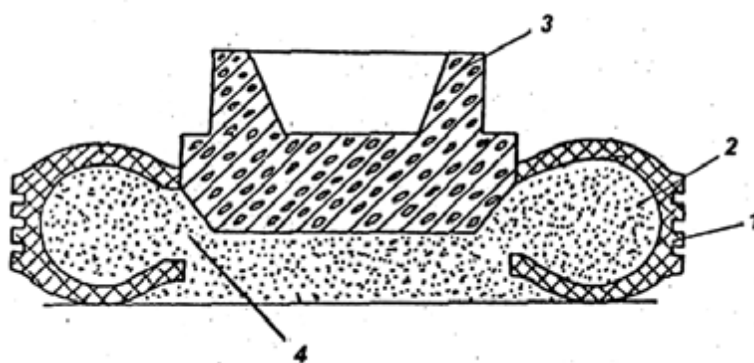


Рис. 2. Виброизолированный фундамент

Передаваемая от башмака 3 нагрузка, благодаря его скошенной боковой поверхности, через сыпучий материал 2 передается на фланцы и на боковую поверхность оболочки – покрышки 1. За счет этого значительно повышается несущая способность фундамента. А также достигается демпферное гашение динамических нагрузок.

В способе возведения арочного фундамента (рис. 3) в траншею 1 с полукруглой поверхностью устанавливается кондуктор 2, выполненный из распиленной пополам утилизированной покрышки от большегрузных автомобилей. Сверху кондуктор 2 покрывается гибким полотнищем 4, вы-

полненным из протекторной обрезки утилизированной покрышки. Полотнище 4 закрепляется на упорах 3, роль которых выполняют концы кондуктора 2. Грунт 5 обратно засыпается на гибкое полотнище 4 с уплотнением, а образовавшаяся полость внутри кондуктора 2 после установки арматуры заполняется бетоном [3].

Эффективность указанного способа заключается в удешевлении и упрощении производства работ путем выполнения несъемного кондуктора из утилизированных покрышек, специфические свойства которых также обеспечивают гидроизоляцию и сейсмоизоляцию арочного фундамента.

Монолитный ленточный фундамент повышенной гибкости состоит (см рис. 4) из укладываемых в предварительно подготовленную полуцилиндрическую траншею 1 утилизированных покрышек 2, разрезанных пополам, в которые устанавливается арматура 3 и заливается бетон 4. Боковины 5 полупокрышек образуют разрезы в теле фундамента, которые заполнены прокладками из резиноармированного упругого материала [4].

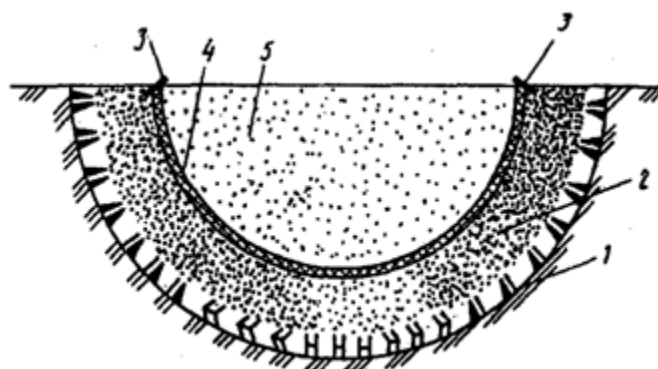


Рис. 3. Арочный фундамент

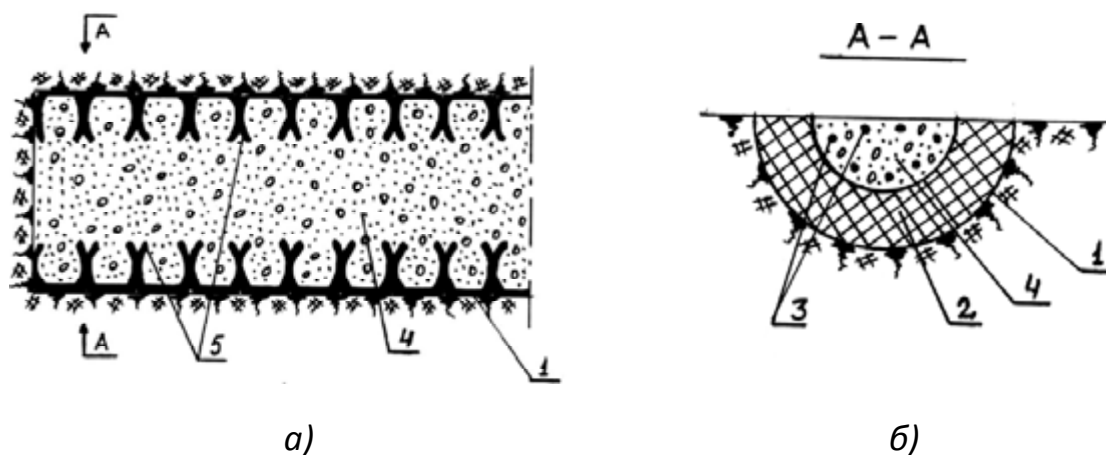


Рис. 4. Ленточный фундамент повышенной гибкости:
а — вид сверху; *б* — разрез А-А.

Полученный ленточный фундамент обладает повышенной упругой гибкостью при любых видах осадки или набухания основания и сейсмических воздействиях. Также достигается гидроизоляция фундамента.

В этот же период Кожиным Ю.П. была предложена конструкция фундамента одностоечной опоры (рис. 5). Конструкция фундамента содержит автомобильные покрышки 1, уложенные горизонтально друг на друга по вертикали, полости покрышек заполнены в распор бетоном 2. В нижней покрышке вертикального ряда размещены покрышки 4 меньшего диаметра, которые соединены по горизонтали с охватывающей их покрышкой анкерными связями 5, заделываемыми в бетон. Полости покрышек меньшего диаметра 4 также заполнены бетоном, а сверху покрыты листовой резиной 6, выполненной из отработанных автокамер. По высоте покрышки скреплены между собой анкерами 7.

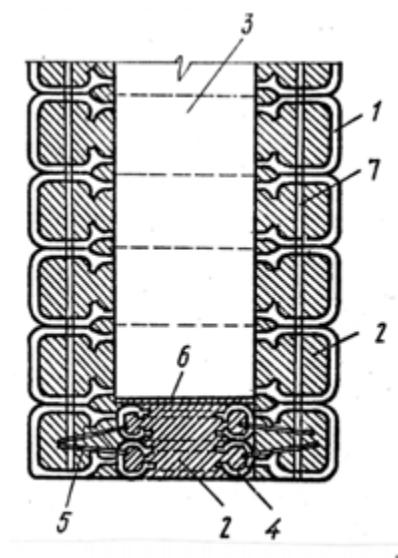


Рис. 5. Фундамент одностоечной опоры (поперечный разрез)

В данной конструкции обеспечивается защита фундамента и опор от разрушения бетона и коррозии арматуры опор [5].

Боданов Ю.Ф. предлагает для малоэтажных жилых домов использовать упругие амортизирующие фундаменты из утилизированных покрышек от грузовых автомобилей. Покрышки укрепляют на бетонной плите, как это показано на рис. 6. Они гасят колебания грунта [6].

Семькин М.Е. предложил конструкцию фундамента [7], который содержит плиту 4 из железобетона (см. рис. 7), уложенную на автомобильные или тракторные покрышки 1, заполненные однородным грунтом на 50-80%, на которые в один или два ряда уложен слой линолеума или рубероида 3 с размещением на этом слое сплошной плиты из железобетона 4. При этом сплошная плоская плита из железобетона может быть обнесена по контуру металлическим швеллером. Если требуется устройство подполья или смотровой ямы 2, то часть покрышек не укладывается.

Указанный фундамент позволяет экономить бетон и металл, повысить устойчивость здания при сезонных колебаниях грунта и сейсмостойкость здания.

Безруков Ю.И. и Безруков О.Ю. (см. рис. 8) предложили конструкцию фундамента для сейсмостойкого здания 1, включающего верхний 2 и нижний 3 элементы. Разделенные швом, заполненным сыпучим материалом 4, который помещен с уплотнением в покрышки 5, внутренние края которых скреплены кольцевым бондажем 6. Покрышки 5 помещены в стакан 7 фундамента с зазором, который заполнен сыпучим материалом 8 без уплотнения [8].



Рис. 6. Фундамент из утилизированных покрышек:
а — общий вид дома; *б* — конструкция фундамента;
 1 — утрамбованный грунт основания; 2 — покрышка;
 3 — бетонная плита; 4 — песок; 5 — гравий

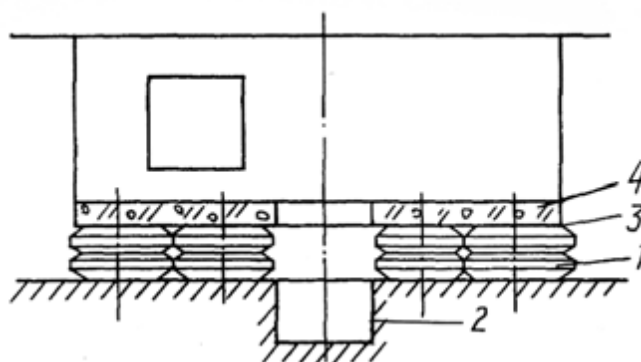


Рис. 7. Фундамент здания

Эта конструкция фундамента снижает сейсмические нагрузки на здание.

Проанализировав известные разработки конструкций фундаментов, в которых использовались утилизированные покрышки, можно сделать общий вывод, что они отличаются простотой и устойчивостью к внешним воздействиям.

Современное развитие строительной отрасли, а также необходимость решения инженерно-экологических проблем по утилизации и использова-

нию отходов требуют дальнейших поисков инновационных решений в области использования утилизированных покрышек в фундаментах.

Возможность использования торообразных покрышек в качестве несъемной опалубки, которая в результате изготовления конструкции фундамента становится ее существенной частью, открывает перед конструкторами интересные перспективы дальнейших поисков инновационных решений в фундаментах.

Здесь интересны дальнейшие поиски инженерных инновационных решений в области создания ленточных фундаментов с переменным очертанием краевых зон, которые будут обладать дополнительными свойствами эластичной гибкости и вибро-сейсмоустойчивости.

Начальные инженерные прикидки позволяют в ближайшей перспективе разработать эффективные конструкции фундаментов под колонны, а также использовать утилизированные покрышки при конструировании ростверков свайных фундаментов, а также экономичных сейсмоизоляторов в фундаментной части зданий.

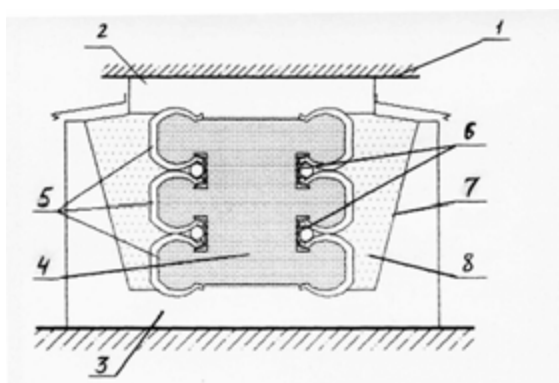


Рис. 8. Фундамент для сейсмостойкого здания

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Габиров Ф.Г. Сейсмостойкий фундамент. Авторское свидетельство СССР на изобретение №1486573, 1989.
2. Габиров Ф.Г. Фундамент. Авторское свидетельство СССР на изобретение №1730364, 1992.
3. Габиров Ф.Г., Туркия А.В. Способ возведения арочного фундамента. Авторское свидетельство СССР на изобретение №1735498, 1992.
4. Габиров Ф.Г., Туркия А.В., Кулиев Д.А. Фундамент. Авторское свидетельство СССР на изобретение №1744200, 1992.
5. Кожин Ю.П. Фундамент одностоечной опоры. Авторское свидетельство СССР на изобретение № 1609873, 1990.
6. Боданов Ю.Ф. Фундаменты от А до Я. Строительство и ремонт фундаментов. Планировка. Технология. Материалы М., ООО ИКЦ «Лада». — 224 с.
7. Семькин М.Е. Фундамент. Патент Российской Федерации на изобретение №2184189, 2002.
8. Безруков Ю.И., Безруков О.Ю. Фундамент для сейсмостойкого здания. Патент Российской Федерации на изобретение №2119012, 1998.

А.В. Гладких, М.С. Козлов, С.Г. Абрамян

ПРОБЛЕМЫ РЕКОНСТРУКЦИИ И МОДЕРНИЗАЦИИ ЖИЛЫХ ЗДАНИЙ В ВОЛГОГРАДЕ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Приводится важность реконструкции и модернизации жилых зданий, как одного из приоритетных направлений для решения задач Национального проекта «Доступное и комфортное жилье – гражданам России».

Сегодня схемы линейного города, выполненные на примере довоенного Сталинграда, вошли в градостроительные учебники и известны во всем мире.

Сталинград строился быстро, особенно темпы роста были заметны в районе тракторного завода, где за три года на месте голой степи одновременно с заводом вырос целый город, кварталы капитальных жилых домов, здания заводоуправления, фабрики-кухни, амбулатории, звукового кино «Ударник», хлебозавода, ВТУЗа и др.

Сталинград – город большой и трудной судьбы – приобрел в годы войны и первые послевоенные годы особое значение как символ победы над фашизмом. Восстановление Сталинграда – одна из ярких страниц отечественного градостроительства, результат многолетней напряженной работы зодчих и строителей всей страны.

В истории градостроительства и архитектуры послевоенного периода Сталинград и все архитектурные работы, связанные с городом, привлекали особое внимание профессионалов.

Сейчас для жителей города Волгограда остро стоит жилищный вопрос.

Жилье обсуждается в экономических и политических категориях, проблема жилья измеряется объемами финансирования, процентами, рыночными механизмами, принятием новых законов, квадратными метрами и т.д. Вместе с тем, очевидно, что жилье – категория не политическая и не экономическая. Жилье – это базис человеческой жизни! А человеческая жизнь первична по отношению к этим категориям. Происходит непонимание самой сути проблемы жилья.

Реконструкция и модернизация жилищного фонда являются одним из важнейших направлений в решении жилищной проблемы и реформе жилищно-коммунального хозяйства страны и представляют собой комплекс строительных мер и организационно-технологических мероприятий, направленных на обновление жилых домов и инженерной инфраструктуры с целью сохранения жилищного фонда и улучшения условий

проживания, приведения их эксплуатационных качеств в соответствие с установленными требованиями.

По статистическим данным 62,1 % жилищного фонда старше 30 лет, по расчетам физический износ 1/3 жилищного фонда более 45%, моральный износ составляет 100%. В стране имеется ветхий фонд в размере 3 % общего объема жилищного фонда, из которого необходимо переселить жителей, для чего потребуется по минимальной норме построить не менее 110 млн. м² общей площади жилья. Откладывание сроков проведения ремонтно-реконструктивных работ чревато тяжелыми экономическими последствиями и в ближайшие 10–15 лет порядка 300–400 млн м² жилищного фонда придет в состояние, непригодное для проживания из-за потери потребительских качеств, и станет бесперспективным как источник доходов местных бюджетов.

Жилищный фонд городов и поселков городского типа России составляет 2,909 млрд. м² общей площади с населением более 70% общего числа. Он характеризуется исключительным разнообразием застройки, типов зданий, квартир. Среди различных групп городов процентное распределение жилищного фонда составляет: крупные города (более 500 тыс. жителей) – 35; большие (свыше 100 тыс. жителей) – 27; средние (свыше 50 тыс. жителей) – 10; малые города – 28.

По периодам возведения жилой фонд распределяется следующим образом (%): дореволюционные постройки – 6; здания периода строительства 1917–1960 гг. – 24; постройки периода 1961 г. по настоящее время – 70.

Наибольшую значимость представляют жилые дома первых массовых серий, общая площадь которых составляет около 250 млн. м².

Высокий уровень морального и физического износа требует принятия незамедлительных мер по реконструкции этого фонда. Срок эксплуатации таких зданий составляет 25–40 лет.

Из выше перечисленных данных следует, что больше половины жилья Волгограда требует модернизации и реконструкции. Наиболее актуальной и экономически целесообразной сферой реконструкционной деятельности является фонд домов первых массовых серий, построенных в 50–60 годы. Необходимость решения проблемы их реконструкции объясняется масштабностью типового жилищного фонда, объемы которого составляют 250 млн. кв. метров; 4–5-этажные типовые дома первого поколения размещаются практически по всей территории России; в них проживают около 15 млн. граждан и сосредоточена значительная часть социального жилья.

В условиях перехода экономики страны на рыночные отношения реконструкция жилищного фонда рассматривается как наиболее рациональный путь использования ограниченных финансовых ресурсов для решения

жилищного вопроса. Реконструкция позволяет не только сохранить имеющийся жилищный фонд, но и существенно (на 40–70 процентов) увеличить его размеры за счет надстройки домов и пристройки к ним дополнительных объемов. При реконструкции жилых домов часто применяется двухэтажная надстройка здания. Такая надстройка здания производится по рамно-каркасной системе. В данном случае площадь надстройки составляет примерно 30% от начальной площади. Данная конструкция надстройки здания позволяет получить возможность планировки квартир разной площади, а также размещения их в одном или двух уровнях. Главной задачей организации надстройки здания является обеспечение безопасности работ. Возможно, применение сборки каркаса надстройки здания из отдельных отправочных марок, а также использование рамной конструкции с шарнирными связями, кровельными балками и ригелями.

Следует отметить, что надстройка дома должна осуществляться с проведением капитального ремонта всего здания, особенно следует обратить внимание на замену деревянных конструкций на более прочные металлические конструкции, а также следует заменить перегородки. Проводя строительные работы необходимо добиться максимального снижения массы самонесущих и несущих конструкций надстраиваемого элемента. В настоящее время большую популярность получили надстройки зданий этажами, которые опираются на автономные опорные конструкции, а также эркеры-ризалиты.

Принятию решения по надстройке должно предшествовать детальное обследование оснований, фундаментов, размеров и прочностных характеристик кладки стен.

Усиление фундаментов существующих зданий применяется так же давно, как и само строительство. Методы и способы усиления до середины XX в. были столь же традиционны, как и конструкции фундаментов. Изменения происходили лишь в части применяемых материалов и преследовали главную цель – наряду с восстановлением прочности кладки, увеличение площади опирания существующих фундаментов, снижение удельных величин давления от сооружения на грунт и уменьшение величин осадок.

Чаще всего такое усиление включает полную или частичную замену разрушенной кладки фундаментов, а также увеличение площади его опирания путем прикладки обойм или банкетов к телу существующего фундамента, а также устройство дополнительных фундаментов или опор рядом с существующими. Для лучшей связи с существующими фундаментами прикладка осуществляется «вперевязку» со старой кладкой. Опирание прикладок на грунты основания могло быть осуществлено на разных уровнях относительно подошвы усиливаемого фундамента, выше ее, на одном уровне, а нередко, при низком уровне грунтовых вод и ниже подошвы существующих фундаментов. Как правило, прикладки выполнялись из

естественного камня, аналогично материалу усиляемого фундамента. Прикладки могли также опираться на забитые рядом с существующим фундаментом деревянные сваи. В конце XIX в., с внедрением в строительную практику цемента, обоймы и банкетты начали выполнять из бутобетона, бетона и затем железобетона, в основном монолитными, но в последние годы, иногда, и сборно-монолитными. Кроме обойм и банкетов применяется также введение ниже подошвы усиляемых фундаментов железобетонных плит и балок (лежней).

Среди инженерных задач, которые приходилось решать человечеству, есть такие, что вызывают в душе нечто вроде священного трепета. Перенесение зданий с места на место явно из таких. В самой идее оторвать дом от матушки земли уже ощущается что-то противоестественное и безвозвратное. Первым делом необходимо каким-то образом отделить дом от основания. Для этого вокруг здания отрывают траншею, а затем отрезают его от фундамента. В практике московских передвижений в качестве режущего инструмента использовались металлические тросы. Разумеется, на этом этапе здание никуда не поедет: достаточно слегка сдвинуть его с места – и оно начнет разрушаться. Прежде чем путешествие начнется, кирпич, камень или дерево придется скрепить.

Первый шаг – укрепление здания так называемыми поясными балками. Другой вариант – опоясывание дома бетонным монолитом. Следующий шаг – сооружение мощной металлической рамы, на которой здание и отправится в путь.

Наружные и внутренние стены, которые окажутся перпендикулярными к направлению движения, наиболее уязвимы, поэтому их требуется укрепить особо. В стенах проделывают продольные борозды (штрабы), куда вмуровывают мощные железные балки в виде двутавра. Эти укрепляющие конструкции называются рандбалками. Ниже рандбалок в стенах пробивают проемы для рельсовых путей (они пойдут перпендикулярно рандбалкам). На проложенные рельсовые пути устанавливают катки, а на них – так называемые ходовые балки. Над ходовыми балками размещают балки поперечные, которые жестко скрепляются с рандбалками, но ходовых пока не касаются. Так опорная рама обретает свой окончательный вид. Наконец, в оставшийся просвет между ходовыми и поперечными балками вбивают металлические клинья. В этот момент вес здания переносят с фундамента на катки, поставленные на рельсы. Осталось разобрать участки кладки между просветами для рельсовых путей, и дом можно катить. Собственно, описанная технология – это лишь один из вариантов.

Конечно, описанная технология трудоемкая и многозатратная, но как путь решения проблемы достойна рассмотрения.

Реконструкция зданий и сооружений является сложной многоплановой проблемой. Ее решение в каждом конкретном случае требует учета

социальных, экономических, эстетических, технических и ресурсных аспектов. Объемы реконструкции будут и дальше возрастать, что в первую очередь обусловлено дефицитом земли, ресурсов, недостаточно эффективным использованием эксплуатируемых площадей в производственной сфере, повышением требований к комфортности жилья и др.[1].

Предложенные методы целесообразно осуществлять в нашем городе, ведь все жители нуждаются в достойном жилье, но не у всех есть возможность приобрести новое, поэтому модернизация и реконструкция жилищного фонда – одна из глобальных проблем современности.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Абрамян С.Г., Чердниченко Т.Ф., Николаев Ю.Н.* Технология и организация реконструкции и капитального ремонта жилых и общественных зданий: учеб. Пособие. ВолгГАСУ, Волгоград, 2009. — 105 с.

В.В. Дроздов, В.А. Пшеничкина

ОЦЕНКА РАСЧЕТНЫХ ЗНАЧЕНИЙ НАГРУЗКИ ПРИ ЗАДАННОМ УРОВНЕ СЕЙСМИЧЕСКОГО РИСКА

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Рассмотрим уравнение колебаний линейного осциллятора под действием случайной сейсмической нагрузки:

$$\ddot{\tilde{\varphi}} + 2c \dot{\tilde{\varphi}} + \omega_0^2 \tilde{\varphi} = -\ddot{\tilde{H}}(t), \quad (1)$$

где $\tilde{\varphi}(t)$ – случайная функция перемещения (обобщенная координата); ω_0 – собственная частота системы; $c = \eta \omega_0 / 2$ – приведенная диссипация; η – коэффициент потерь; $\ddot{\tilde{H}}(t)$ – функция сейсмических ускорений грунта.

Функцию $\ddot{\tilde{H}}(t)$ аппроксимируем выражением

$$\ddot{\tilde{H}}(t) = A_0 e^{-\gamma t} \tilde{X}(t),$$

где $\tilde{X}(t)$ – стационарная центрированная случайная функция.

При нулевых начальных условиях $\tilde{\varphi}(0) = \dot{\tilde{\varphi}}(0) = 0$ решение уравнения (1) запишется в виде:

$$\tilde{\varphi} = -\frac{1}{\omega_0} \int_0^t \ddot{\tilde{H}}(\tau) e^{-c(t-\tau)} \sin \omega_0 (t-\tau) d\tau. \quad (2)$$

Спектральную плотность случайной функции сейсмического движения грунта аппроксимируем выражением

$$S(\omega) = D \frac{2}{\pi} \alpha \frac{m^2 + \omega^2}{m^4 + 2a\omega^2 + \omega^4}, \text{ где } m^2 = \alpha^2 + \theta^2, a = \alpha^2 - \theta^2.$$

Дисперсия $D = \sigma^2 = 0,25 \text{ м/с}^2$ (для 7-балльного землетрясения). Коэффициенты спектральной плотности $\alpha = 6 \text{ с}^{-1}$, $\theta = 14 \text{ с}^{-1}$.

Для решения вероятностной задачи используем метод канонических разложений, который в отличие от спектрального метода позволяет получить решение не только в спектральной, но и во временной форме. Вычислим дисперсии D_φ и спектральные плотности $S_\varphi(\omega)$ перемещений системы. Интервал частот ω спектральной плотности входной случайной функции $\tilde{H}(t)$ принимаем равным $[0, 60] \text{ с}^{-1}$. На него приходится 93,2% дисперсии $\tilde{H}(t)$. Несущие частоты канонического разложения $\omega_i = 1, 2, \dots, n$. ($n = 60$).

Представим случайную функцию $\tilde{X}(t)$ в виде дискретного канонического разложения

$$\tilde{X}(t) = \sum_{i=1}^n [\tilde{A}_i \phi_i^s(t) + \tilde{B}_i \phi_i^c(t)]. \quad (3)$$

В выражении (3) \tilde{A}_i, \tilde{B}_i – случайные величины с математическими ожиданиями, равными нулю и попарно равными дисперсиями

$$m_{A_i} = m_{B_i} = 0; D_{A_i} = D_{B_i} = D_i = D d_i^H = \int_{\omega_i - \Delta\omega/2}^{\omega_i + \Delta\omega/2} S^H(\omega) d\omega; \Delta\omega = \omega_{i+1} - \omega_i;$$

$\phi_i^s(t) = e^{-\gamma t} \sin \omega_i t$; $\phi_i^c(t) = e^{-\gamma t} \cos \omega_i t$ – координатные функции входа.

Тогда дисперсию обобщенных координат находится по формуле

$$D_\varphi(t) = D \sum_{i=1}^n d_i^H \left([\psi_i^s(t)]^2 + [\psi_i^c(t)]^2 \right), \quad (4)$$

где $(\psi_i^s), (\psi_i^c)$ – координатные функции выхода:

$$\psi_i^s(t) = \frac{1}{\omega_0} \int_0^t \phi_i^s(\tau) e^{-c(t-\tau)} \sin \omega_0 (t-\tau) d\tau, \quad (5)$$

$$\psi_i^c(t) = \frac{1}{\omega_0} \int_0^t \phi_i^c(\tau) e^{-c(t-\tau)} \sin \omega_0 (t-\tau) d\tau. \quad (6)$$

При расчете исследовался интервал собственных частот ω_0 динамических систем, совпадающий с интервалом частот входной случайной функции $\tilde{X}(t)$: $\omega_0 \in [0, 60] \text{ с}^{-1}$.

Вычисляем функцию спектральной плотности обобщенных координат в виде дискретного полосового белого шума на несущих частотах ω_i

$$S_{\varphi_i}(t) = D d_i^H \left([\psi_i^s(t)]^2 + [\psi_i^c(t)]^2 \right). \quad (7)$$

В табл. 1 приведены нормированные значения ($D = 1$) стандартов обобщенных координат $\sigma_{\varphi}^H(t) = \sqrt{D_{\varphi}^H(t)}$, увеличенные в 10^3 раз для линейных осцилляторов с собственными частотами ω_0 при $t = 1, \dots, 10$ с.

Таблица 1

Стандарт обобщенных координат $\sigma_{\varphi}^H(t) \cdot 10^3$, м

$\omega_0 \text{ с}^{-1}$	Время t , с									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
2,5	61,36	89,11	95,25	99,15	108	111	104	93,4	84,79	82,06
7,5	20,1	28,38	27,86	27,43	24,42	19,80	17,33	14,48	11,47	8,95
12,5	14,3	17,47	16,07	13,76	11,38	8,84	6,85	5,23	3,96	2,98
17,5	8,01	8,84	7,78	6,21	4,83	3,67	2,76	2,06	1,53	1,14
22,5	4,27	4,12	3,38	2,60	1,96	1,47	1,09	0,81	0,60	0,44
27,5	2,46	2,16	1,69	1,28	0,95	0,71	0,53	0,39	0,29	0,21
32,5	1,52	1,29	0,98	0,73	0,54	0,40	0,30	0,22	0,16	0,12
37,5	1,03	0,84	0,63	0,47	0,35	0,26	0,19	0,14	0,11	0,08
42,5	0,74	0,59	0,44	0,33	0,24	0,18	0,13	0,10	0,07	0,05
47,5	0,56	0,43	0,32	0,24	0,18	0,13	0,10	0,07	0,05	0,04
52,5	0,43	0,33	0,25	0,18	0,13	0,01	0,07	0,06	0,04	0,03
57,5	0,34	0,26	0,19	0,14	0,10	0,01	0,06	0,04	0,03	0,02

На рис. 1 показаны графики нормированных стандартов перемещений $\sigma_{\varphi}^H(\omega_0, t)$ осцилляторов, имеющих собственные частоты $\omega_0 = 2,5 \div 22,5 \text{ с}^{-1}$, от времени.

На рис. 2 приведены значения коэффициентов динамичности $\beta_{\varphi}(\omega_0, t)$ как отношение среднего квадрата смещения линейного осциллятора к среднему квадрату ускорений грунта

$$\beta_{\varphi}(\omega_0, t) = \omega_0^2 \sqrt{D_{\varphi}(t) / D}. \quad (8)$$

Принимаем за расчетный график коэффициента динамичности $\beta(\omega_0)$ при $t = 2$ с (рис. 3).

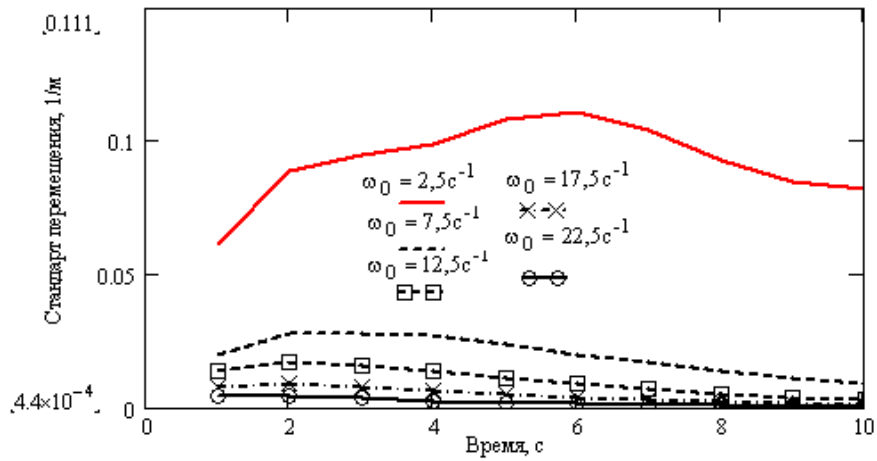


Рис. 1. Зависимости стандартов перемещений линейных осцилляторов от времени

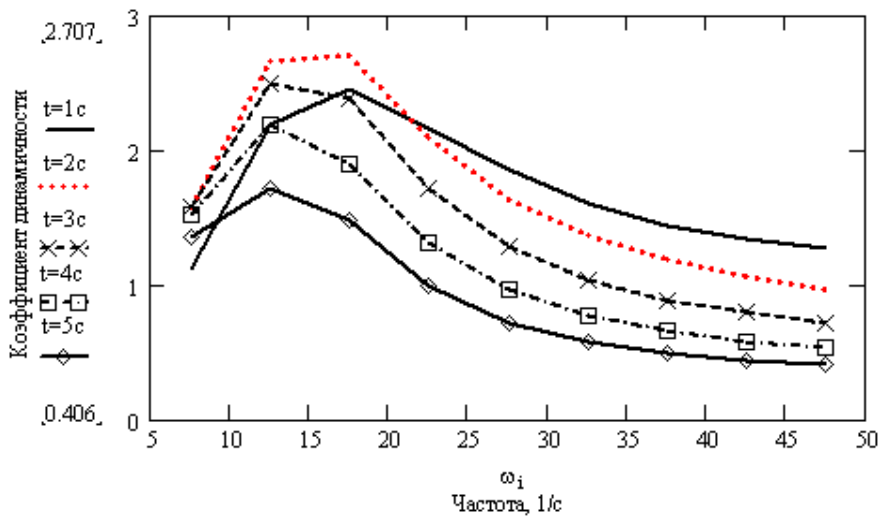


Рис. 2. График коэффициента динамичности $\beta(\omega_0)$ при $t = 2$ с

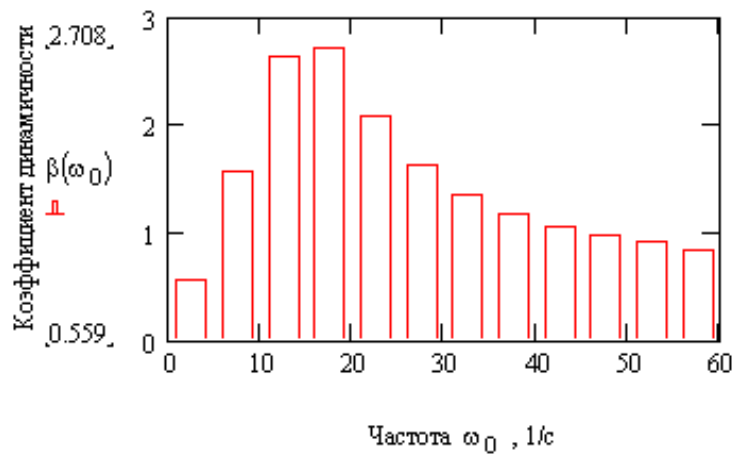


Рис. 3. Расчетный график коэффициента динамичности

Переходим к оценке вероятности разрушения и ожидаемого срока службы сооружения. Эффективный период T_e изменения параметра $\tilde{\varphi}(t)$ равен

$$T_e = 2\pi \frac{\sigma_{\dot{\varphi}}}{\sigma_{\varphi}} = 2\pi \left(\frac{\int_0^{\infty} S_{\varphi}(\omega) d\omega}{\int_0^{\infty} \omega^2 S_{\varphi}(\omega) d\omega} \right)^{\frac{1}{2}}, \quad (9)$$

где $\sigma_{\dot{\varphi}}$ – стандарт первой производной (скорости изменения) функции обобщенных координат. Графики выходных спектральных плотностей обобщенных координат и их производных для собственных частот осциллятора $\omega_0=2,5 \text{ с}^{-1}$ и $\omega_0=17,5 \text{ с}^{-1}$ показаны на рис. 4 и 5.

Среднее число выбросов $U(a,t)$ функции прогиба за уровень a при реализации землетрясения заданной интенсивности:

$$U(a,t) = \frac{1}{T_e(t)} e^{-\frac{a^2}{2\sigma_{\varphi}^2(t)}} \quad (10)$$

Значения средней частоты отказа при уровне $a = 1\sigma_{\varphi}$, $2\sigma_{\varphi}$ и $3\sigma_{\varphi}$ и $t = 2\text{с}$ для рассматриваемого диапазона частот линейного осциллятора приведены в табл. 2.

Условная вероятность превышения прогибом $\tilde{\varphi}(t)$ уровень a за время землетрясения $0 \leq \tau \leq t$ хотя бы один раз равна

$$P(\varphi > a|t) = 1 - \exp\left(-\int_0^t U(a|\tau) d\tau\right). \quad (11)$$

Результаты вычисления вероятности $P(\varphi_i > a|t)$ для тех же уровней a и $t = 2\text{с}$ и $t = 10\text{с}$ представлены в табл. 3 и 4.

Эта вероятность определяет степень уязвимости сооружения и его элементов при условии реализации землетрясения расчетной интенсивности.

Для расчета долговечности сооружения вычисляется степень сейсмической опасности района строительства. Выбираем комплект карт А ОСР-97 с периодом повторяемости землетрясения 500 лет, что соответствует частоте $\Lambda = 0,002 \text{ (лет}^{-1}\text{)}$. Сейсмическая опасность как вероятность превышения расчетного землетрясения в течение T_0 хотя бы один раз вычисляется по закону Пуассона с постоянной интенсивностью

$$H(t) = 1 - \exp(-\Lambda t). \quad (12)$$

Значения функции сейсмической опасности территории $H(t)$ представлены в табл. 5.

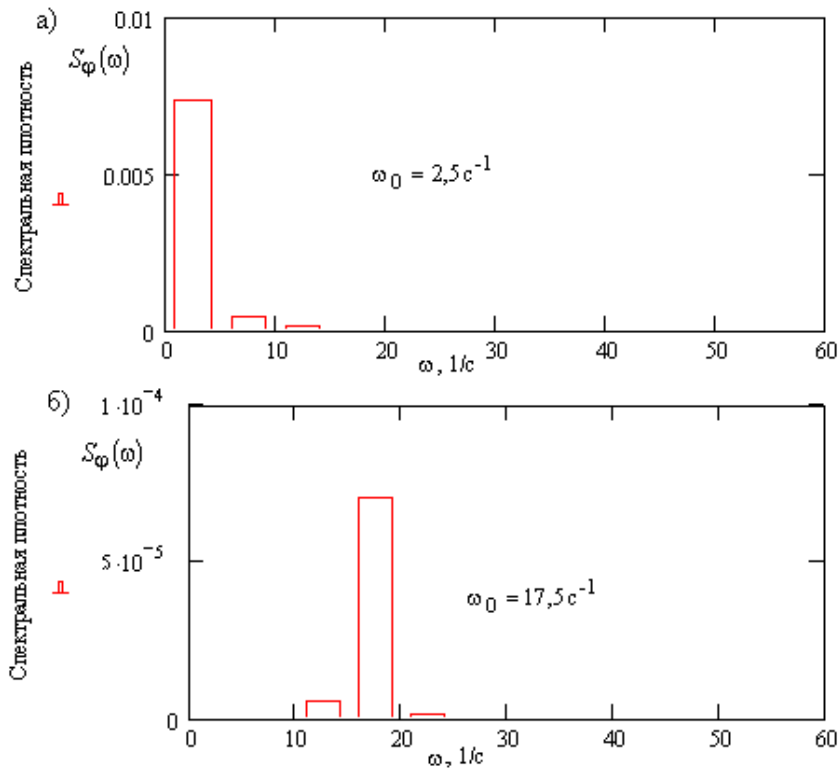


Рис. 4. Выходные спектральные плотности обобщенных координат $S_\varphi(\omega, t)$ при $t=2$ и собственных частотах системы: а – $\omega_0=2,5 c^{-1}$; б – $\omega_0=17,5 c^{-1}$

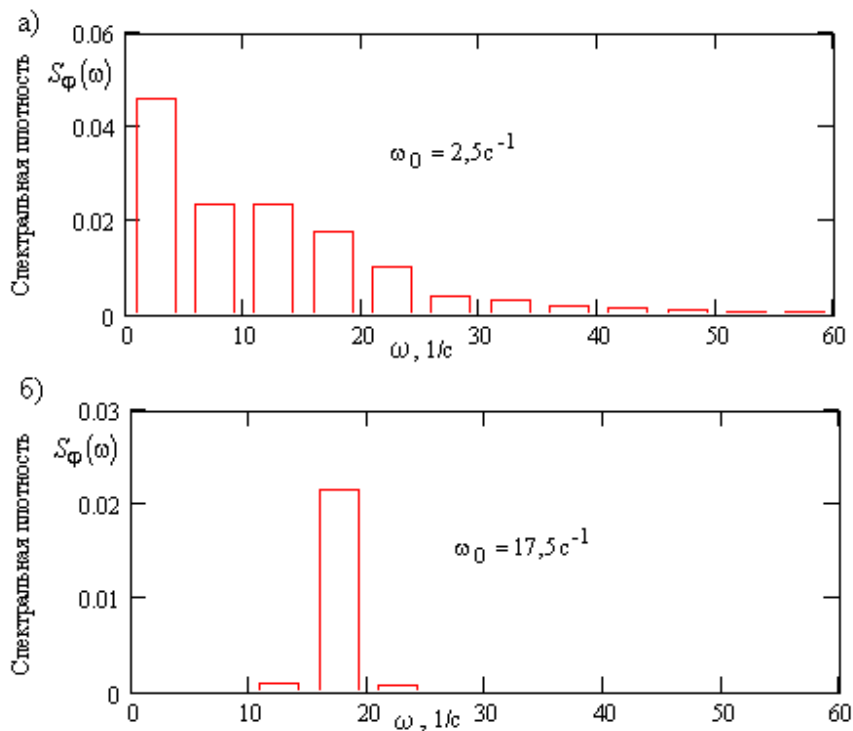


Рис. 5 Спектральные плотности скорости изменения функции обобщенных координат $S_{\dot{\varphi}}(\omega, t)$ при $t = 2$ и собственных частотах системы: а – $\omega_0 = 2,5 c^{-1}$; б) $\omega_0 = 17,5 c^{-1}$

Таблица 2

Интенсивность выбросов функции прогиба

п/п	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
ω_i	2,5	7,5	12,5	17,5	22,5	27,5	32,5	37,5	42,5	47,5	52,5	57,5
$U(\sigma_{\varphi_i}, 2)$	0,40	0,75	1,21	1,66	2,09	2,49	2,84	3,17	3,47	3,76	3,97	4,08
$U(2\sigma_{\varphi_i}, 2)$	0,09	0,16	0,27	0,37	0,47	0,56	0,63	0,71	0,77	0,83	0,88	0,91
$U(3\sigma_{\varphi_i}, 2)$	$7 \cdot 10^{-3}$	0,01	0,02	0,03	0,04	0,04	0,05	0,06	0,06	0,07	0,07	0,08

Таблица 3

Вероятность превышения прогибом уровень a
за время землетрясения $0 \leq \tau \leq 2c$.

п/п	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
ω_i	2,5	7,5	12,5	17,5	22,5	27,5	32,5	37,5	42,5	47,5	52,5	57,5
$P(\varphi_i > \sigma_{\varphi_i})$	0,546	0,776	0,910	0,964	0,985	0,993	0,997	0,998	0,999	0,999	0,999	0,999
$P(\varphi_i > 2\sigma_{\varphi_i})$	0,161	0,284	0,416	0,524	0,607	0,670	0,719	0,757	0,787	0,811	0,830	0,838
$P(\varphi_i > 3\sigma_{\varphi_i})$	0,014	0,027	0,043	0,059	0,074	0,087	0,099	0,110	0,119	0,128	0,135	0,139

Таблица 4

Вероятность превышения прогибом уровень a
за время землетрясения $0 \leq \tau \leq 10\text{с}$

п/п	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
ω_i	2,5	7,5	12,5	17,5	22,5	27,5	32,5	37,5	42,5	47,5	52,5	57,5
$P(\varphi_i > \sigma_{\varphi_i})$	0,912	0,999	0,999	~1	~1	~1	~1	~1	~1	~1	~1	~1
$P(\varphi_i > 2\sigma_{\varphi_i})$	0,418	0,801	0,932	0,976	0,991	0,996	0,998	0,999	~1	~1	~1	~1
$P(\varphi_i > 3\sigma_{\varphi_i})$	0,043	0,124	0,198	0,265	0,322	0,369	0,410	0,442	0,472	0,494	0,537	0,556

Таблица 5

Функция сейсмической опасности территории $H(t)$

$t, \text{лет}$	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
$H(t)$	$1,98 \cdot 10^{-2}$	0,04	0,06	0,077	0,095	0,113	0,131	0,148	0,165	0,181

Полный сейсмический риск равен произведению вероятностей (11) и (12)

$$H_{seism}(a, T) = P(\varphi > a|t)H(T) = \left\{ 1 - \exp \left[- \int_0^t U(a, \tau) \right] \right\} [1 - \exp(-\Lambda T)] \quad (13)$$

и представляет собой вероятность наступления предельного состояния конструкций сооружений в течение срока эксплуатации T_0 . Эта вероятность сопоставляется с некоторой целесообразной вероятностью P^* , которая принимается за расчетную

$$P^* = P(\varphi > a|t)[1 - \exp(-\Lambda T)]. \quad (14)$$

Решив уравнение (14) относительно a , получим формулу для расчетного ускорения, которая включает в себя следующие параметры внешнего воздействия и сооружения: собственную частоту системы, дисперсию перемещения, время воздействия землетрясения, параметр повторяемости Λ , срок службы сооружения и показатель риска P^*

$$a^* = \sigma_\varphi \sqrt{-2 \ln \left[\frac{T_e \cdot \ln(1 - P^*)}{\tau_E} \right]} = n \sigma_\varphi, \quad (15)$$

где τ_E – продолжительность интенсивной фазы землетрясения. Коэффициент безопасности n определяет число стандартов перемещения системы, содержащихся в расчетном ускорении.

Умножив обе части равенства (15) на $\frac{\omega^2}{\sqrt{D}}$, получим аналогичную формулу для коэффициентов динамичности

$$\beta^* = \beta \sqrt{-2 \ln \left[\frac{T_e \cdot \ln(1 - P^*)}{\tau_E} \right]} = n \beta. \quad (16)$$

Требуемый уровень безопасности сооружения $P(\varphi > a^* | t)$, обеспечивающий заданную величину сейсмического риска P^* при нормативном сроке службы T_0 вычисляем, согласно (14) по формуле

$$P(\varphi > a^* | t) = \frac{P^*}{1 - \exp(-\Lambda T_0)}. \quad (17)$$

Так, например, при уровнях полного риска $P^* = 0,1$; $P^* = 0,05$; $P^* = 0,01$ требуемая вероятность отказа сооружения при условии реализации землетрясения интенсивностью 7 баллов с продолжительностью интенсивной фазы $\tau_E = 10$ с составляет, соответственно $P_{\text{тр}0,1} = 0,552$; $P_{\text{тр}0,05} = 0,276$; $P_{\text{тр}0,01} = 0,055$.

На рис. 6 показаны графики коэффициента n , полученные для линейных систем с собственными частотами $\omega_0 \in [0,60] \text{ с}^{-1}$, для 3-х рассматриваемых уровней полного сейсмического риска.

Таким образом, используя зависимости (15) и (16) можно получить величину расчетных ускорений или коэффициентов динамичности с заданным уровнем полного сейсмического риска. В приведенных формулах наиболее трудоемким является вычисление дисперсий и спектральных плотностей случайных функций обобщенных координат.

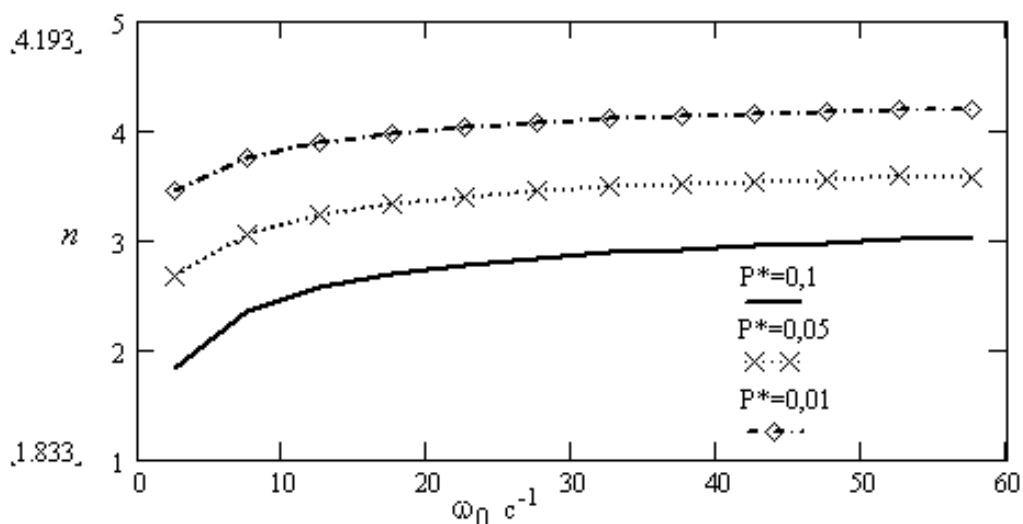


Рис. 6. Коэффициенты безопасности n при заданной вероятности отказа

Выводы

Вычислена формула расчета эффективного периода колебаний для пространственной системы, с упрощенным зависимостям. Вычислены средние значения интенсивности выбросов случайных функций перемещений по высоте модели для назначенных уровней: 1) уровень a_{001} , соответствующий полному сейсмическому риску $P_{seism} = 0,01$ его однократного превышения за 50 лет с частотой повторяемости землетрясения расчетной интенсивности $\Lambda = 0,002 \text{ лет}^{-1}$ и временем реализации землетрясения $0 \leq \tau_E \leq 10 \text{ с}$; 2) уровень $a = \sigma_p$, соответствующий одному стандарту полного перемещения конечно-элементной модели; 3) уровень a_{0005} , соответствующий полному сейсмическому риску $P_{seism} = 0,005$.

К.В. Дружинин, С.Г. Абрамян

ПОДЗЕМНЫЕ ХРАНИЛИЩА ГАЗА В ПОРИСТЫХ ПЛАСТАХ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

В статье показано, как на основе классификации подземных хранилищ можно уточнять применение методов регулирования и аналитического контроля количества газа в пористых пластах разного геологического строения.

Подземные хранилища газа (ПХГ) имеют огромное значение для обеспечения стратегического развития строительного комплекса Нижне-

го Поволжья, а выполнение Национального проекта «Доступное и комфортное жильё – гражданам России» без надежного и бесперебойного газоснабжения вообще не представляется возможным. ПХГ являются важным и необходимым элементом газотранспортной системы, так как они позволяют сгладить негативные последствия неравномерного газопотребления. Если подача газа по магистральным газопроводам производится с практически постоянной скоростью, то потребление газа, а, следовательно, и его дефицит, резко возрастает в холодное время года. Нередки также кратковременные периоды дефицита газа в том или ином газопотребляющем районе вследствие резких заморозков, аварий на газопроводе и других причин. Именно для покрытия таких, кратковременных периодов дефицита газа в газотранспортной системе предназначены так называемые пиковые ПХГ.

Использование подземных хранилищ газа в пористых пластах является одним из основных способов обеспечения надежности газоснабжения, повышения гибкости поставок газа потребителям и эффективности реализации газа внутри страны и за рубежом.

Общее количество газа в пористых пластах подземных хранилищ страны составляет около 30 % от годового уровня потребления и экспорта газа. В общем количестве газа на подземных хранилищах на долю активного объема газа приходится примерно 58 % и на долю буферного объема газа – 42 %.

Подземное хранилище газа в пористом пласте рассматривается как горнотехническое предприятие, предназначенное для закачки, хранения и отбора газа, которое состоит из горного отвода недр, фонда скважин разного назначения и объектов обустройства станции подземного хранения газа. Горный отвод недр включает объект хранения газа с искусственной газовой залежью (возможно несколько объектов хранения с несколькими залежами).

В статье приводится классификация подземных хранилищ газа в пористых пластах, входящих в Единую систему газоснабжения (ЕСГ). Классификация позволяет уточнять особенности применения методов регулирования и аналитического контроля количества газа в пластах разного геологического строения на разных этапах функционирования подземного хранилища в зависимости от его прогнозируемых технологических показателей и занимаемого «положения» в созданной классификации. В основу классификации подземных хранилищ газа положена система критериев и комплекс наиболее важных географических, геологических, технологических и технико-экономических признаков.

В системе подземных хранилищ газа в пористых пластах выделяются группы хранилищ по расположению, функциям и назначению в ЕСГ. Первая, традиционная и наиболее многочисленная, группа представляет

«сеть» подземных хранилищ, находящихся вблизи потребителей в основных регионах газопотребления. Вторая группа включает «цепочки» подземных хранилищ, расположенных вдоль трасс в узловых точках систем протяженных магистральных газопроводов. Третья, нетрадиционная, группа, которую представляют подземные хранилища, находящиеся в районах газодобычи.

В хранилищах первой группы запасы емкости и запасы газа совместно с дополнительными мощностями в транспорте и добыче используются для регулирования аномальной многолетней, сезонной, суточной и часовой неравномерности газопотребления в пределах областей «влияния» подземных хранилищ в системе газоснабжения. Создаваемые на них оперативные и долгосрочные резервы газа предназначены для компенсации и обеспечения чрезвычайных краткосрочных и долгосрочных снижений поставок и повышений спроса на газ.

Запасы газа, создаваемые на подземных хранилищах второй группы, используются для регулирования сезонной и суточной неравномерности транспортировки газа по смежным участкам газопроводов, на «границе» которых они находятся. Резервы газа на этих хранилищах применяются для компенсации снижения расходов газа вследствие аварийного снижения пропускной способности участков газопроводов, находящихся непосредственно перед каждым хранилищем.

Запасы и резервы газа на подземных хранилищах третьей группы используются для регулирования неравномерности и компенсации чрезвычайного снижения собственно добычи газа на промыслах газодобывающих районов.

В классификации по объектам хранения, их горно-геологическим условиям и особенностям геологического строения рассматриваются следующие виды подземных хранилищ газа - хранилища в водоносных пластах, сооружаемые на базе пластов-коллекторов водоносных горизонтов, и подземные хранилища в газовых месторождениях, сооружаемые на базе истощенных, частично выработанных и неразрабатываемых природных газовых залежей.

Выделяются базисные, пиковые и газгольдерные типы подземных хранилищ по основным технологическим режимам по производительности закачки и отбора газа на наиболее важном этапе их циклической эксплуатации. Базисный тип хранилищ характеризуется технологическим режимом циклической эксплуатации в сезонах с небольшими отклонениями (увеличением или уменьшением в пределах 10–15%) суточной производительности закачки и отбора активного газа от ее среднемесячных значений. К пиковому типу относятся хранилища, для которых технологический режим циклической эксплуатации в сезонах характеризуется значительными приростами (свыше 10–15%) суточной производи-

тельности закачки и отбора в течение нескольких суток относительно ее среднемесячных значений. Газгольдерный (мультициклический) тип хранилищ отличается технологическим режимом циклической эксплуатации в сезонах закачки и отбора газа со сменами направления в течение нескольких суток суточной производительности относительно ее среднемесячных значений (закачка-отбор-закачка или отбор-закачка-отбор).

Показано, что в ЕСГ подземные хранилища газа в водоносных пластах и газовых месторождениях используются как многофункциональные объекты. Они обеспечивают регулирование нескольких видов неравномерности и резервирование потребления, транспортировки и добычи газа. В результате «наложения» нескольких составляющих технологический режим эксплуатации таких подземных хранилищ оказывается «смешанным», а сами подземные хранилища относятся к базисно-пиковому, базисно-газгольдерному или пиково-газгольдерному типу.

Активный газ подземного хранилища может включать следующие составляющие: многолетние запасы емкости и запасы газа, сезонные запасы газа, суточные запасы газа, оперативный резерв газа, долгосрочный резерв газа. На подземных хранилищах, сооружаемых в водоносных пластах, буферный газ состоит только из закачанного в объект хранения буферного газа. На подземных хранилищах, сооружаемых в газовых месторождениях, буферный газ может состоять из закачанного в объект хранения буферного газа, а также остаточных рентабельно извлекаемых запасов газа частично выработанного или неразрабатываемого месторождения.

На основе классификации подземных хранилищ можно уточнять применение методов регулирования и аналитического контроля количества газа в пористых пластах разного геологического строения.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Левыкин Е.В.* Влияние объема порового пространства выработанной залежи на технико-экономические показатели газохранилища.
2. *Левыкин Е.В., Михайловский А.А., Солдаткин Г.И.* // Транспорт и хранение газа. ВНИИГазпром, 1979. №5. — С. 27–37.
3. *Михайловский А.А.* Особенности применения метода изменения пластового давления для газовых залежей ПХГ, приуроченных к низкопроницаемым неоднородным коллекторам.
4. *Михайловский А.А.* Технология и техника создания подземных хранилищ газа в пористых средах. М.: ВНИИГАЗ, 1987. — С. 29–37.

С.Л. Иванова, Т.М. Бочкарева

СЕЙСМИЧЕСКИ УСТОЙЧИВЫЙ КАРКАС

Пермский государственный политехнический университет

Представлен анализ актуальности, области применения и методов испытания современных систем конструкций безригельного каркаса здания.

Самое важное и главное в строительстве — это качество и безопасность возводимых зданий и сооружений. На разрушение зданий влияют природные катаклизмы, одним из самых опасных и непредсказуемых природных явлений является землетрясение.

Главная задача строительства – возведение таких конструкций, которые устояли бы при сильных колебаниях поверхности земли без серьезных повреждений.

Система конструкций безригельного каркаса – единственная домостроительная система в стране, которая прошла испытания на сейсмическую устойчивость. Пространственная жесткость обеспечивается жестким соединением плит перекрытий с колоннами и колонн между собой в уровне каждого этажа. Для повышения жесткости системы применяются связи и диафрагмы. Преимуществами этой системы относительно других систем является, во-первых, многообразие объемно-планировочных и архитектурных решений, во-вторых, высокая скорость строительства за счет сбора каркаса из элементов заводского производства. В-третьих, минимальное количество сварных стыков и, соответственно, снижение трудоемкости. Основным преимуществом является надежность и безопасность. Система рассчитана на возведение зданий и сооружений высотой до 75 м, 25 этажей в обычных условиях строительства, до 12 этажей в районах с сейсмичностью до 9 баллов.

Для оценки и подтверждения пригодности системы в сейсмических районах были проведены испытания в г. Перми с 22 по 29 августа 2008 г. на базе завода «Куб-стройкомплекс». Для определения устойчивости фрагменты подвергаются статическим и динамическим нагрузкам. Суть статических – имитация смещения здания, динамических – имитация колебаний. Динамические нагрузки являются определяющими, так как во время землетрясений основное разрушительное воздействие вызывают колебания поверхности земли.

Для проведения эксперимента возведены два трехэтажных фрагмента здания на основе системы КБК, расположенных на одной фундаментной плите. Фрагменты имеют типовое планировочное решение с размерами в плане 6х15 метров и обладают различной жесткостью в горизонтальном направлении. В первом фрагменте горизонтальные усилия воспринимались железобетонными связями, во втором – путем устройства диафрагм жесткости.

Целями испытаний является: исследование работы узлов соединений колонн между собой и с плоским безригельным перекрытием на статическую и динамическую нагрузки, сравнение прочностных характеристик фрагментов с диафрагмами жесткости и с железобетонными связями жесткости. Получение рекомендаций для совершенствования системы. Испытания проводились на основе стандартной системы.

Схема статических испытаний предусматривает нагружение каркаса в вертикальной и горизонтальной плоскости. Для создания усилий в вертикальной плоскости на перекрытие были уложены мешки с песком. Горизонтальные усилия создаются гидравлическими домкратами, расположенными в уровнях второго и третьего этажа перекрытий. Нарастание нагрузки велось пошагово до появления повреждений не превышающий второй степени, отнесенных к умеренным повреждениям. После каждого этапа испытаний определялись изменения параметров конструкций путем возбуждения свободных колебаний.

Вторым этапом эксперимента являются динамические испытания. Колебания конструкций вызваны вибрационной машиной ВИД-12У. Испытания проводились циклично с различными амплитудами и частотой.

В ходе испытаний выявлено, что конструктивные элементы – колонны, связевые диафрагмы обеспечили восприятие сейсмической нагрузки 8–9 баллов. Первоочередные повреждения произошли в местах соединения железобетонных связей с перекрытием. Разрушение стыков соединений колонн с перекрытием и перекрытий между собой происходило в последнюю очередь, разрушения распространялись по телу плит. Характер таких повреждений указывает на благоприятное поведение стыковых соединений при нагрузках, моделирующих сейсмические. Общую устойчивость фрагменты не потеряли.

В результате анализа повреждений в системе были разработаны узлы, для восприятия сейсмических воздействий. Разработаны узлы сопряжения железобетонной раскосных связей с колонной. Крепление производится не только к колоннам, но и к верхней грани панелей перекрытия. Изменен армокаркас в колоннах для сейсмических районов. В подпорной и надпорной зонах колонн увеличен шаг хомутов армокаркаса. Марка бетона при строительстве в сейсмических районах на класс выше.

Система конструкций безригелевого каркаса является сейсмически устойчивой, что подтверждено натурными испытаниями, экономичной, надежной и безопасной системой.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. «Заключение по вопросам применения строительной системы «КБК» на основе конструкций безригельного каркаса при строительстве в сейсмических районах РФ».
2. www.k-b-k.ru.
3. www.kbk-ural.ru.

С.Ю. Калашников, О.К. Казначеева, О.А. Бурцева, Е.А. Бобина

АЛГОРИТМЫ ОПТИМАЛЬНОГО ОЦЕНИВАНИЯ СОСТОЯНИЯ И ВНЕШНИХ ВОЗДЕЙСТВИЙ НАБЛЮДАЕМЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет,
Южно-Российский государственный технический университет
(Новочеркасский политехнический институт)

Приведены алгоритмы оптимального оценивания напряженно-деформированного состояния и внешнего воздействия наблюдаемых конструкций. При формировании алгоритмов использована теория вариационного исчисления. Получены матричные линейные разрешающие уравнения. Приведен пример расчета рамной конструкции.

На протяжении многих десятилетий проблема оценивания была и остается предметом исследований многих ученых (К.Ф. Гаусс, Н. Винер, А.Н. Колмогоров и др.) [1, 2]. Характерные постановки математических задач теории оценивания были продиктованы запросами реальной жизни, а реализация процедур оценивания приводили к усовершенствованию их алгоритмов.

Значительным событием было открытие в 60-е годы алгоритма оценивания Калмана-Бьюси. Его особенностью является то, что нет необходимости помнить всю предшествующую информацию о системе. Будущее состояние системы определяется только ее текущей оценкой и вновь поступившей информацией. Алгоритм Калмана-Бьюси прост и эффективен и сразу нашел многочисленные применения в практических задачах, связанных с оцениванием состояний объектов. Недостатком этого алгоритма оценивания является решение многомерного матричного нелинейного уравнения Риккати.

В настоящей статье к проблеме оценивания предложено использовать теорию вариационного исчисления, что позволяет получить разрешающие уравнения в виде матричных линейных уравнений.

Уравнение наблюдаемой конструкции, записанное в нормальной форме Коши, имеет вид:

$$\vec{\dot{Q}} = A\vec{Q} + B_F\vec{F}, \quad \vec{Q} \in R^n. \quad (1)$$

Здесь \vec{Q} – вектор переменных состояний конструкции; A , B_F – матрицы, характеризующие объект и распределение внешнего воздействия по нему. В общем случае это переменные матрицы, не зависящие от \vec{Q} .

Считаем, что переменные $\vec{Q}(t)$ доступны косвенному измерению средствами наблюдения, причем сигналы $\vec{Z}(t)$ связаны с вектором состояния конструкции $\vec{Q}(t)$ соотношением

$$\vec{Z} = C\vec{Q}, \quad \vec{Z} \in R^m, \quad m < n, \quad (2)$$

где C – заданная матрица «состава измерений».

Требуется определить оценку $\vec{Q}(t)$ вектора состояний по единственной достоверной информации $\vec{Z}(t)$ – действительным показаниям датчиков СИ. В общем случае возникает необходимость оценивания и вектора возмущений $\vec{F}(t)$.

В дальнейшем полагаем, что конструкция наблюдаема в смысле Калмана [3]. Так, если A, C – постоянные матрицы, должно выполняться равенство:

$$\rho \left(C^m \mid A^m C^m \mid (A^m)^2 C^m \quad \dots \quad (A^m)^{n-1} C^m \right) = n,$$

где ρ – символ операции определения ранга матрицы.

Алгоритм оптимального оценивания наблюдаемых конструкций (общий подход)

Рассматриваем задачу об оптимальном оценивании состояний объекта (1) при наличии системы наблюдения (2).

Критерий качества оценивания представляем в виде

$$\Phi = \int_{t_0}^{t_1} \left[(\vec{Z}_\partial - C\vec{Q})^m V_1 (\vec{Z}_\partial - C\vec{Q}) + \vec{F}^m V_F \vec{F} \right] dt + (\vec{Z}_\partial - C\vec{Q})^m V_2 (\vec{Z}_\partial - C\vec{Q}) \Big|_{t_1}, \quad (3)$$

где \vec{Z}_∂ – действительные показания датчиков системы измерения; V_1, V_F, V_2 – заданные симметричные определенно положительные матрицы весовых коэффициентов.

Ставится задача о нахождении оценок переменных $\vec{Q}(t)$ и усилий $\vec{F}(t)$, доставляющих минимум функционалу (3).

Выражение (3) преобразуем к виду:

$$\Phi = \int_{t_0}^{t_1} \left\{ \frac{d}{dt} \left[(\vec{Z}_\partial - C\vec{Q})^m V_2 (\vec{Z}_\partial - C\vec{Q}) \right] + (\vec{Z}_\partial - C\vec{Q})^m V_1 (\vec{Z}_\partial - C\vec{Q}) + \vec{F}^m V_F \vec{F} \right\} dt + (\vec{Z}_\partial - C\vec{Q})^m V_2 (\vec{Z}_\partial - C\vec{Q}) \Big|_{t_0}$$

и введем функцию

$$\begin{aligned} \Psi = & (\bar{Z}_\partial - C\bar{Q})^m V_1(\bar{Z}_\partial - C\bar{Q}) + \bar{F}^m V_F \bar{F} + \\ & + \frac{d}{dt} \left[(\bar{Z}_\partial - C\bar{Q})^m V_2(\bar{Z}_\partial - C\bar{Q}) + \bar{F}^m V_F \bar{F} \right] + 2\bar{L}^m (\bar{Q} - A\bar{Q} - B_F \bar{F}), \end{aligned} \quad (5)$$

где $\bar{L}^m(t)$ – вектор «неопределенных множителей» Лагранжа.

Условия достижения минимума критерия (5) записываем в форме уравнений Эйлера:

$$\frac{\partial \Psi}{\partial \bar{F}} = 0, \quad \frac{d}{dt} \left(\frac{\partial \Psi}{\partial \dot{\bar{Q}}} \right) - \frac{\partial \Psi}{\partial \bar{Q}} = 0. \quad (6)$$

Из первого условия (6) следует

$$\bar{F} = V_F^{-1} B_F \bar{L} := \bar{F}_{onm}, \quad (7)$$

из второго, получаем

$$\bar{L} + A^m C + C^m V_1 (\bar{Z}_\partial - C\bar{Q}) = 0. \quad (8)$$

Уравнения (7) и (8) достаточны для отыскания оценок переменных $\bar{Q}(t)$ и $\bar{F}(t)$ при заданных $\bar{Z}_\partial(t)$.

В зависимости от вида задачи уравнения (7) и (8) должны быть решены с учетом различных граничных условий.

Если известно начальное состояние системы, решаем задачу Коши при условиях:

$$\bar{Q}(t) \Big|_{t_0} = \bar{Q}(t_0), \quad B_F^m \bar{L}(t) \Big|_{t_0} = V_F \bar{F}(t_0).$$

Если заданы значения t_0 и t_1 , но неизвестны начальное и конечное состояния системы, исходим из условия

$$\delta \Phi = -2\delta \bar{Q}^m C V_2 (\bar{Z}_\partial - C\bar{Q}) \Big|_{t_0} + \delta \bar{Q}^m \left(\frac{\partial \Psi}{\partial \bar{Q}} \right)^m \Big|_{t_0}^{t_1} = 0,$$

где отбрасываем интегральное слагаемое вариации функционала (3), равное нулю. Отсюда, в силу произвольности вариации $\delta \bar{Q}$, получаем

$$\left| C^m V_2 (\bar{Z}_\partial - C\bar{Q}) + \left(\frac{\partial \Psi}{\partial \bar{Q}} \right) \right|_{t_0} = 0, \quad \left(\frac{\partial \Psi}{\partial \bar{Q}} \right)^m \Big|_{t_1} = 0,$$

откуда следует:

$$\vec{L}(t) = 0, \quad \left| c^m v_2 (\vec{Z}_\partial - c\vec{Q}) - \vec{L} \right|_{t_1} = 0.$$

Алгоритм оценивания напряженно-деформированного состояния и внешнего воздействия в статическом случае

Пусть информация о геометрии конструкции, физико-механических воздействиях материалов и данные СИ представлены достаточно корректно, а сведения о внешней нагрузке весьма приближены. Тогда полагаем

$$\vec{F} = \vec{F}_0 + \Delta\vec{F},$$

где \vec{F}_0 – предполагаемое значение внешних сил.

Математическую модель наблюдаемой конструкции и системы измерения (СИ) представляем в виде

$$H\vec{Q} = B_F(\vec{F}_0 \pm \Delta\vec{F}), \quad \vec{Z} = C\vec{Q}, \quad (9)$$

где H – матрица жесткости; $\vec{Q}, \vec{F}_0, \Delta\vec{F}$ – векторы обобщенных координат конструкции, внешних воздействий и поправок к внешним воздействиям; \vec{Z} – вектор расчетных значений сигналов СИ. Размерности n_j векторов $\vec{F}_0, \Delta\vec{F}, \vec{Z}$ полагаем значительно меньшими размерности n_Q вектора \vec{Q} ; C – постоянная $(m \times n_Q)$ – матрица, компоненты которой зависят от параметров СИ, размещения, типа и числа датчиков СИ.

Полагаем, что СИ обеспечивает достаточную наблюдаемость конструкции, причем

$$\rho = \left[c^m \mid Hc^m \mid H^2c^m \quad \dots \quad H^{n_Q-1}c^m \right] = n_Q.$$

Оптимальные оценки (неизвестные $\vec{Q}, \Delta\vec{F}$) определяем из условия достижения минимума целевой функции

$$2\psi = (\vec{Z}_\partial - c\vec{Q})^m v_1 (\vec{Z}_\partial - c\vec{Q}) + \Delta\vec{F}^m v_2 \Delta\vec{F} + \vec{L}^m (H\vec{Q} - B_F\vec{F}_0 \mp B_F\Delta\vec{F}) \rightarrow \min. \quad (10)$$

Здесь \vec{Z}_∂ – действительные показания датчиков СИ; V_1, V_2 – симметричные определенно положительные матрицы весовых коэффициентов; \vec{L} – вектор «неопределенных множителей» Лагранжа.

Условие минимума выражения (10) составляем по методу Эйлера-Лагранжа

$$\frac{\partial \Psi}{\partial \vec{Q}} = 0, \quad \frac{\partial \Psi}{\partial \Delta \vec{F}} = 0. \quad (11)$$

В результате вычисления производных по вектору получаем систему алгебраических уравнений для нахождения векторов \vec{Q} , $\Delta \vec{F}$ и \vec{L} :

$$\begin{aligned} H\vec{Q} - B_F V_2^{-1} B_F^m \vec{L} &= B_F \vec{F}_0, \\ C^m V_1 C \vec{Q} + H^m \vec{L} &= C^m V_1 \vec{Z}_\partial, \\ \Delta \vec{F} &= -B_F V_2^{-1} B_F^m \vec{L}. \end{aligned} \quad (12)$$

В выражениях (12) избавляясь от матричной переменной \vec{L} , получим

$$\left[\begin{array}{c|c} H & \pm B_F \\ \hline V_2^{-1} B_F^m H^{-1} C^m V_1 C & E \end{array} \right] \begin{bmatrix} \vec{Q} \\ \Delta \vec{F} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} B_F \vec{F}_0 \\ V_2^{-1} B_F^m H^{-1} C^m V_1 \vec{Z}_\partial \end{bmatrix}, \quad (13)$$

где E – единичная матрица.

Проблема «выравнивания» размерностей и величин коэффициентов целевой функции может быть решена путем нормирования величин и переходом к безразмерным параметрам \vec{Q} , \vec{F}_0 , H , \vec{Z} , C .

Основные этапы расчета при безразмерном и нормированном критерии качества следующие.

1. Предварительный расчёт конструкции с целью нахождения исходных значений обобщенных координат \vec{Q}_0 и показаний СИ \vec{Z}_∂

$$H\vec{Q}_0 = \vec{F}_0, \quad \vec{Z}_\partial = C\vec{Q}_0.$$

2. Вычисление нормирующих множителей:

$$|q_0| = \frac{1}{n} \sqrt{\vec{q}^m \vec{q}}, \quad |f_0| = \frac{1}{n} \sqrt{\vec{f}_0^m \vec{f}_0}, \quad |z_0| = \frac{1}{\nu} \sqrt{\vec{z}_\partial^m \vec{z}_\partial},$$

где $\vec{q} = L^{-1} \vec{Q}_0$, $\vec{f}_0 = B_F \vec{F}_0$, $L = \text{diag}[\dots \quad l \quad \dots \quad 1]$ – диагональная матрица, элементами которой являются параметр длины l в клетках отвечающих линейным перемещениям и единицы, в клетках, отвечающих угловым перемещениям.

3. Вычисление безразмерных и нормированных величин

$$h = \frac{1}{L_0 F_0} \sqrt{L^m H L}, \quad \vec{f} = \frac{1}{F_0 \cdot |f_0|} B_F \vec{F}_0, \quad \vec{q} = \frac{1}{|q_0|} L^{-1} \vec{Q}_0, \quad \vec{z} = \frac{1}{|z_0|} \vec{Z}_\partial,$$

где L_0 , F_0 – некоторые числа.

Эффективность и апробация предложенной методики расчета внешних воздействий выполнена на примере рамной конструкции с помощью программы MathCAD.

Апробация алгоритма оптимального оценивания состояний наблюдаемых конструкций

Особенности подготовки исходной информации и проверку эффективности алгоритма оптимального оценивания выполним на примере рамы, изображенной на рис. 1, а.

Полагаем, что стойка рамы выполнена из двух швеллеров №22 ($I_{xc} = 2 \cdot 2110 = 4220 \text{ см}^4$; $A_c = 2 \times 26,7 = 53,4 \text{ см}^2$; $W_{xc} = 2 \cdot 192 = 384 \text{ см}^3$), а ригель из двух швеллеров №27 ($I_{xp} = 2 \cdot 4160 = 8320 \text{ см}^4$; $A_p = 2 \cdot 35,2 = 70,4 \text{ см}^2$; $W_{xp} = 2 \cdot 308 = 616 \text{ см}^3$), длина ригеля равна длине стоек $L_p = L_c = 6 \text{ м}$.

Тензодатчики (ТД1, ТД2) системы измерения устанавливаем в наиболее удаленных от нейтральной оси точках параллельно осям соответствующих элементов. Основная система метода перемещений представлена на рис. 1, б.

На рис. 2. показаны эпюры изгибающих моментов от единичных кинематических воздействий.

На основании единичных эпюр формируем матрицу жесткости конструкции

$$H = \begin{bmatrix} 11,9i & 3,94i & -i \\ 3,94i & 11,9i & -i \\ -i & -i & 0,67i \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 16,7 & 5,54 & -1,41 \\ 5,54 & 16,7 & -1,41 \\ -1,41 & -1,41 & 0,938 \end{bmatrix},$$

где

$$i = i_c = \frac{E_c I_{xc}}{L_c} = \frac{2 \cdot 10^5 \cdot 4220 \cdot 10^{-8}}{6} = 1,407 \text{ МН} \times \text{м}.$$

погонная жесткость стойки рамы.

Как видно из рис. 1, б число неизвестных метода перемещения равно 3. С целью уменьшения размерности задачи и учета информации о нагрузке составляем матрицу

$$B_F = [0 \quad 0 \quad 1]^m.$$

Матрицу преобразования сигналов СИ формируем на основании выражения

$$C = k_m \cdot D_{k \times k} \cdot R_{m \times n}.$$

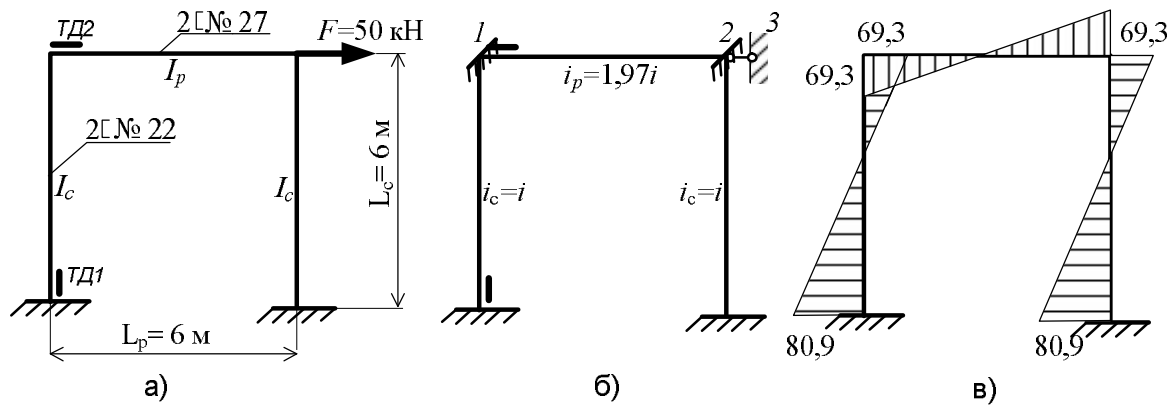


Рис. 1. Заданная (а) и основная (б) системы метода перемещений рамы со схемой размещения тензодатчиков и результирующая (в) эпюра моментов

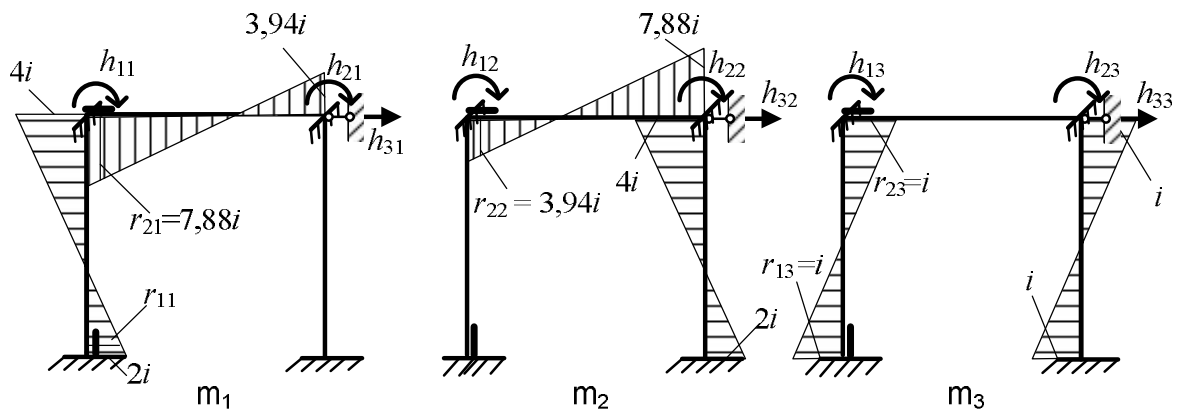


Рис. 2. Единичные эпюры моментов

Здесь k_T – коэффициент тензочувствительности (усиления); n – степень кинематической неопределенности; m – число датчиков СИ; $D = \text{diag}[d_1 \ d_2 \ \dots \ d_k]$ – диагональная матрица, коэффициенты которой зависят от направления, расстояния датчиков СИ до нейтрального слоя и жесткости элемента;

$$R = \begin{bmatrix} r_{11} & r_{12} & \dots & r_{1n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ r_{m1} & r_{m2} & \dots & r_{mn} \end{bmatrix},$$

r_{ij} – ординаты единичной эпюры m_j в «точке» установки датчика i .

Так, для рассматриваемой рамы «действительные» значения сигналов датчиков СИ

$$z_{\partial 1} = k_m \varepsilon_1 = k_m \frac{M_1 y_1}{E I_{x1}} = k_m d_1 M_1; \quad z_{\partial 2} = k_m \varepsilon_2 = k_m d_2 M_2.$$

Здесь M_1 и M_2 – ординаты результирующей эпюры моментов в «точках» установки датчиков; Y_1 и Y_2 – расстояния от тензодатчиков до нейтрального слоя; EI_1 , EI_2 – жесткости элементов.

Тогда

$$d_1 = \frac{11 \cdot 10^{-2}}{2 \cdot 10^5 \cdot 4220 \cdot 10^{-8}} = 0,0130 \frac{1}{\text{МН} \cdot \text{м}},$$

$$d_2 = \frac{13,5 \cdot 10^{-2}}{2 \cdot 10^5 \cdot 8320 \cdot 10^{-8}} = 0,00811 \frac{1}{\text{МН} \cdot \text{м}},$$

$$D = \text{diag}[0,013 \quad 0,00811].$$

Матрицу R формируем, используя единичные эпюры

$$R = \begin{bmatrix} 2i & 0 & -i \\ -7,88i & -3,94i & 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2,814 & 0 & -1,407 \\ -11,09 & -5,544 & 0 \end{bmatrix}.$$

Тогда при $k_m = 1$, имеем

$$C = k_m \cdot D \cdot R = \begin{bmatrix} 0,0366 & 0 & -0,0183 \\ -0,0892 & -0,0450 & 0 \end{bmatrix}.$$

С целью апробации алгоритма оптимального оценивания в качестве действительных показаний СИ (при $k_m = 1$) принимаем расчетные значения деформаций ε_1 и ε_2 в точках предполагаемой установки тензорезисторов, полученные на основании результирующей эпюры моментов (рис. 2, в):

$$z_1 = k_m \varepsilon_1 = k_m d_1 M_1 = 1 \cdot 0,013 \cdot (-0,0811) = -1,05 \cdot 10^{-3};$$

$$z_2 = k_m \varepsilon_2 = k_m d_2 M_2 = 1 \cdot 0,00811 \cdot 0,0693 = 0,561 \cdot 10^{-3}.$$

Вектор «действительных» показаний СИ имеет вид

$$\bar{Z}_0 = [-0,00105 \quad 0,000561]^m.$$

Выполнена оценка НДС и внешних воздействий для двух случаев:

а) при нагрузке $F_0 = 50$ кН соответствующей расчетным значениям деформаций ε_1 и ε_2 ;

б) при нагрузке $F_0 = 25$ кН, т.е. отличающейся от действительной на 50%.

Результаты оценивания

Размерный алгоритм			Безразмерный алгоритм		
F_0	ΔF	$(Q_F - Q_{F_0+\Delta F}) \cdot 100\%$	F_0	ΔF	$(Q_F - Q_{F_0+\Delta F}) \cdot 100\%$
МН		%	МН		%
0,05	$7,8 \cdot 10^{-5}$	0,1	0,05	$4 \cdot 10^{-6}$	0,06
0,025	0,024	0,4	0,025	0,025	0,17

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Калман Р., Бьюси Р. Новые результаты в линейной фильтрации и теории предсказания // Техн. механика. Сер. Д. 1961. Т. 83, № 1.
2. Браммер К., Зиффлинг Г. Фильтр Калмана–Бьюси. М.: Наука, 1982. — 199 с.
3. Кабельков А.Н., Казначеева О.К. Алгоритмы экспериментально-теоретического оценивания характеристик некоторых полимерных материалов // Современные проблемы механики сплошной среды : материалы междунар. конф. Ростов н/Д: ЮФУ, 2010. — С. 46–49.
4. Воронов А.П. Введение в динамику сложных управляемых систем. М.: Наука, 1985. — 352 с.

Д.П. Клочков, О.В. Бурлаченко

**ПОВЫШЕНИЕ ИЗНОСОСТОЙКОСТИ ДЕТАЛЕЙ
СТРОИТЕЛЬНЫХ МАШИН НА ОСНОВЕ ВЫБОРА РАЦИОНАЛЬНЫХ
РЕЖИМОВ ПОВЕРХНОСТНОЙ ОБРАБОТКИ**

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Рассмотрен основная проблема выхода из строя деталей строительных машин и механизмов. Представлен способ металлообработки, позволяющий увеличить ресурс деталей строительных машин. Представлен математический аппарат, позволяющий выявить наиболее рациональный режим обработки.

Известно, что основной причиной выхода из строя деталей строительных машин и оборудования является преждевременный износ рабочих поверхностей. В связи с этим получение поверхностей трения с заданной микроструктурой является одним из приоритетных направлений машиностроительной отрасли, занятой производством строительной техники.

При обработке металлических поверхностей трения одним из основных показателей, характеризующих ее эффективность, является интенсивность изнашивания обработанной поверхности при трении о контртело.

При этом, очевидно, что снижение интенсивности изнашивания достигается за счет изменения геометрических, а также физико-механических характеристик поверхности. При использовании методов поверхностного пластического деформирования (ППД) совместно с частицами легирующего вещества и ультразвукового поля происходит сглаживание вершин микровыступов, а также насыщение поверхности частицами легирующего вещества. В результате чего происходит увеличение относительной опорной поверхности. Известно, что величина относительной опорной поверхности является одной из основных величин, определяющих эффективность процесса металлообработки. Так после шлифования величина относительной опорной поверхности варьируется в пределах 0,45–0,5, в то время, как после процесса обработки, основанного на ППД она составляет 0,55–0,6. Можно сделать вывод, что металлические поверхности, обработанные методами ППД должны обладать большой износостойкостью. При этом нужно отметить важность выбора рационального режима ППД, так как разное сочетание факторов обработки может приводить к разным геометрическим и физико-механическим характеристикам поверхности трения, а значит, к разному значению интенсивности изнашивания. Для решения данной задачи необходимо построение аналитического аппарата, позволяющего выявить основные факторы процесса обработки, а также эмпирические зависимости для подтверждения или опровержения математического аппарата.

Разработанная автором математическая модель позволяет определить изменение площади обрабатываемой поверхности в момент удара по ней металлической дроби, и следовательно, интенсивность изнашивания.

Площадь части сферы (дроби), вдавленную в металлическую поверхность образца можно определить по формуле:

$$S_{п.д.} = 2\pi \cdot R \cdot h_{max}, \quad (1)$$

где R – диаметр металлической дроби, h_{max} – максимальная глубина проникновения металлического шарика в поверхность образца:

$$h_{max} \leq \sqrt{\frac{4\pi\rho R^3 v_0^2}{3\sigma S_1} + \frac{S_0^2}{S_1^2} - \frac{S_0}{S_1}}, \quad (2)$$

где σ – предел текучести материала металлического образца; ρ – плотность металлического шарика; R – диаметр металлического шарика; v_0 – скорость металлического шарика в момент удара; S_0 , S_1 , S_2 – коэффициенты функции опорной длины.

При этом, интенсивность изнашивания J определяется как скорость накопления повреждений, приводящих к разрушению локального объема ΔV , содержащего сферические частицы твердой фазы, в пределах единицы номинальной поверхности на единичном пути трения:

$$J = \frac{\Delta V}{A \cdot L}, \quad (3)$$

где A – площадь контакта поверхностей трения; L – путь трения.

Данный математический аппарат процесса ППД металлических поверхностей с использованием частиц легирующего вещества и энергии ультразвукового поля, обладает определенной погрешностью, так как процесс обработки носит вероятностный характер (невозможно точно определить силу удара металлического шарика по металлической поверхности, количество частиц легирующего вещества под шариком в момент удара и т. д.). Поэтому для подтверждения математического моделирования процесса ППД с использованием частиц легирующего вещества и энергии ультразвукового поля были созданы эмпирические зависимости, которые позволяют выявить наиболее рациональный режим ППД.

С целью выбора параметров технологического процесса обработки осуществляли трехфакторный эксперимент на двух уровнях. Для каждого фактора первым уровнем было минимальное его значение, а на втором уровне максимальное значение. Для проведения экспериментального исследования была разработана матрица планирования эксперимента.

При этом материалом испытуемых образцов была сталь марки 40Х, с чистотой обработки $R_a = 0,63$ мкм.

Испытания обработанных и необработанных образцов проводили на машине трения СМТ-1 по схеме «диск–колодка». Взвешивание обработанных и необработанных образцов проводили на электронных весах DL-300. По потере массы образцов определяли наиболее эффективный режим обработки.

При исследовании влияния управляемых факторов на износостойкость поверхностей трения использовали регрессионный анализ как метода статистической обработки экспериментальных данных.

Использовали полиномиальную модель процесса в виде модели первой степени, которая с достаточной точностью описывает влияние факторов обработки на получаемый результат:

$$y = b_0 + b_1 \cdot x_1 + b_2 \cdot x_2 + b_3 \cdot x_3, \quad (4)$$

где $y = \ln I$; b_i – свободный член, учитывающий влияние постоянных погрешностей на протекание процесса; x_i – нормированное значение управляемого фактора.

В результате обработки полученных экспериментальных данных определяли коэффициенты регрессии для образцов с разной чистотой обработки. Полученные значения коэффициентов регрессии позволили определить значимость каждого из факторов обработки на износостойкость поверхностей трения.

Для образцов с чистотой обработки $R_a = 0,63$ мкм:

$$y = -2,4 - 0,0768 \cdot x_1 + 0,0078 \cdot x_2 - 0,0205 \cdot x_3. \quad (5)$$

Величина износа определенная по этим эмпирическим зависимостям имеет расхождение с теоретическими данными не более 10%, что свидетельствует о достаточном уровне точности разработанной математической модели. Таким образом, данный аналитический аппарат позволяют определить интенсивность изнашивания поверхностей трения образцов, обработанных при разных режимах обработки, и тем самым выявить наиболее рациональный режим обработки.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Бурлаченко О.В., Сердобинцев Ю.П., Схиртладзе А.Г. «Повышения качества функционирования технологического оборудования» Старый Оскол, издательство ТНТ, 2010. — 412 с.

М.С. Ломовцев, А.В. Заволженский

РЕАЛИЗАЦИЯ ПРОГРАММ МАЛОЭТАЖНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА В ВОЛГОГРАДСКОЙ ОБЛАСТИ НА ОСНОВЕ ФУНКЦИОНИРОВАНИЯ ГОРИЗОНТАЛЬНО ИНТЕГРИРОВАННЫХ СТРУКТУР

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет,
ФГУ «Земельная кадастровая палата» по Волгоградской области

Рассмотрены проблемы сферы жилищного строительства, обоснована необходимость создания эффективных и устойчивых организационных и финансовых механизмов государственно-частного партнерства для обеспечения земельных участков под строительство инженерной, социальной и дорожной инфраструктурами, а также последующей реализации проектов малоэтажного строительства до конечной стадии на основе создания горизонтально-интегрированных структур в форме корпораций развития территорий.

Одной из основных проблем в сфере жилищного строительства на современном этапе стало существенное превышение спроса на жилье над его предложением. Стоит отметить, что равновесие достигается не за счет ввода в эксплуатацию нового жилья, а за счет динамичного повышения цен, что в конечном итоге снижает и без того низкий инвестиционный по-

тенциал населения на рынке жилья. Единственно возможным и приемлемым направлением исправления сложившейся ситуации является разработка и реализация комплекса мер, направленных на увеличение предложения на рынке жилья. Одним из приоритетных направлений решения этой задачи является развитие малоэтажного жилищного строительства.

С 2002 г. в России реализуется федеральная целевая программа «Жилище», на первом этапе которой (2002–2005 гг.) была сформирована нормативная правовая база, являющаяся основой регулирования вопросов, связанных с жилищным строительством, жилищно-коммунальным хозяйством, обеспечением прав собственности в жилищной сфере в условиях развивающихся рыночных отношений. В последствии (2006–2010 гг.) усилия были направлены на продолжение преобразований в жилищной сфере, а также на реализацию комплекса мер в рамках приоритетного национального проекта «Доступное и комфортное жилье – гражданам России».

Реализация федеральной целевой программы «Жилище» на 2011 – 2015 годы предусматривает формирование рынка доступного жилья эконом-класса, отвечающего требованиям энергоэффективности и экологичности, комплексное решение проблемы перехода к устойчивому функционированию и развитию жилищной сферы, обеспечивающее доступность жилья для граждан, безопасные и комфортные условия проживания в нем.

Продление срока действия федеральной целевой программы «Жилище» на 2002–2010 годы на период до 2015 года и модификация входящих в ее состав подпрограмм обусловлены, прежде всего, необходимостью формирования нового сегмента строительства жилья эконом-класса, в первую очередь малоэтажного, с целью повышения доступности жилья для семей со средним уровнем доходов.

По строительству жилья Волгоградская область в Южном федеральном округе занимает четвертое место, а по процентам вводимой площади – шестое (последнее). За 9 месяцев этого года темпы жилищного строительства в Волгоградской области значительно сократились. Ввод жилья в эксплуатацию с начала года составил 43 % от годового плана. Среди объективных причин специалисты называют финансовый кризис и как следствие – отсутствие новостроек в 2009 году. Однако следует отметить, что сведение всех причин негативного состояния строительства только в финансовую сферу, не позволяет более широко взглянуть на проблему и найти действенные способы ее решения. На наш взгляд, слабая инвестиционная активность в сфере жилищного строительства зачастую связана не столько с отсутствием средств у инвесторов, сколько с отсутствием эффективных механизмов их привлечения, в частности механизмов комплексного освоения и развития территорий для массового малоэтажного строительства.

В подпрограмме «Комплексное освоение и развитие территорий в целях жилищного строительства» федеральной целевой программы «Жи-

лице» на 2011–2015 годы заложены основные предпосылки для преодоления негативных тенденций, сложившихся в последнее время в сфере малоэтажного жилищного строительства. В частности это касается необходимости создания эффективных и устойчивых организационных и финансовых механизмов государственно-частного партнерства для обеспечения земельных участков под строительство инженерной, социальной и дорожной инфраструктурами, а также последующей реализации проектов малоэтажного строительства до конечной стадии.

На наш взгляд, реализация данных механизмов может осуществляться на основе горизонтально интегрированных структур – корпораций развития территорий, являющихся по сути девелоперскими компаниями. Схема подобной горизонтальной интеграции представлена на рис. 1.

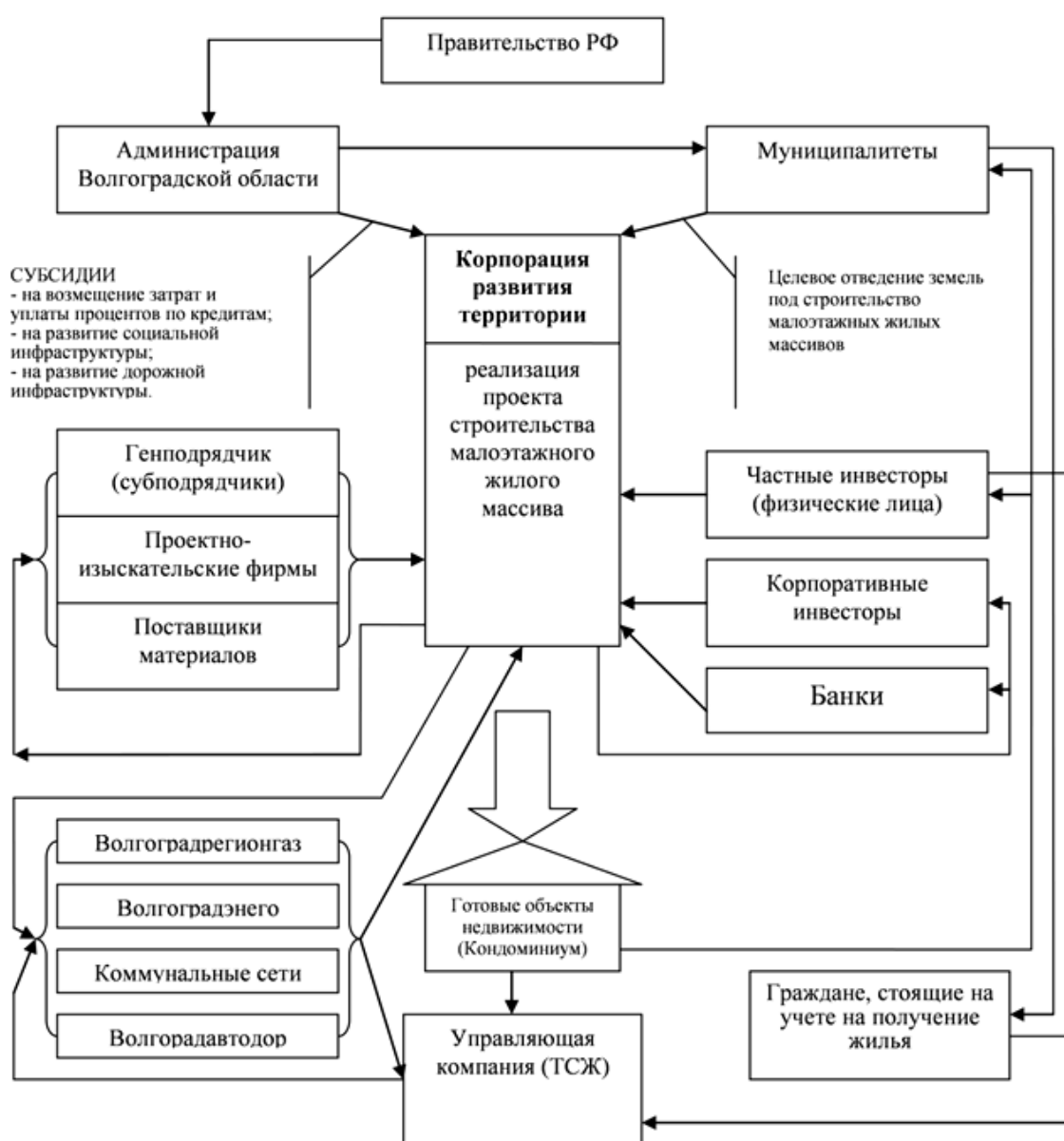


Рис. 1. Схема горизонтальной интеграции на основе корпорации развития территории

В результате реализации инвестиционного проекта создаются объекты недвижимости, которые реализуются на рынке недвижимости. Полученная прибыль идет на погашение обязательств перед кредиторами и инвесторами. Часть средств инвестируется в новые проекты, образуя тем самым новый цикл.

Заинтересованность участников инвестиционно-строительного проекта обеспечивается за счет следующих условий:

- участие в прибыли (дивиденды);
- увеличение платежей в бюджеты различных уровней (арендная плата, налоги и пр.);
- получение относительно дешевого и комфортного жилья и возможность приобретать жилье в рассрочку;
- обеспечение загруженности производственных мощностей;
- обеспечение фронта работ;
- создание дополнительных рабочих мест;
- возможность выгодного вложения средств и др.

Данная схема является концептуальным вариантом реализации программ малоэтажного строительства в Волгоградской области и нуждается во всестороннем исследовании и дополнении, однако уже в этом виде может служить отправной точкой в деле повышения инвестиционной активности в регионе, направленной на реализацию мероприятий по обеспечению комплексного освоения и развития территорий для массового малоэтажного строительства жилья эконом-класса.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Ломовцев М.С.* Механизм управления инвестиционными процессами в сфере жилищно-гражданского строительства: дис. канд. экон. наук 08.00.05; Волгоградский гос. архит.-строит. ун-т. Волгоград, 2003. — 147 с.

2. Постановление «О внесении изменений в федеральную целевую программу «Жилище» на 2002 - 2010 годы» / Правительство Российской Федерации от 15 декабря 2010 г. №1018.

В.И. Марченко

ОСАДКИ ОСНОВАНИЙ ПЛИТНЫХ ФУНДАМЕНТОВ ЗЕРНОХРАНИЛИЩ

Полтавский национальный технический университет
имени Юрия Кондратюка, Украина

Приведены результаты геодезических наблюдений за осадками оснований зернохранилищ силосного типа и проанализированы стадии деформирования в зависимости от загруженности и влияния соседних фундаментов.

В последнее время из-за дефицита земель в строительстве началось широкое использование участков с неблагоприятными грунтовыми условиями: подтопленные территории, площадки сложенные слабыми грунтами и т.п. Эти условия являются особыми. Поэтому их необходимо учитывать при проектировании, строительстве и эксплуатации зданий и сооружений. При этом, однако, требования к деформациям сооружений остаются неизменными [1, 2]. Поэтому есть необходимость организации точных наблюдений за осадками оснований таких строительных объектов.

При участии автора ведутся геодезические наблюдения за деформациями оснований плитных фундаментов зернохранилищ силосного типа близ г. Прилуки Черниговской области. В состав зернохранилища входят 30 силосных корпусов общей вместимостью 100 тысяч тонн, которые размещены в 3 ряда (рис. 1), в том числе:

- 12 силосов по 2963 м^3 (2370 т зерна) (поз. 1–12 на рис. 1);
- 10 силосов по 4778 м^3 (3818 т зерна) (поз. 33–37, 41–45 на рис. 1);
- 8 силосов по 7785 м^3 (6230 т зерна) (поз. 19–22, 26–29 на рис. 1).

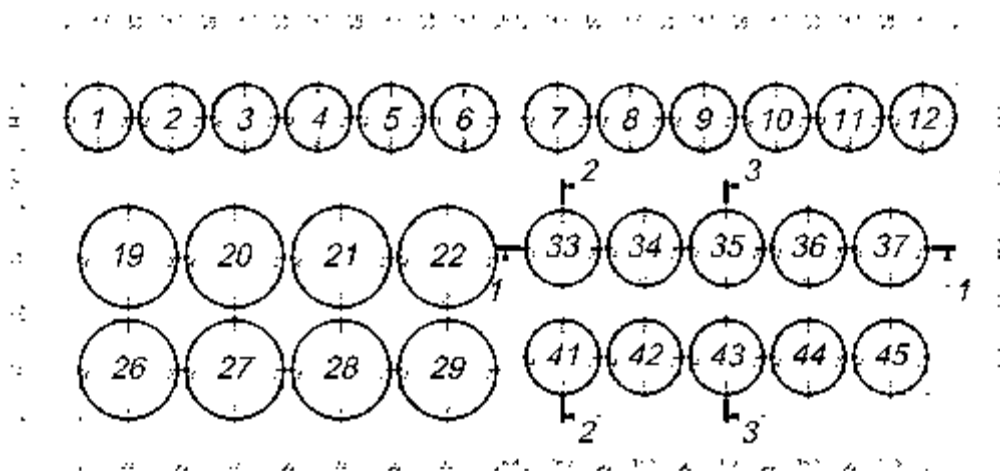


Рис. 1. Схема размещения зернохранилищ силосного типа (все размеры в метрах)

Зернохранилища представляют собой стальные резервуары силосного типа цилиндрической формы с конической кровлей. Резервуары смонтированы из стальных листов волнистого профиля на болтовых соединениях. Стены усилены ребрами жесткости. Днище – жесткое, бетонное. Над резервуарами устроена транспортная галерея, соединяющая все силосы в ряду. Фундаменты приняты в виде железобетонных плит на естественном основании глубиной заложения $d = 2,2$ м. В плитах фундамента устроен тоннель разгрузочного транспортера, проходящий вдоль ряда силосов. Площадка сложена толщей лессовых пылеватых супесей и легких пылеватых суглинков. С глубины 9–9,5 м они подстилаются флювиогляциальными отложениями (плотные пески и супеси). Грунтовые напластования перекрыты почвенно-растительным слоем и насыпным грунтом общей толщиной до 2,6 м. Уровень грунтовых вод находится на глубине 1,9–3,6 м. Для участка характерны неблагоприятные физико-геологические процессы: подтопление территории из-за высокого уровня грунтовых вод, а также вследствие атмосферных осадков; существенная неоднородность грунтовой толщи как по площади, так и по глубине (линзы и прослойки разных грунтов в пределах массива, слои грунтов не выдержаны по толщине и площади); лессовые грунты перешли в деградированное состояние и относятся к слабым (их модули деформации $E < 5$ МПа). Характерный для участка зернохранилища инженерно-геологический разрез по ряду силосов №33 – 37 приведен на рис. 2.

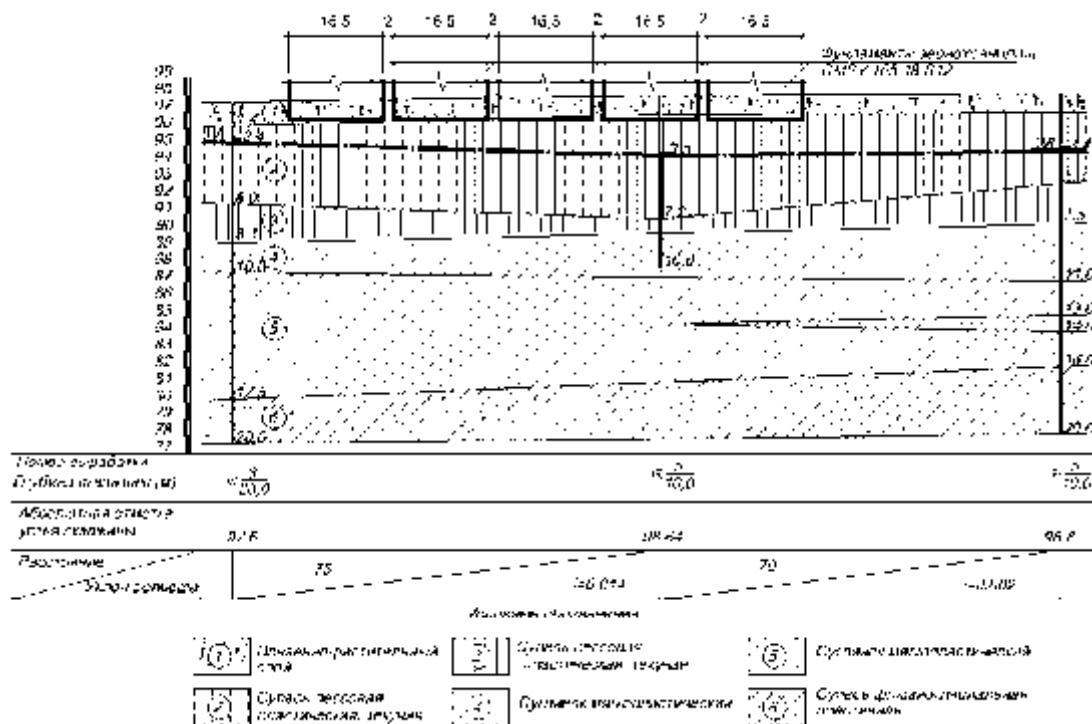


Рис. 2. Инженерно-геологический разрез по ряду силосов № 33 – № 37

После возведения цоколей сооружений на каждом из них было заложено по 4 поверхностные марки (рис. 1) для наблюдения за осадками методом геометрического нивелирования. Начальное положение марок зафиксировано до загрузки и принято как нулевое (25.08.2009). Следующий цикл наблюдений проведен сразу после первой загрузки (31.08.2009), потом через 3 дня, 2 недели, месяц и продолжен с периодичностью 1 раз в месяц. Далее приводятся данные наблюдений за первые 288 дней эксплуатации зернохранилища, до 9.06.2010 г., когда почти все силосы были разгружены.



Рис. 3. График развития осадков зернохранилища СМВУ 165.18.В12 №35; 1 – 7 – стадии деформирования; в процентах указана загрузка силоса от проектной

На рис. 3 приведен график развития осадков для резервуара №35 (рис. 1) и показана его загрузка на каждом этапе наблюдений. На графике можно выделить следующие стадии деформирования:

1 — после первого загрузки наблюдается развитие осадков со скоростью нарастания около 2 мм/сутки;

2 — после разгрузки — затухание деформации, а в некоторых силосах даже незначительный упругий подъем;

3 — даже незначительная нагрузка (4,3 % от проектной) вызвала дальнейшее нарастание деформаций со скоростью до 1 мм/сутки;

4 — стадия быстрого увеличения деформаций (до 6 мм/сутки) до относительно стабилизированного значения после значительного увеличения нагрузки (до 77,3 % от проектной);

5 — стадия затухания деформации — уменьшение скорости деформации (при постоянной нагрузке) до 1 мм / сутки;

6 — стадия постоянных деформаций при неизменной нагрузке;

7 — последняя стадия деформирования основания после разгрузки — восстановление части деформации (6,7% от максимальной), которое, возможно, является результатом восстановления упругой деформации, поскольку подъем характерен для всех четырех контрольных точек. Наблюдения показывают превышение предельно допустимого значения осадок для сооружений данного типа, которое равняется 15 см [2] в 1,5 – 2 раза, и деформации продолжают нарастать. Это превышение вызвано ошибочным использованием проектировщиком повышающих коэффициентов И.А. Агишева [4] для определения модулей деформации на основании компрессионных испытаний, которые не применяются к слабым грунтам [3].

График средних осадок силосов не дает полной характеристики деформирования их оснований. Кроме средних осадок, деформированное состояние характеризуется абсолютной и относительной неравномерностью (или креном) осадки. Наблюдения показали неравномерности осадок, которые вызывают крены сооружений, как в продольном, так и в поперечном направлении. Кроме того, крены меняют свое направление в зависимости от загруженности.

Для оценки неравномерности деформирования оснований в комплексе с соседними сооружениями построены эпюры развития осадок для характерных точек графика деформаций (рис. 4). Эпюры показывают взаимное влияние силосов друг на друга, о чем свидетельствуют близкие по значению осадки соседних точек отдельных резервуаров. Крен фундамента из-за неравномерности осадки в продольном направлении для всех зернохранилищ не превышает предельно допустимого значения $i_u = 0,004$ [2]. Однако в отдельных силосах наблюдается смена направления крена при разных значениях нагрузки (рис. 4). На эпюре выделяется значительная неравномерность осадки крайнего силоса №33 при первой загрузке, которая вызвала значительный крен $i = 0,0035$. Это обстоятельство вызвано тем, что загрузка данного ряда начиналась именно с крайнего силоса, и наклон произошел в направлении свободной стороны резервуара, поскольку с другой стороны фундамент, хоть и не жестко, но соединен с соседним фундаментом транспортерным тоннелем.

В поперечном направлении (рис. 5) крены силосов ряда также меняются как по значениям, так и по направлению. Наклон сооружений не превышает предельно допустимого значения (кроме силоса №33, крен которого после первой загрузки достиг значения $i = 0,0056$), но наблюдаются большие крены, чем в продольном направлении. Взаимное влияние резервуаров в поперечном направлении проявляется в меньшей степени, что обусловлено большим расстоянием между рядами, чем между силосами в ряду, а также отсутствием какого-либо соединения фундаментов между рядами.

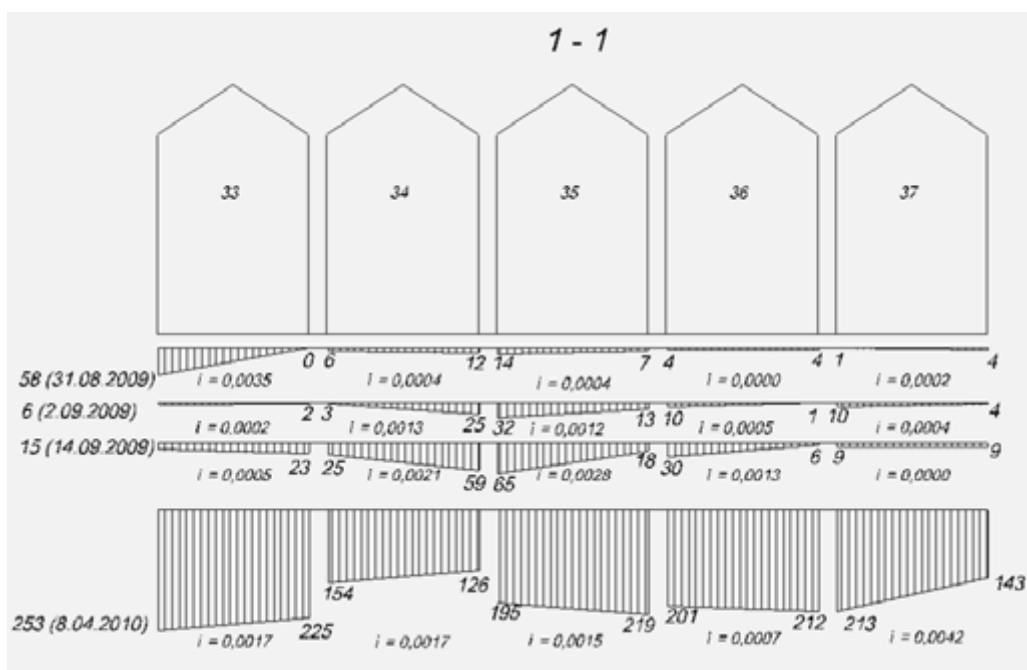


Рис. 4. Эпюры осадок ряда зернохранилищ СМВУ 165.18.В12 №33 – №37 в продольном направлении, мм; i – крен фундамента вдоль ряда

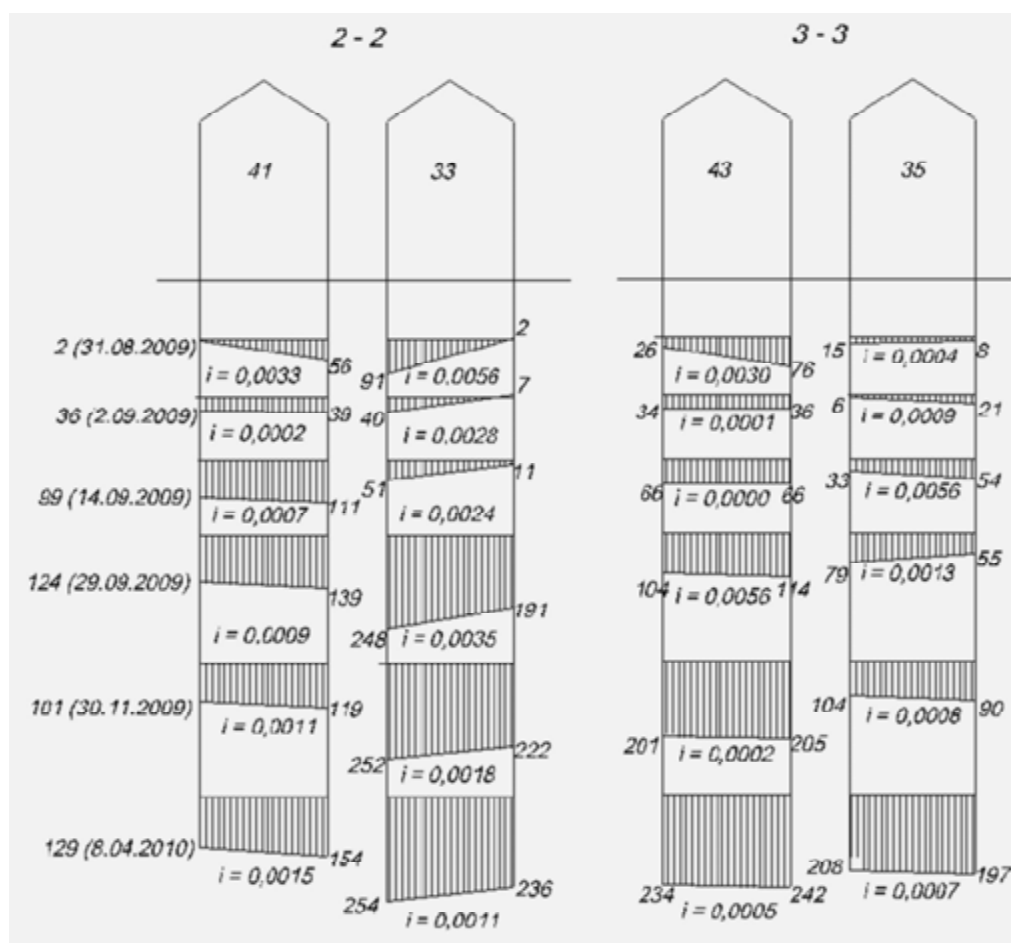


Рис. 5. Эпюры осадок зернохранилищ СМВУ 165.18.В12 №41 – №33 и №43 – №35 в поперечном направлении, мм; i – крен фундамента

Проведенные наблюдения за деформациями оснований фундаментов зернохранилищ силосного типа за первые 288 дней эксплуатации показали, что их специфический характер обусловлен взаимным влиянием, циклической нагрузкой на основание, а также особыми грунтовыми условиями. Деформации оснований пока не завершены и после новой загрузки будут продолжаться, что требует тщательного контроля.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти будівель і споруд. К.: Мінрегіонбуд України, 2009. — 107 с.
2. ДБН В.2.2-8-98. Підприємства, будівлі і споруди по зберіганню та переробці зерна. К.: Держбуд України, 1998. — 41 с.
3. Зоценко М.Л., Винников Ю.Л., Пічугін С.Ф., Марченко В.І. Особливості визначення осідань основ плитних фундаментів зерносховищ силосного типу // Зб. наук. праць (галузеве машинобудування, будівництво). Полтава: ПолтНТУ, 2010. Вип. 2(27) — С. 101–110.
4. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83). М.: Стройиздат, 1986. — 415 с.

Н.С. Марченко, С.В. Кузнецова

СПЕЦИФИЧЕСКИЕ ГРУНТЫ УЧАСТКОВ СТРОИТЕЛЬСТВА СКОРОСТНОГО ТРАМВАЯ Г. ВОЛГОГРАДА

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Город Волгоград один из важнейших промышленных и культурных центров страны. Здесь сосредоточены предприятия металлургии, тракторостроения, химии, химического машиностроения, деревообрабатывающей, легкой и пищевой промышленности. Население города составляет более 1 млн. человек. По форме городской территории Волгоград является ярким примером линейного города, вытянутого вдоль Волги на 80 км, а с пригородами – на добрую сотню. При этом ширина застройки весьма невелика – 2–3 км, и только в северной части город значительно вдаётся в сушу. По плану реконструкции после Великой Отечественной войны промышленные предприятия и жилые кварталы были значительно удалены друг от друга. Всё это привело к тому, что общественным транспортом пользуется значительная часть населения. Зародилась идея строительства нового вида городского электрического транспорта, совмещающего в себе преимущества метрополитена и обычного трамвая. Этот вид транспорта был назван скоростным трамваем.

В соответствии с Программой развития скоростного трамвая в городе Волгограде строительство его ведётся поэтапно.

В ноябре 1984 г. было открыто постоянное движение на участке 1-ой очереди от тракторного завода до площади Чекистов. Протяжённость маршрута 13,5 км, в том числе 3,3 км подземной части.

2-ая очередь линии является непосредственно продолжением первой и предусматривает строительство от площади Чекистов до станции «Ельшанка». Протяжённость подземной части участка 4 км.

После завершения строительства 2 – ой очереди до станции «Ельшанка», намечается строительство 3 – ей очереди до Государственного университета, протяжённостью 6,6 км. Таким образом, протяжённость эксплуатационных линий скоростного трамвая составит 24 км.

Концептуально рассмотрены варианты строительства 4-ой и 5-ой очередей. На севере города предполагается продолжить строительство от тракторного завода до жилого массива «Спартановка» (4-ая очередь), а от центра города до жилого массива «Жилгородок» с перспективой выхода на рабочий посёлок «Гумрак» и аэропорт (5-ая очередь).

В геоморфологическом отношении участки трассы скоростного трамвая в пределах г. Волгограда пересекают крупные морфоструктуры, представленные аккумулятивной морской равниной раннехвалынского возраста, денудационной равниной Приволжской возвышенности и Ергеней плиоценового возраста и эрозионно-аккумулятивной долиной р. Волги и ее притоков.

Сложность геологического строения г. Волгограда обусловлена тем, что он расположен в прибортовой зоне Прикаспийской синеклизы. В сфере воздействия промышленно-гражданского строительства здесь принимают участие преимущественно дисперсные отложения палеогеновой, неогеновой и четвертичной систем.

Инженерно-геологические условия территории Волгограда достаточно сложные, что связано с распространением так называемых специфических грунтов. К ним относятся просадочные, набухающие, слабые и техногенные грунты.

Техногенные грунты, для которых характерна высокая неоднородность по плотности и сжимаемости, вызывают различные осложнения при проходке и обустройстве туннелей. Эти неустойчивые грунты находятся в подошве и кровле туннеля. Грунты разделяются на 2 подгруппы: уплотненные в природном залегании и насыпные.

Грунты, уплотненные в природном залегании, представляют собой особую разновидность техногенных грунтов, целенаправленно образованную в основном по трассам дорог, трубопроводов, каналов и др. с целью повышения их прочности, уменьшения сжимаемости, ликвидации просадочности и снижения фильтрационных свойств.

Насыпные грунты являются наиболее часто встречающимися, т.к. образуются при любой техногенной деятельности человека. Они состоят из

пород природного происхождения, первоначальная структура которых изменена в результате разработки и вторичной укладки. Они образуются при отрывке котлованов, вскрышных работах на карьерах, планировочных работах. Сюда же относятся отходы производства искусственного происхождения: шлаки, золы, шламы.

Просадочные грунты – это покровные лессовые породы, распространенные на водораздельных пространствах и склонах Приволжской возвышенности, а также лессовые породы ательского горизонта, погребенные под хвалынскими глинами в пределах морской хвалынской равнины.

Явление просадки заключается в изменении объема грунта вследствие его доуплотнения при повышении влажности. При этом различают истинно-просадочные грунты и просадочные под дополнительной нагрузкой. Первые характеризуются тем, что толща грунтов проседает при замачивании под действием собственного веса. К таким грунтам относятся преимущественно эолово-деллювиальные грунты. Под дополнительной нагрузкой могут проседать лессовидные грунты (суглинки, супеси, глины и пески).

Набухающими называются грунты, которые при воздействии на них воды, кислот, щелочи и различных солей увеличиваются в объеме. Способность набухать при внешних воздействиях обладают преимущественно пылевато-глинистые грунты, что объясняется содержанием в них дисперсной фракции, состоящей из химически активных веществ: глинистых материалов, гуминовых кислот, карбонатов, гипса и др.

Особенностями структуры пылевато-глинистых грунтов является наличие в них дисперсных частиц (менее 0,005 мм), окруженных пленкой связанной воды, и глинистых минералов с подвижной кристаллической решеткой (типа монтмориллонита). Связность грунтов обеспечивается пластифицированно-коагуляционными, коагуляционно-цементационными и цементационными типами структурных связей. Структурные связи цементационного типа обеспечиваются силами химической природы при кристаллизации солей кальция, магния, кремния и др.

При повышении влажности дисперсного грунта толщина пленок связанной воды увеличивается, неводостойкие связи между частицами, обусловленные ионно-электростатическими, молекулярными, капиллярными и др. силами, разрушаются, и они раздвигаются. Молекулы воды, проникая внутрь кристаллической решетки глинистых минералов типа монтмориллонита, раздвигают ее. Все эти процессы ведут к увеличению грунта в объеме. Процесс набухания резко активизируется, если вода содержит щелочи или кислоты. В этом случае дополнительно разрушаются структурные связи цементационного типа, обеспечивающиеся нерастворимыми в воде соединениями кальция, магния, кремния и др., что может

привести к полной дезинтеграции грунта и превращению его в рыхлый осадок, похожий на ил.

Набухающие грунты представлены глинами майкопской серии палеогена и глинами хвалынского горизонта; которые при замачивании увеличиваются в объеме, а давление набухания составляет соответственно 0,15-0,3 МПа и 0,5 МПа.

К слабым грунтам, распространенным на описываемой территории, могут быть отнесены: пылевато-глинистые с показателем текучести больше 0,75, рыхлые пески, а также различные водонасыщенные грунты с высоким содержанием органических веществ. Указанные грунты могут находиться среди современных отложений пойменных террас рек и ручьев. Особенно широко они распространены в пределах долин рек, впадающих в Волгу, где достигают мощности 3–5 и более метров.

Характерной особенностью данных грунтов является их большая сжимаемость, медленное развитие осадок во времени, что создает возможность возникновения нестабилизированного состояния, существенной изменчивости и анизотропии прочностных, деформационных и фильтрационных характеристик и изменения их в процессе консолидации оснований сооружений. Подземные воды, содержащиеся в них, как правило, сильно агрессивны.

Пылевато-глинистые грунты с показателем текучести больше 0,75 представляют собой рыхлый осадок в стадии формирования. Эти грунты характеризуются высокой влажностью, достигающей 0,4–0,6, и высокой пористостью (0,50–0,60). Грунты обладают небольшой несущей способностью и высокой сжимаемостью, обусловленной фильтрационной консолидацией. Повышенное содержание в них органических веществ в виде гумуса еще больше снижает их прочность и увеличивает сжимаемость.

Геолого-экологическая обстановка на территориях, сложенных слабыми грунтами, зависит от степени их освоения. Чем она выше, тем чаще будут происходить деформации и аварии на сооружениях. Избежать этого возможно только при условии ограничения здесь строительства.

Основная часть трассы 1-ой очереди проходит в песчано-алевритовых породах с прослоями и линзами крепких сливных песчаников мощностью от 0,3 до 2,0 м среднецарицынской подсветы палеогена. Вблизи оврага Крутого туннель вскрыл песчано-алевритовые породы палеогена (песчаник рыхло – глинистый).

Неблагоприятными факторами при проходке туннелей между оврагами Долгим и Крутым явились распространение делювиальных суглинков, хвалынских песков и ательских суглинков, а в овраге Крутом насыпных грунтов и намывных песков, в которых всем своим сечением проходит туннель. Эти неустойчивые грунты находятся в подошве и кровле туннеля.

Трасса 2-ой очереди скоростного трамвая проходит от ст. «пл. Чекистов» до ст. «Ельшанка». По инженерно-геологическим условиям она разделяется на 2 участка. Участок 1 находится в пределах от р. Царицы до ул. Ким, где прослеживается древний врез р. Царицы, заполненный верхнечетвертичными делювиально-аллювиальными и хвалынскими отложениями, представленными в верхней части разреза супесями, суглинками и песками, в нижней – глинами. Хвалынские глины залегают на среднечетвертичных песках хазарёского горизонта которые в свою очередь подстилаются осадками палеогеновой системы.

Участок 2 трассируется по ул. Рабоче-Крестьянской до б. Ельшанки. В пределах участка туннель проходит в отложениях палеогеновой системы (волгоградская и царицынская свиты).

Из неблагоприятных факторов при проходке туннеля на участке отмечались распространение делювиально-аллювиальных суглинков просадочных, оползневых отложений, хвалынских глин, набухающих и теряющих свои несущие свойства при обводнении.

Трасса 3-ей очереди скоростного трамвая проектируется в Советском районе г. Волгограда. Начинается она на правом борту балки Ельшанка, заканчивается на левом борту балки Найденова.

Инженерно-геологические условия здесь сложные. Сложность их обусловлена значительной расчлененностью восточного склона Приволжской возвышенности балками и оврагами (овраг Дедушенковский, балка Купоросная и их отвершки).

В геологическом строении рассматриваемой территории до глубины 52,0 м принимают участие отложения четвертичной системы различного генезиса – техногенные насыпные грунты, делювиальные отложения, аллювиально-деллювиальные песчано-глинистые грунты, лессовидные супеси и суглинки, морские хвалынские отложения, отложения ергенинской свиты неогена, отложения палеогеновой системы – глины майкопской серии и ельшанских слоев, песчано-алевритовые породы мечеткинских слоев и верхнецарицынской подсвиты палеогена.

К неблагоприятным факторам относятся широко распространенные глины майкопской серии олигоцена-миоцена. Глины залегают почти с поверхности или перекрыты толщей лессовых и неогеновых пород. Мощность их здесь не превышает 20-30 м. Сверху они, как правило, выветрены. Типичная темная окраска их сменяется бурой или ржаво-бурой. В зоне выветривания отмечается значительная трещиноватость, образование вторичных минералов – гипса, ярозита, гидроокислов железа. Майкопские глины – средненабухающие, величина относительного набухания без нагрузки составляет в среднем 0,113. Относительное набухание при нагрузке $P=0,05$ МПа равно 0,035, при $P=0,10$ МПа – 0,15, при $P=0,2$ МПа – 0,005, давление набухания – 2,3 МПа.

При проектировании трассы 3-ей очереди скоростного трамвая необходимо учитывать неблагоприятные процессы и явления имеющие место на рассматриваемой территории: просадка лессовидных супесей и суглинков (I-ого и II-ого типов условий по просадочности), набухание и усадку майкопских глин, оползни в этих глинах, оврагообразование и другие.

Инженерно–геологические условия строительства 4-ой очереди скоростного трамвая подобны условиям строительства 1-ой и 2-ой очередей. Трасса проходит по правому берегу р. Волги, возвышающемуся над урезом реки на 40-50 м и прорезанному долинами двух речек – Сухая и Мокрая Мечетки. Неблагоприятными факторами здесь являются распространение неустойчивых хвалыньских глин и расширение долин до 1,5–2,0 км.

Сложность условий строительства 5-ой очереди скоростного трамвая обусловлена большим перепадом отметок рельефа до 120 м (40–50 м в центре города и более 160 м в Гумраке и аэропорту), высокой степенью расчлененности. Трасса пересекает овраги Долгий, Крутой и их отвершки. Сложность геологического строения обусловлена развитием насыпных и намывных грунтов, лессовидных просадочных супесей и суглинков мощностью более 20–25 м, набухающе-усадочных майкопских глин (занимающих примерно одну треть трассы 5-ой очереди) и др.

Инженерно-геологические процессы представлены набуханием и усадкой майкопских глин, просадкой лессовых пород (I и II типы грунтовых условий по просадочности), оползнями как майкопских, так и лессовых пород, подтоплением, заболачиванием, овражной эрозией.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Дымченко Н.С.* Современные геологические процессы на трассе скоростного трамвая города Волгограда. Многообразие современных геологических процессов и их инженерно-геологическая оценка: Труды Международной конференции: Москва, геологический факультет МГУ им. М.В. Ломоносова, 29–30 января 2009 г. — С. 157–159.

2. *Дымченко Н.С., Кузнецова С.В.* Характеристика инженерно-геологических условий строительства перспективных участков скоростного трамвая. Вестник ВолгГАСУ «Строительства и Архитектура». Выпуск 15(34). Волгоград: Изд-во ВолгГАСУ, 2009. — С. 34–38.

3. *Марченко Н.С., Каехтина М.А.* Инженерно-геологические условия участка трассы II очереди скоростного трамвая в г. Волгограде от площади Чекистов до Ельшанской балки. Ежегодная студенческая научно-техническая конференция ВолгГАСУ, 24–27 апреля 2007 г. Волгоград: Изд-во ВолгГАСУ, 2007. — С. 226–229.

4. *Синяков В.Н., Кузнецова С.В., Махова С.И., Честнов С.В., Долганов А.П.* Инженерная геология и геоэкология Волгограда. Волгоград: ВолгГАСУ, 2007. — 126 с.

К.А. Матушкина, Т.М. Бочкарева

ТЕХНОЛОГИИ УСТРОЙСТВА СБОРНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ФАЛЬШПОЛОВ

Пермский государственный политехнический университет

Выполнен анализ перспектив применения современных сборных фальшполов на основании изучения конструктивных особенностей и технологии их выполнения.

Возросшее количество инженерных систем зданий, масштабное развитие компьютерных технологий ставят новую задачу — спрятать огромное количество коммуникационных сетей в межпольном воздушном пространстве и при этом должен быть осуществлен свободный доступ для их обслуживания. Помогают решить данную задачу так называемые фальшполы.

Модульный фальшпол — это система со свободным пространством между черным полом и напольным покрытием. В этом пространстве можно разместить воздуховоды, водопроводные трубы, электрические провода, телефонные кабели и прочее. Ранее фальшполы использовались только на производстве в промышленных зданиях. Теперь назрела потребность в создании фальшполов в банках, офисах, музеях, торговых учреждениях и других общественных заведениях.

Основные свойства фальшполов:

- быстрота, легкость монтажа и обслуживания, т.к. фальшполы являются сборными конструкциями;
- практичность, позволяющая осуществить свободный доступ к любым коммуникациям;
- гибкость, дающая возможность перепланировки и изменения предназначения помещения;
- экономия времени обслуживания при ремонте коммуникаций и при замене напольного покрытия;
- эстетичность, благодаря широкому спектру напольных покрытий, применяемых при создании конструкции фальшпола (линолеум, каучуковые покрытия, керамическая плитка, ПВХ-покрытие и др.).

При принятии решения об использовании фальшпола, необходимо тщательно рассчитать нагрузку, которой будет подвергаться данная конструкция. Учитывая характеристики конструкций и рекомендации производителей, подобрать подходящую систему. Широкий диапазон комбинаций конструктивных систем фальшпола дает возможность учесть планировку помещения, а также удовлетворить требования по влагостойкости, электропроводности, пожарной безопасности.

В России наиболее распространены, во-первых, модульные конструкции, состоящие из несущего металлического каркаса и съемных панелей, выполненных из различных материалов, во-вторых, высокотехнологичные системы с интегрированными кабельными каналами.

Панель модульной системы – это плоский элемент прямоугольной формы, служащий для равномерного распределения нагрузки, звукопоглощения и пожарной изоляции. Производители предлагают несколько типов панелей для различных условий эксплуатации:

- особой прочностью отличаются панели, изготовленные из штампованных облицовочных стальных листов, приваренных к стальной нижней ванне, заполненной легким бетоном. Их рекомендуется применять для помещений с постоянной повышенной эксплуатационной нагрузкой;

- панели из ДСП со стальной обшивкой подойдут для участков с переменными нагрузками;

- панели на основе особо прочного ДСП с армирование нижней грани панелей пластиной алюминия или пластиной стали;

- перфорированные панели, закрытые по контуру жестким бордюром из полиуретана или ПВХ, армированные алюминием или стальными листами; обеспечиваю доступ воздуха в межпольном пространстве.

Тип лицевого покрытия панелей определяется практическим назначением помещения. Например, для компьютерных залов традиционно используются ламинаты с минимальной электропроводностью. Более износостойкими являются покрытия из керамической плитки и керамогранита, натурального камня. Для постоянной циркуляции воздуха в подпольном пространстве выпускаются специальные перфорированные панели.

Несущий металлический каркас состоит из системы элементов – вертикальных стоек и горизонтальных балок – стрингеров, монтируемых в систему при высоте стоек более 500 мм. Стойки со стержнем (стальным или алюминиевым) имеют круглое основание и четырех- или восьмигранную площадку (опору) с гребнями-замками, на которые крепятся все остальные части конструкции: стрингеры и квадратные панели. Самофиксирующиеся болты регулируют высоту системы над плоскостью пола, возможность изменения высоты от 5 см до 1,5 м. зависит от конкретной конструктивной системы.

Опорная головка стоек, необходима для поддержки модульных панелей. В конструкции фальшполов применяются специальные амортизационные синтетические накладки, не пропускающие воздух и способствующие звукоизоляции пола. Производителями предлагается также широкий выбор конструкций с различной несущей способностью и любыми видами заземления.

Монтаж системы осуществляется в следующей последовательности: к бетонному основанию с помощью дюбелей и болтов крепят нижнюю часть составных стоек (к деревянному и металлическому основанию – саморе-

зами), после этого укладывают поперечные балки. На них приклеивают шумопоглощающие прокладки, далее монтируют панели.

Главное отличие системы с интегрированными кабельными каналами от других каркасных конструкций – жесткая трехмерная опорная структура специальной формы. Она является несущей для напольных плиток и одновременно образует направляющие для прокладки кабелей. Опоры, с 64 точками опирания, приходящиеся на квадратный метр, обеспечивают устойчивость и высокую несущую способность пола. Конструкция опорного блока гарантирует высокую сохранность кабелей в каналах и поднимает пол на 40, 60, 90, 120 мм.

Монтаж фальшпола с интегрированными кабельными каналами производится следующим способом: опорная конструкция приклеивается на ровную поверхность (клей наносится тонким слоем на всю закрываемую поверхность), при этом предварительно проводится противопоыльная обработка черного пола. Простота резки и частый шаг пьедесталов позволяют легко вписываться в геометрию помещения (колонны, углы и т.п.) без потери прочности. На опорную конструкцию укладываются квадратные плиты из оцинкованной стали. Плиты пола легко снимаются, обеспечивая доступ к кабелям. Поверхность установленного пола может быть закрыта свободно лежащей ковровой плиткой или ПВХ-покрытием.

В эту систему также входят различные дополнительные элементы, например универсальная коробка для монтажа разъемов. Она монтируется в любом месте пола рядом с компьютерным рабочим местом. В коробку непосредственно устанавливаются телекоммуникационные и силовые модули различных типов.

Установку фальшпола выполняют в сухих помещениях с температурой воздуха от +5 до +35°C, при относительной влажности от 40 до 75%. К моменту начала выполнения фальшполов должно быть выдержано время: 60 дней после кладки стен и 30 дней после выполнения влажной отделки. Свободное пространство между перекрытием и фальшполом 2 раза в год пылесосят, 1 раз год конструкцию пола должен осматривать специалист.

Фальшполы являются перспективной технологией, которая постоянно совершенствуется. Модульные фальшполы имеют такие характеристики, которые позволяют считать их одним из самых удобных современных напольных покрытий. Это простота монтажа, отсутствие трудностей с проверкой, ремонтом и обслуживанием сборных конструкций. Обеспечивается доступ к коммуникационным системам и технологическому оборудованию, для их постоянной проверки. Фальшполы являются отличной конструкцией с точки зрения дизайна, так как на них можно сделать любой настил от керамической плитки до пробкового покрытия. При укладке фальшполов можно использовать различные дополнительные принадлежности и аксессуары, сохраняя, таким образом, индивидуальные осо-

бенности помещения. Это, например, разводные коробки для подключения электропроводки, вентиляционные решетки, стойки, плинтусы, рампы. Сейчас они в изобилии продаются на рынке строительных материалов.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Бочкарева Т.М., Захаров А.В., Пономарев А.Б. Классические и новые технологии устройства отделочных покрытий : учебное пособие / Пермь: изд. ПГТУ, 2007. — 224 с.
2. <http://www.pol-1000.com.ua/>.
3. <http://pnksibir.ru/falshpoly/>.
4. <http://floor.to-build.ru/content/view/28/33/>.

Л.В. Муравьева

АНАЛИЗ НАДЕЖНОСТИ ТРУБОПРОВОДНЫХ СИСТЕМ И ОПРЕДЕЛЕНИЕ «ИНЖЕНЕРНОГО РИСКА» ДЛЯ ПОДЗЕМНОГО ТРУБОПРОВОДА, ПРОЛОЖЕННОГО СЕЙСМИЧЕСКОМ РЕГИОНЕ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

В последнее десятилетие формируются новые принципы концепций обеспечения безопасности трубопроводов. В разработке новых концепций безопасности приоритетными, несомненно, являются мероприятия, предупреждающие тяжелые аварии и катастрофы, а также мероприятия, уменьшающие последствия подобных негативных событий. Основное требование концепции безопасности – снижение рисков тяжелых катастроф, вообще говоря, является общепринятым.

Составляющими этой концепции являются принципы:

- организации безопасного функционирования трубопроводов;
- допущения наихудшего случая;
- обеспечения качества исходных компонентов;
- непрерывных эксплуатационных наблюдений и документирования;
- оперативного анализа наиболее опасных предельных состояний.

Проблемы безопасности отраслей трубопроводного транспорта являются ключевыми в энергетической безопасности, в следующих аспектах; производственная, экологическая, технологическая и противостихийная безопасность.

В настоящее время в эксплуатации находится свыше 153 тыс. км магистральных газопроводов, 19,3 тыс. км нефтепроводов, около 2 тыс. переходов через водные преграды и более 7 тыс. переходов через железные и автомобильные дороги.

Степень повреждения трубопроводов во время землетрясения зависит от целого ряда факторов: силы сейсмического воздействия и направления распространения сейсмических волн, геологических и гидрогеологических

условий, эксплуатационно-технологических нагрузок и воздействий, конструкции трубопровода и стыков, характеристик материала труб и опор, степени изношенности трубопровода. Почти всегда после землетрясений аварийность на трубопроводах возрастает, однако службы, эксплуатирующие трубопроводы, по ряду причин не всегда связывают повышение аварийности с произошедшим землетрясением.

Есть основания предполагать, что сейсмические воздействия (даже незначительные) ускоряют наступление отказов на ряде участков трубопроводов и являются той «последней каплей», которая приводит к авариям. Отсутствие данных о повреждениях и разрушениях подземных трубопроводов после некоторых известных землетрясений объясняется, видимо, еще и тем, что подземный трубопровод «скрыт» от глаз обследующих. Как правило, в сравнительно небольшой период обследования последствий землетрясений обнаруживаются лишь разрушения трубопроводов, приводящие к взрывам, фонтанированию или большим утечкам транспортируемого по трубопроводу продукта, к резкому падению давления в трубопроводе и т.п. Весьма редко производится полное вскрытие для обследования протяженных участков трубопроводов.

Применительно к оценке риска трубопроводов необходимо учитывать недостаточную полноту информации о изменениях основных расчетных характеристик грунтов и особенностях взаимодействия системы «трубопровод — грунт» в процессе эксплуатации трубопровода.

Любая трубопроводная система представляет собой сложную сеть пересекающихся и параллельных линий, ответвлений и т.д., имеющую некоторые ключевые точки (компрессорные, насосные), аварии в которых могут привести к приостановке функционирования всей системы. Магистральные трубопроводы представляют собой, как правило, последовательно соединенные участки одиночных трубопроводов или близко расположенных друг к другу параллельных ниток с перемычками.

Анализ состояния простых сетей можно проводить путем проверки выполнения общих критериев работы системы в каждом звене цепи для всех возможных землетрясений. Для однониточного магистрального трубопровода (цепи) этот критерий определяется возможностью транспортирования продукта от начального участка до рассматриваемого конечного. Прекращение подачи продукта возможно и при разрыве трубопровода, и при выходе из строя перекачивающих установок и т.д.

Оценка сейсмического риска для каждого элемента системы должна рассматриваться отдельно на основе критериальных оценок, свойственных для этого элемента. При анализе работы систем «трубопровод–грунт» и «трубопровод–опора–грунт» в качестве случайных можно рассматривать физико-механические характеристики грунтов, прочностные и деформационные характеристики трубопровода и опорных конструкций, а также вели-

чины и распределение внешних воздействий. В действующих нормативных документах указанные характеристики конструкций, статические нагрузки и воздействия рассматриваются как детерминированные, а возможные изменения учитываются, как правило, по максимуму с помощью коэффициентов условий работы и перегрузки.

Учет сейсмических воздействий рекомендуется производить, используя метод суперпозиции, т.е. путем добавления сейсмических напряжений к напряжениям, вызванным действием статических нагрузок (хотя условность такого подхода в случае возникновения пластических деформаций в трубопроводе очевидна) (1).

Для оценки общего риска наступления отказа в системе можно использовать формулу

$$F_R (R = R^*) = P[(p = p^*_{max})(\Delta t = \Delta t_{max}) \times (a_c > a_c^*)(u > u^*)], \quad (1)$$

где $F_R (R=R^*)$ – вероятность наступления отказа (случай, когда направление в рассматриваемом сечении трубопровода R достигает предельного значения R^*); p и p_{max} – давление транспортируемого по трубопроводу продукта (соответственно действующее и максимально возможное); Δt , Δt_{max} – температурные перепады в стенках трубы (соответственно действующее и максимально возможное); a_c и a_c^* – сейсмические ускорения колебаний частиц грунта (a_c^* – предельно возможное); u и u^* – сейсмические перемещения частиц грунта (u^* – предельно возможное).

Трудность непосредственного использования выражения (1) состоит в том, что необходимо определять функцию совместного распределения p , Δt , a (или u).

Для определения величины «инженерного риска» наиболее подходящей является дискретная модель, описывающая вероятность наступления некоторого события R_i , которое может произойти одновременно с одним из событий S_j , где $i = 1, 2$ и т.п.

Таким образом, для оценки общего риска может быть использовано выражение

$$P[R_i] = \sum_j P[R_i/S_j] P[S_j], \quad (2)$$

где $P[R_i]$ – вероятность наступления отказа в системе из-за достижения параметром R_i предельного состояния; R_i – единая временная последовательность состояний системы-отказов после каждого события; $P[S_j]$ – вероятность возникновения сейсмического воздействия S_j ; S_j – сейсмическое воздействие, соответствующее на выходе уровню j ; $P[R_i/S_j]$ – вероятность того, что состояние системы с учетом действующих нагрузок и воздействий (температурного перепада, давления транспортируемого продукта и т.д.) достигнет уровня R_i при условии, что сейсмическое воздействие на выходе достигнет значения S_j .

Сейсмическое воздействие S_j может представлять собой целую последовательность различных проявлений землетрясения интенсивностью 7, 8, 9, 10 баллов по шкале MSK-64 (соответственно $j= 1, 2, 3, 4$) в определенном районе строительства.

Рассмотрим более подробно один из возможных вариантов критерия R_j , приняв за отказ разрушение или значительные деформации трубопровода или его конструктивного элемента, ответственного за нормальные условия эксплуатации сооружения или отдельного его элемента.

В стенках трубы действуют напряжения, вызванные давлением p и температурным перепадом Δt . Толщина стенки трубопровода и очертания продольной его оси определены исходя из расчетных значений основных нагрузок – давления и перепада температур, веса грунта засыпки. Сейсмические нагрузки входят в так называемое особое сочетание, которое формируется из постоянных нагрузок и одной особой нагрузки, в данном случае сейсмической.

В настоящее время существуют два принципиально различных подхода к расчету трубопроводов на действие сейсмических волн, распространяющихся вдоль их продольной оси. Один подход связан с колебаниями трубопровода, взаимодействующего с грунтом, на основе динамической теории сейсмостойкости сложных систем подземных сооружений. При решении этих задач рассматриваются различные модели грунта (в том числе упруго-вязкопластическая).

Второй подход связан с изучением сейсмического напряженно-деформированного состояния окружающей трубопровод грунтовой среды и с особенностями передачи усилий от грунтовой среды трубопроводу. Характер возможных схем передачи сейсмических воздействий от грунта устанавливается, как правило, на основании данных о повреждениях и разрушениях трубопроводов во время землетрясения и результатов экспериментальных исследований. При этом сейсмическое воздействие рассматривается как квазистатическое.

В особое сочетание вводятся нормативные значения основных нагрузок постоянных и временных длительных. Если произвести повторный расчет трубопроводов на эти нагрузки (постоянные и временные длительные), то прочностной потенциал конструкции не будет использован полностью. Оставшийся резерв и должен воспринять дополнительные сейсмические нагрузки, которые могут быть определены, например по формуле (2);

$$\sigma_{\frac{\max}{\min}} = \pm m_1 \frac{ED}{2C_p^2} a_c, \quad (3)$$

где E – модуль упругости материала трубы, D – наружный диаметр трубы, C_p – скорость распространения продольной сейсмической волны, a_c – сейсмическое ускорение грунта, m – коэффициент, учитывающий проскальзывание.

Основные разрушения трубопровода, как правило, вызываются сейсмическими деформациями грунта u_{zp} . Величина u_{zp} связана с характеристиками грунтов площадки, особенностями очага землетрясения и сейсмическим ускорением a_c . Влияние инерционных сил, которые могут возникнуть в элементах трубопровода при сейсмических колебаниях грунтового массива, незначительно (квазистатическая постановка задачи).

Продольная деформация ε_a в трубопроводе при распространении сейсмической волны, согласно «Руководства по проектированию подземных трубопроводов» (ASCE, в редакции 2005 г.(4)) определяется по формуле

$$\varepsilon_a = \frac{V_g}{\alpha C_s}, \quad (4)$$

где V_g – скорость вызванная колебаниями частиц грунта при землетрясении, C_s – распространение сейсмической волны, км/с, α - коэффициент принимаемый в соответствии с C_s .

Деформации полученные по формуле (4) не должны превышать осевые деформации вызванные смещением трубопровода в грунте, согласно формуле (5)

$$\varepsilon_a \leq \frac{T_u \lambda}{4AE}, \quad (5)$$

где T_u – предельное сопротивление грунта осевому смещению трубы (определяется согласно «Руководства ASCE»), λ – длина сейсмической волны, A – площадь поперечного сечения трубы.

Например: при землетрясения с магнитудой 8 баллов, для трубопровода диаметром 640мм и толщиной стенки 12.7 мм, заглубленного 0.9 м, деформации частиц грунта составят $\varepsilon_a = 0.00067$.

Формула для определения допустимых деформаций трубы [3]:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} \left[1 + \frac{n}{1+r} \left(\frac{\sigma}{\sigma_y} \right)^r \right],$$

где σ – растягивающие напряжения в трубопроводе, σ_y – предел текучести металла трубопровода и n, r – коэффициенты модели, определяемые в зависимости от материала.

В последние годы все чаще стали использовать статистические методы расчетов трубопроводов, в том числе при сейсмических воздействиях (В.В. Болотин, Ш.Г. Напетваридзе, Б.П. Макаров). Вероятностные методы применительно к расчету инженерных конструкций на сейсмические воздействия разрабатывались Н.А. Николаенко.

Согласно рассматриваемой концепции безопасности подземных трубопроводов вероятность отказа системы может быть рассмотрена в зависимости от регионального расположения трубопровода, или деформаций конструкции.

Под вероятностью наступления отказа $P[R_i]$ понимается вероятность отказа (или ненаступления отказа), если понимать под отказом возникновение недопустимого для конкретного сооружения сейсмического ускорения a_c :

$$P[a_c] = \sum_j P[J_j] P_{a_c}[a_c/J_j], \quad (6)$$

где $P[J_j] = F_j[J_{j+1}] - F_j[J_j]$.

Если распределение J_j подчинено закону Пуассона, то

$$F_j[J_j] = \frac{[\bar{J}]^j e^{-\bar{J}}}{J_j},$$

где \bar{J} – среднее значение математического ожидания появления землетрясения определенной интенсивности (так для регионов Кавказа $\bar{J} = 4$ баллам).

Рассмотрим возможность определения отказов в результате превышения давления или перепадов температур в стенках трубопровода. Для определения рекомендуется $P(p < p^*)$ и $P(\Delta t < \Delta t^*)$ использовать данные об авариях из-за превышения давления транспортируемого продукта и перепада температур в стенках трубы, обработанные известными методами статистики. Однако сколько-нибудь достоверной выборки по авариям из-за превышения расчетных p и Δt нет. Аварийные ситуации в несейсмических условиях возникают в большинстве случаев не из-за превышения давления p , а в результате коррозии металла труб, из-за дефектов стыковых соединений, непроектной укладки труб с превышающими расчетные радиусами кривизны продольной оси, вследствие неправильного определения и учета физико-механических свойств грунта и т.п.

Если принять S_j как последовательность характеристик сейсмической активности, например, ускорений, смещений, интенсивности землетрясения в баллах и т.д., то R_i будет единой временной последовательностью состояния системы после каждого события (R_i может быть, например, уровнем напряжений в определенном наиболее опасном сечении трубопровода, перемещений и т.п.), которые возможны в результате землетрясения, происшедшего за расчетное время существования сооружения. Таким образом, R_i в этом случае будет интегральной оценкой «инженерного риска» (или надежности) при проектировании системы.

В данном случае два возможных состояния трубопровода: 1) трубопровод после землетрясения может нормально эксплуатироваться или расходы на его восстановление до прежнего уровня надежности не превысят

5–10%; 2) трубопровод после землетрясения нельзя нормально эксплуатировать, расходы на его ремонт значительно превышают 10% первоначальной стоимости или результатами повреждения могут быть взрывы с возможными травмами людей и даже жертвами. Наступление второго состояния условно можно связать с вероятностью превышения определенного уровня сейсмического ускорения

В простейшем виде вероятность того, что ускорение превысит некоторый предел и соответственно произойдет отказ, можно определить по формуле

$$P_{\tau}[R_{(1)}] = P[(k_c)_n] = 1 - P_{\tau}[R_{(2)}], \quad (7)$$

где $P_{\tau}[R_{(1)}]$ – первое состояние, означающее, что отказ произошел; $P_{\tau}[R_{(2)}]$ – второе состояние – состояние отсутствия отказа; k_c – коэффициент сейсмичности, равный отношению сейсмического ускорения к ускорению свободного падения g ; n – число землетрясений, происшедших за время эксплуатации («экономического» существования) трубопровода τ ; $P[(k_c)_n]$ – вероятность превышения сейсмического ускорения за период эксплуатации сооружения τ (за это время произойдет n землетрясений), нормированного и принятого для трубопровода определенной конструкции.

Разрушение трубопровода произойдет только тогда, когда сейсмическое воздействие превысит принятое для расчета. Таким образом, общий риск будет оцениваться только вероятностью возникновения сейсмического воздействия, большего расчетного. Если под S_i принимается a_c , оценка риска может быть записана так:

$$P[R_i] = P[S_i] = P[a_c]$$

Считая, что вероятность возникновения землетрясения с ускорением a_c распределяется по закону Пуассона, можно найти вероятность того, что сооружение ни разу не будет повреждено за весь срок службы или оно будет повреждено хотя бы 1 раз:

$$[P_0] = e^{-\lambda_a T}, \quad 1 - [P_0] = 1 - e^{-\lambda_a T}, \quad (8)$$

где $[P_0]$ – вероятность отсутствия повреждений в течение времени T ; T – время установленного «экономического» существования сооружения; λ_a – среднегодовая частота превышения ускорения уровня a .

В соответствии с существующими нормативными документами повторяемость землетрясений на территории нашей страны, которые могли бы привести к существенным потерям, в сопоставлении с «экономическим» сроком функционирования конкретного магистрального трубопровода, принимаемым равным, 33 годам, весьма мала. Однако не исключены случаи, когда ввиду каких-либо причин (возможного влияния так называемой

наведенной сейсмичности) вероятность возникновения сильного землетрясения более высокая (например, в районе Газли с 1976 по 1984 г. произошло три сильных землетрясения с магнитудами 7,3; 7,0 и 7,2).

Оценка вероятности разрушения сооружения при достижении критической деформации сооружения x , при реализации землетрясения заданной интенсивности, характеризующая напряженность его конструкций, превысит опасное значение $x = a$ хотя бы один раз.

Средняя частота отказов (выбросов значений функций $\tilde{x}(t)$ за уровень a) в единицу времени вычисляется по формуле

$$U(a, t) = \frac{1}{T_e(t)} e^{-\frac{a^2}{2\sigma_x^2(t)}}. \quad (9)$$

Эффективный период $T_e(t)$ изменения параметра $\tilde{x}(t)$

$$T_e(t) = 2\pi \frac{\sigma_x(t)}{\sigma_{\dot{x}}(t)} = 2\pi \left[\frac{\int_0^\infty S_x(\omega, t) d\omega}{\int_0^\infty \omega^2 S_x(\omega, t) d\omega} \right]^{\frac{1}{2}},$$

где $\sigma_{\dot{x}}(t)$ – стандарт первой производной (скорости изменения) функции деформаций.

Вероятность превышения прогибом $\tilde{x}(t)$ уровень a за время землетрясения $0 \leq \tau \leq t$ хотя бы один раз при любом наугад взятом землетрясении интенсивностью J баллов:

$$P(x > a/t) = 1 - \exp \left[- \int_0^t U(a, \tau) d\tau \right]. \quad (10)$$

Эта вероятность (10) является условной, она определяет степень уязвимости сооружения и его элементов при условии реализации землетрясения расчетной интенсивности.

Приведенные методы позволяют установить предполагаемый процент отказов (по принятому уровню) за время существования трубопровода, что даст возможность выбрать оптимальное решение.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Николаенко Н.А., Назаров Ю.П. Динамика и сейсмостойкость сооружений. М. Стройиздат, 1988.
2. O'Rourke M.J., Liu X. Response of buried pipelines subject to earthquake effects. MCEER, Buffalo.
3. Guidelines for the design of buried steel pipe. 2001 (add.2005).

Л.В. Муравьева

КРИТЕРИИ И ВАРИАНТЫ РАСЧЕТА ПОДЗЕМНОГО МАГИСТРАЛЬНОГО ТРУБОПРОВОДА ПРИ ПЕРЕСЕЧЕНИИ ЗОНЫ ТЕКТОНИЧЕСКОГО РАЗЛОМА

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Зоны добычи энергоресурсов все более расширяются, охватывая районы с неблагоприятными природно-климатическими воздействиями. Одним из таких воздействий на трубопроводы можно назвать смещения грунта в областях активных тектонических разломов.

На основании материалов обследования реальных трубопроводов, перенесших землетрясения, а также данных экспериментальных исследований все повреждения и разрушения трубопроводов можно сгруппировать следующим образом:

- разрушения трубопроводов, вызванные смещениями грунтовой толщи вдоль активного разлома;
- разрушения или повреждения трубопроводов вне зон влияния тектонического разлома в результате совместных деформаций трубопровода и грунтового массива, в котором этот трубопровод находится;
- разрушения или повреждения трубопроводов в местах их подсоединения к другим трубопроводам или сооружениям, а также на границах участков, сложенных грунтами с различными деформационными (сейсмическими) свойствами.

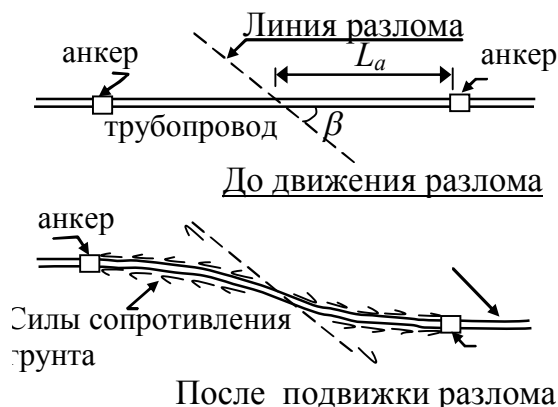


Рис. 1. Модель Ньюмарка-Холла для пересечения разлома

При проектировании трубопроводов появляется задача оценки напряженно-деформированного состояния конструкции из-за деформаций земной поверхности.

В нормах проектирования [1] указаны максимально допустимые уровни напряжений и деформаций газопроводах, но не приведены методики расчета. В известных методах расчета воздействие земли на трубопровод рассматривается при помощи пружин, моделирующих сопротивление грунта при перемещениях трубопровода вверх, вниз, в поперечном или продольном направлении. В работе [2] приведены критерии и варианты расчета конструктивных решений при пересечении трубопроводом зоны разлома.

Эффективная длина незакрепленного участка трубопровода или длина между крановыми узлами определяется по условию

$$L_a = \frac{(E_i \varepsilon_y \pi D t)}{t_u} + \frac{(E_p (\varepsilon - \varepsilon_y) \pi D t)}{t_u}, \quad (1)$$

где t_u – сила сопротивления грунта, действующая вдоль оси трубопровода; ε_y – деформация при пределе текучести; ε – пластические деформации материала, E_i – модуль деформаций материала трубопровода.

Инженерные методы расчета на прочность трубопровода при переходах через активные тектонические разломы основаны на ряде гипотез и допущений: с одной стороны, это балочная модель, с другой – билинейная модель поведения грунта. Данные методы применимы при малых подвижках грунта. В случаях больших смещений необходимо более точное моделирование деформируемой системы «трубопровод – грунт», – трехмерное конечно-элементное моделирование указанной системы.

При моделировании грунта, как трехмерного тела, применяются модели Мора–Кулона, Друкера–Прагера. Моделирование трубопровода выполняется элементами оболочки. Сопротивление окружающего грунта перемещениям трубы в вертикальной плоскости сопротивление грунта вследствие различия свойств грунтов засыпки и основания под трубой (их жесткости) различно. При перемещениях трубы в горизонтальной плоскости сопротивление грунта зависит от ширины траншеи и свойств грунта нарушенной и ненарушенной структуры.

Первоначально, при небольших перемещениях, между сопротивлением q_y и вертикальным перемещением u наблюдается почти линейная зависимость. Достигнув максимума, сопротивление грунта снижается. Достижение сопротивлением глинистых грунтов максимума характеризуется большими перемещениями трубы, т.е. в этот период происходит более значительное уплотнение грунта над трубой.

Определение давления грунта на трубу имеет большое значение при расчетах прочности и устойчивости подземного трубопровода. Давление (удерживающая способность) грунта определяется призмой выпора (рис. 2).

Принимая во внимание, что отношение глубины заложения к диаметру трубопровода не превышает пяти, можно считать, что угол откоса призмы определяется углом внутреннего трения грунта. Несколько сложнее со сла-

гаемыми, входящими в предельную удерживающую способность грунта и учитывающими сцепление грунта. Как показали исследования Г.И. Покровского и Д.А. Леонардса [1, 2], силы сцепления зависят от сил сжатия. Силы сжатия, т.е. нормальные напряжения в грунте, вызванные его массой, для трубопроводов имеют незначительную величину и изменяются в пределах от 0 на поверхности до 0,02–0,04 МПа на глубине 2–2,5 м.

Качественный характер взаимодействия трубопровода и грунта при продольных перемещениях описывается следующей схемой. До возникновения состояния предельного равновесия происходит деформация структуры грунта и касательные напряжения являются функцией перемещений. При дальнейшем росте перемещений касательные напряжения остаются постоянными и их максимальная величина ограничивается напряжением сдвига грунта, а минимальная – трением структуры.

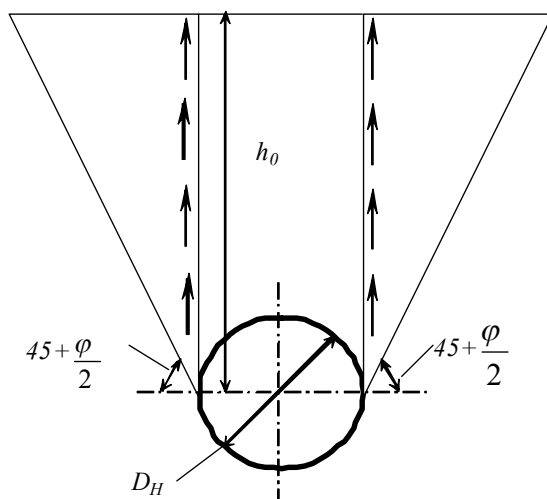


Рис. 2. Схема для определения давления грунта на трубу по [1]:
 φ – угол внутреннего трения грунта

Предельное сопротивление грунта сдвигу зависит от радиальных составляющих давления грунта по поверхности трубы и от сцепления грунта. Так как радиальные составляющие различны по поверхности трубы, то для расчетов целесообразно использовать интегральную сумму касательных напряжений по периметру трубы. Предельное сопротивление грунта сдвигу нелинейно зависит от высоты засыпки над трубой.

Поведение грунта описывается при помощи билинейной диаграммы деформирования. В [1, 2] предложена следующая формула для определения предельного сопротивления грунта сдвигу

$$\tau_{пр} = q_{пр} \tan \varphi_{зр} + 2\gamma_{зр} c_h \pi D_H^2 \tan \varphi_{зр} + 0,6\pi D_H c_{зр}, \quad (2)$$

где $q_{зр}$ – вес трубопровода с продуктом; $\varphi_{зр}$ – угол внутреннего трения грунта; c_h – безразмерный коэффициент; $c_{зр}$ – сцепление грунта.

Первое слагаемое этой формулы учитывает вес трубопровода с транспортируемым продуктом или отрицательную плавучесть, второе – давление грунта по периметру трубы и третье – необратимую часть сцепления грунта по периметру трубы.

Нагрузки на трубопровод – внутреннее давление и температурный режим – представляются в виде некоторого в среднем устанавливаемого по условиям режима работы газопроводной магистрали значениям.

Вид объемной расчетной КЭ-модели подземного участка трубопровода показан на рис. 3.

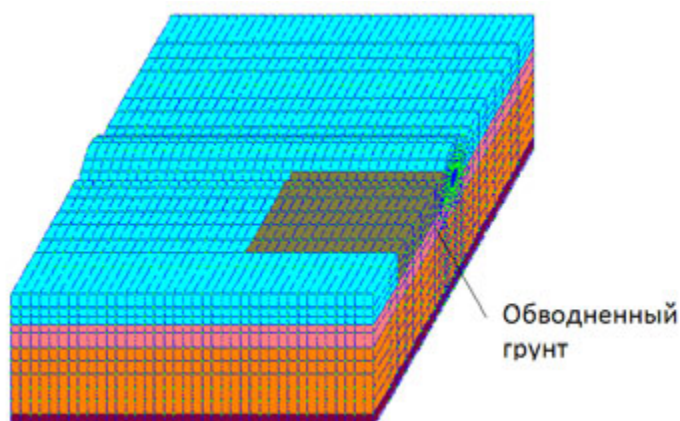


Рис. 3. Объемная конечно-элементная модель трубопровода с окружающим грунтом

Для иллюстрации описанной методики рассмотрена задача моделирования поведения подземного трубопровода при пересечении активного тектонического разлома под углом 90° к линии разлома. Параметры трубопровода следующие: внешний диаметр – 0,6 м, толщина стенки 0,0064 м, глубина погружения трубопровода (толщина слоя грунта над трубопроводом 1,2 м), рабочее давление 7,5 МПа, продукт – «природный газ».

Эффективная длина участка, согласно (1)

$$L_a = \frac{(E_t \varepsilon_y \pi D t)}{t_u} = \frac{2 \times 10^{11} \times 0,002 \times \pi \times 0,6 \times 0,0064}{68975} = 70 \text{ м,}$$

где $t_u = 68975 \text{ Н/м}$.

Динамические нагружения подземного трубопровода задается в виде сейсмических воздействий. Для определения внутренних усилий, возникающих в конструкции трубопровода при действии расчетных нагрузок, создана конечно-элементная модель (КЭМ) трубопровода в объемно-пластинчатой идеализации, отражающая основные особенности взаимодействия конструкции и окружающей среды.

Напряженно-деформированное состояние конструкции определялось на основании единой расчетной схемы. Для ограничения перемещения

системы, как твердого тела в расчетную схему введен грунтовый массив толщиной 5 м, обладающий большей жесткостью. Для ограничения влияния условий закрепления, учтены рекомендации по увеличению расчетной модели в пределах 5D трубопровода.

При расчете напряжений сейсмические напряжения суммируются с напряжениями, вычисленными от давления и температуры транспортируемого продукта. При расчете перемещений учитывается, что на момент начала сейсмического воздействия трубопровод находится стабилизированном состоянии с грунтом по отношению ко всем остальным видам воздействий.

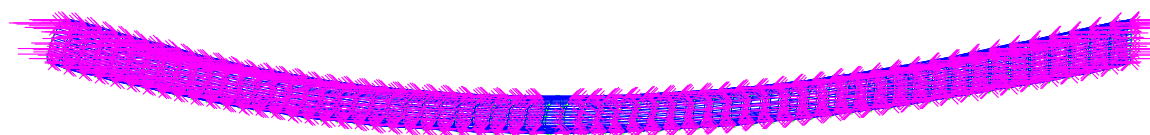


Рис. 3. Инерционные нагрузки по оси X

В результате расчета КЭ конструкции получены значения инерционных сил $J = 0.082 \text{ т}$ (-0.012т) (рис.2)

По анализу нормативных документов для магистральных газопроводов и литературных источников по аварийности трубопроводов в сейсмических районах, можно выделить следующие пункты:

-пересечение трубопроводом зон активных тектонических разломов допускается под углом, близким к 90° . При этом следует применять, как правило, надземный (незаглубленный в грунт основания) способ прокладки. Также возможно применение подземной прокладки. При этом необходимо соблюдать определенную (трапецеидальную) форму траншеи с пологими откосами (не менее 1 : 2).

Длина участка пересечения трубопроводом активного тектонического разлома принимается равной ширине разлома плюс 100 м в каждую сторону от границ разлома. На границах пересечений трубопроводом зон активных тектонических разломов возможно применение конструкций для повышения гибкости газопровода (устройство компенсаторов-упоров).

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СТО Газпром 2-2.1-249-2008.
2. Бородавкин П.П. Подземные трубопроводы.

ИННОВАЦИОННЫЕ ТЕХНОЛОГИИ В ТРИБОТЕХНИЧЕСКИХ АСПЕКТАХ ПОВЫШЕНИЯ РАБОТОСПОСОБНОСТИ ПАР ТРЕНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ МАШИН И ОБОРУДОВАНИЯ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университе

Повышение работоспособности пар трения в строительных машинах и оборудовании является наиболее актуальной проблемой, разрешение которой позволит повысить экономически и экологически целесообразную долговечность и надежность строительных машин, технологического оборудования и инструмента.

За полный цикл эксплуатации строительных машин, эксплуатационные затраты (расходы, трудоёмкость ремонта и затраты материалов на ремонт) в несколько раз превышают затраты на изготовление новых строительных машин.

Как один из способов достижения ресурсосбережения техники за счёт обеспечения её безаварийной эксплуатации во времени и снижения техногенного воздействия на окружающую среду в следствие утилизации отходов работы машин предлагается идея совмещения процесса смазки узлов некоторых машин и механизмов с одновременной сепарацией (регенерацией) масел для повышения долговечности или постоянства их паспортных характеристик.

Успешное достижение названной цели с минимальными материальными и трудовыми затратами возможно за счёт разработки и применения многофункциональных устройств, таких, как например, внутренние сетки-ловушки, устанавливаемые в нижней части картера двигателя внутреннего сгорания, с периодической их промывкой (пропаркой) или наружная приставка регенератор (сепаратор) смазочных масел.

Данные устройства могут решить сразу ряд проблем:

- удаление механических частиц;
- текущее снижение коэффициента трения;
- восстановление паспортных характеристик;
- уменьшение частоты замены смазок;
- утилизация отходов;
- снижение экологического ущерба от выбросов шлама.

Схематично зависимость величины трения от времени при применении многофункциональных устройств показана на рис. 1.

Также устройства позволяют если не нейтрализовать, то свести к минимуму изменение свойств контактирующих поверхностей в результате

взаимодействия и влияния окружающей среды и, как следствие, отсрочить разрушение поверхностей отдельных деталей и механизмов строительных машин в процессе их эксплуатации при трении. Это доказано триадой И.В. Крагельского: «...взаимодействие поверхностей, изменение свойств поверхностей в результате взаимодействия и влияния окружающей среды, разрушение поверхностей вследствие 2-х предыдущих процессов» [1].

Таким образом, наиболее эффективным направлением в борьбе с негативными последствиями износа и трения является разработка технологий позволяющих не просто модифицировать поверхностный слой контактирующих деталей строительных машин и оборудования, а добиться наиболее эффективного использования имеющихся ресурсов данных поверхностных слоёв.

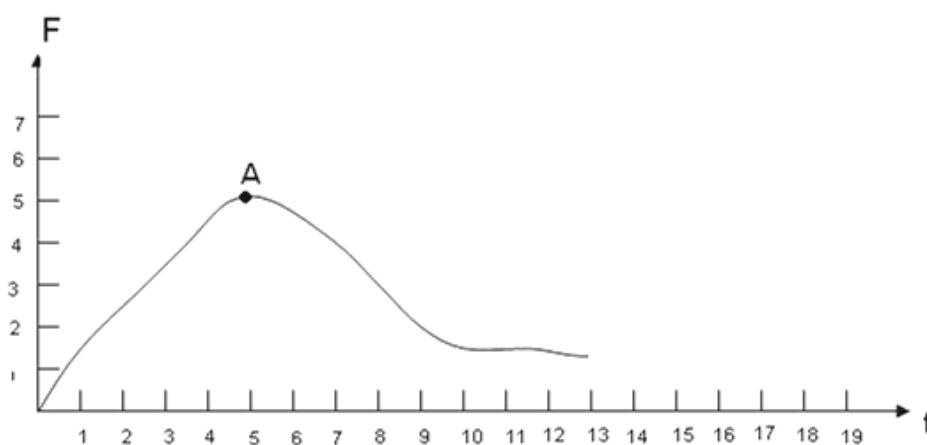


Рис. 1. Зависимость изменения трения пар во времени:
 t — время; F — сила трения; точка А является моментов применения многофункционального устройства

Повышение экономически и экологически целесообразной долговечности и надежности строительных машин, технологического оборудования и инструмента непосредственно связано с повышением износостойкости. Решение этой актуальной и практически необходимой задачи возможно только на базе глубоких, научно обоснованных решений. Управление трением, правильный выбор материалов по критериям трения и износостойкости, рациональное конструирование узлов трения и деталей машин и оптимизация условий эксплуатации могут существенно продлить срок жизни и повысить эффективность строительных машин, снизит вредные экологические воздействия при незначительном увеличении их стоимости.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Трение изнашивание и смазка // под ред. И.В. Крагельского. Москва «Машиностроение», 1978 г. В 2-х томах.
2. Решетов Д.Н. Детали машин. «Машиностроение», 1989.
3. Булычев Г.А. Многоцелевая техника в нефтегазовом деле: от идеи до серийного производства. Волгоград ВолгГАСУ, 2009.

Н.В. Накарякова, Т.М. Бочкарева

УТЕПЛЕНИЕ ФАСАДОВ ЗДАНИЙ СИСТЕМОЙ «ТЕКС-КОЛОР»

Пермский государственный политехнический университет

Выполнен анализ видов и технологий устройства современных фасадных систем зданий.

В регионах средней полосы России продолжительность отопительного периода составляет 226 суток, что в среднем составляет 7,5 мес., а на поддержание расчетной температуры воздуха в холодный период года – 20(22)°С, при температуре наиболее холодных суток – 35°С, согласно СНиП 2.08.01-89 «Жилые здания», для нашего региона, необходимы существенные затраты энергоресурсов.

По итогам аукциона, на поставку твердого топлива, проведенного 10 августа 2010 г., заключены государственные контракты в объеме 1 394,18 тыс. т угля и 73,54 тыс. куб. м дров на общую сумму 4 544,0 млн. руб. Очевидно что затраты являются значительными, особенно в сопоставлении с данными дефицита в финансировании, составляющего 38,8 млрд. рублей (газета Красная Звезда, 2 ноября 2010 г.).

Одним из вариантов сокращения энергоресурсов, может служить сокращение потерь тепла через ограждающие конструкции зданий и сооружений. В этой связи обращает на себя внимание повсеместное внедрение в строительную практику различных систем наружной теплоизоляции и отделки фасадов.

В последнее время в нашей стране отмечается бурное внедрение различных систем утепления, которые можно объединить в четыре основные группы:

- теплоизоляция «изнутри»;
- модернизированная колодцевая кладка;
- наружное утепление «мокрого типа»;
- вентилируемый фасад.

Теплоизоляция «изнутри» и колодцевая кладка являются широко известными и давно применяемыми в строительстве. Два других метода получили распространение в последние 5 лет и являются наиболее перспективными и прогрессивными.

Наружное утепление «мокрого типа» относится к защитной фасадной системе зданий, выполняющей роль защиты от неблагоприятных внешних воздействий (температурных, атмосферных и биологических), также защиты стен от охлаждения. Наружное утепление «мокрого типа» препятствует

выпадению конденсата на внутренних поверхностях фасадной системы, обеспечивает «дыхание» и дополнительную звукоизоляцию стен, гарантирует длительный срок эксплуатации. Массивная стена обладает высоким коэффициентом теплоусвоения, а утеплитель препятствует потере тепла наружу, за счет чего создаются комфортные условия проживания (т.е. температура внутренней поверхности наружной стены лежит в интервале +16...+25°C). Несущая стена не испытывает термических деформаций.

С течением времени меняются требования, предъявляемые к свойствам покрытий, а также их функциональное назначение: теперь стеновые покрытия, помимо технологичности и богатых декоративных качеств, должны обладать высокой стойкостью к негативному внешнему воздействию и обеспечивать надежную защиту строительных конструкций. В связи с этим в практике строительства все чаще стали применяться многокомпонентные фасадные системы «мокрого типа». К таким системам можно отнести системы Текс-Колор А2 и В1. Они разработаны на основе применения различных штукатурных составов, которые затворяются водой или представляют собой готовые водные дисперсии на не цементной связующей основе.

Начиная с весны 1997 года, системы наружной теплоизоляции фасадов зданий Тех-Color А2 и В1 были применены в России во многих регионах – в Поволжье, в Тюмени, в Восточной Сибири, в том числе и в Якутии, в Северо-Западном регионе и в Москве. В настоящее время системы применяются в большинстве регионов, в том числе и в нашем такими строительными фирмами как «Пермглавснаб», ОАО «Трест №14».

В общем виде системы А2 и В1 могут состоять из трех основных слоев:

1. *теплоизоляционный слой* – плиты утеплителя из материалов с низким коэффициентом теплопроводности, которые приклеиваются и дополнительно закрепляются механическим способом с помощью дюбелей к строительному основанию;

2. *базовый слой* – выполняется из специального клеевого состава, который армируется щелочестойкой сеткой из стекловолокна.

3. *защитно-декоративный слой* – из декоративной штукатурки (минеральные, акриловые, силикатные, силиконовые).

Область применения таких систем, согласно Техническому свидетельству Госстроя России № ТС-07-0717-03 от 30 апреля 2003 г., включает применение системы Текс-Колор А2 на зданиях I, II и III степеней ответственности, любой климатической зоны, любой степени огнестойкости; системы Текс-Колор В1 на зданиях I, II и III степеней ответственности, в любой климатической зоне, для зданий классов функциональной пожарной опасности: Ф 1.3 – в крупных и крупнейших городах России высотой до 12 этажей включительно, на остальной территории России – высотой до 9–10 этажей включительно; Ф 1.4 – без ограничения высоты.

Согласно нормам срок эксплуатации подобных систем может составлять не менее 25 лет, только в том случае, если система прошла необходимую сертификацию, поставляется одним производителем, правильно смонтирована и правильно эксплуатируется.

Многочисленными были рассмотрены преимущества, которыми обладают системы наружного утепления Текс-Колор А2 и Текс-Колор В1.

Применение систем позволяет достичь требуемого сопротивления теплопередаче согласно изменению №3 в СНиП II-3-79* «Строительная теплотехника» для любых ограждающих конструкций. Современные эффективные утеплители, такие как минеральная вата и пенополистирол, имеют низкое значение расчетного коэффициента теплопроводности, что при малой их толщине обеспечивает высокую теплозащиту. Так же применение таких систем позволяет при одном и том же пятне застройки увеличить полезную площадь помещений, за счет уменьшения толщины конструкции внутри здания.

Применение данных утеплителей по наружным граням стен при возведении и реконструкции зданий, позволяет гасить колебания наружной температуры. При этом для панельных домов решается проблема защиты и обновления межпанельных швов. Система утепления полностью герметична и влагонепроницаема. Не требуется периодический ремонт межпанельных швов.

Известно, что минеральная вата и пенополистирол являются эффективными звукопоглощающими материалами. Широкий спектр архитектурных и цветовых решений декоративной штукатурки, декоративные навесные элементы, применяемые в системе, позволяют возводить фасады любой сложности.

Применяя системы наружного утепления Текс-Колор А2 и В1 с эффективными утеплителями из минерального волокна или пенополистирола, можно легко добиться необходимых значений термического сопротивления R_0 [(м²×°С)/Вт] ограждающей конструкции, т.е. необходимой теплозащиты, которая обеспечит оптимальные сочетания температуры внутренней поверхности стен и температуры воздуха внутри помещения при минимальных затратах энергии.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СНиП 2.08.01-89* «Жилые здания».
2. <http://www.texcolor-rus.ru>.
3. http://www.redstar.ru/2010/11/02_11/1_03.html.
4. *Малявина Е.Г.* Пособие «Теплопотери здания. Справочное пособие». Москва, «АВОК-ПРЕСС», 2007.

Ю.И. Олянский, С.И. Шиян, С.А. Чарыкова, Т.М. Тихонова

СООТНОШЕНИЕ ПРОСАДОЧНЫХ И ПОСЛЕПРОСАДОЧНЫХ ДЕФОРМАЦИЙ В ЛЕССОВЫХ ГРУНТАХ МЕЖДУРЕЧЬЯ ПРУТ-ДНЕСТР

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Выполнены исследования образцов лессовых грунтов в условиях замачивания и длительной фильтрации воды. Установлены общие закономерности проявления просадочных и послепросадочных деформаций в зависимости от состава и свойств грунтов. Полученные значения послепросадочного уплотнения соизмеримы с результатами компрессионных испытаний по ГОСТовской методике.

Лессовые породы покрывают около 60 % территории северной Молдовы и более 90 % южной ее части и находятся в зоне инженерного освоения. Вследствие неизбежного нарушения природного равновесия в природной среде при техногенезе происходит подъем уровня подземных вод и начинается водонасыщение массивов лессовых пород. Противопросадочные мероприятия в основаниях гидротехнических сооружений, по трассам водопроводов и каналов часто оказываются мало эффективными по той причине, что назначены без учета длительного воздействия воды на грунты при систематической фильтрации, следствием которой является их дополнительное уплотнение.

Лабораторное изучение просадочности для проектирования объектов водоснабжения и гидромелиорации осуществляется в одометрах различных систем. Выполнение одного опыта занимает не более 3–4 суток, при этом время консолидации на каждой ступени нагрузки не превышает одних суток. Однако, как показывают практические исследования, особенности структуры лессовых грунтов таковы, что консолидация их не заканчивается в первые сутки, а может продолжаться длительное время. Если принять во внимание, что многие авторы делят общую величину деформации лессового грунта при замачивании на три составляющие: провальная просадка, замедленная просадка и послепросадочное уплотнение [1–7], то становится очевидным, что компрессионные испытания моделируют, в основном, первую составляющую общей деформации лессового образца. Это может служить причиной аварий зданий и сооружений, особенно с «мокрым» технологическим циклом.

В соответствии с вышеизложенным была поставлена задача изучить процесс длительной консолидации лессовых грунтов региона в компрессионных приборах. Для этой цели отобраны образцы основных литологи-

ческих типов и стратиграфических горизонтов из различных инженерно-геологических областей центральной и южной части республики. Вещественный состав образцов приведен в табл. 1. Лессовые породы делювиально-пролювиального генеза из центральной части республики (г. Кишинев) характеризуются невысоким содержанием пылевой фракции (менее 50 %) и повышенным содержанием песчаных частиц (до 51,3 %). Коэффициенты агрегированности для глинистых частиц не превышают 13,71, а для пылеватых частиц — 1,67. В дисперсной фракции основными минералами являются монтмориллонит и гидрослюда. Это преимущественно супеси и легкие суглинки с влажностью 0,09–0,18, пористостью 0,39–0,48. Лессовые породы эолово-делювиального генезиса из южных регионов республики (г. Тараклия, г. Тирасполь, г. Кахул) по содержанию пыли больше напоминают «истинные лессы». Содержание пылевой фракции у них значительно превышает величину 50 % и достигает 74 %, песчаной — 21–31,3 %. В дисперсной фракции преобладающим минералом является гидрослюда и монтмориллонит. Это преимущественно легкие, средние и тяжелые суглинки с влажностью 0,11–0,16, пористостью 0,36–0,46, коэффициентами агрегированности 2,07–14,78 — для глинистой фракции и 1,0–2,08 — для пылевой.

Компрессионные испытания осуществлялись методом «одной кривой» с замачиванием образцов при нагрузке 0,15 МПа. При больших сжимающих давлениях, значительная степень уплотнения образца препятствует интенсивной фильтрации воды. Испытания выполнялись по следующей схеме. Образец обжимался до нагрузки 0,15 МПа, после чего его влажность увеличивалась методом капиллярного водонасыщения. При такой влажности образец выдерживался от 2 до 4 недель до величины условной стабилизации равной 0,001 мм за сутки, на что уходило 15–25 суток, после этого создавались условия для фильтрации воды через образец в течение 30–60 суток. Направление фильтрации — снизу вверх при градиенте напора 50. Такая методика испытаний, несмотря на кажущуюся ее искусственность, позволяет выделить три составные части общей деформации образца при замачивании: величину провальной просадки (которая по мнению А.К. Ларионова заканчивается через 4 суток после замачивания), замедленную просадку и послепросадочное уплотнение. Одновременные замеры фильтрационного расхода воды в процессе опыта позволяют оценить изменения коэффициента фильтрации грунта, а величина градиента напора дает возможность, при определенных условиях, ввести масштаб времени для перехода от лабораторных к натурным условиям.

В табл. 2 приведены результаты компрессионных испытаний наиболее характерных образцов. Величина провальной просадки ϵs_1 не превысила 0,042, что составило, в среднем, 30–70 % от общей деформации

образца $\varepsilon_s/$. Приращение деформации за счет замедленной просадки $\varepsilon_s/2$ составляет 10–25 %. На стадии замедленной просадки завершилась деформация более плотных и непросадочных (по ГОСТ 23161–78) образцов № 280 и 455, послепросадочная деформация $\varepsilon_s/3$ у них не зафиксирована.

У ряда непросадочных (по вышеуказанному ГОСТу) образцов преимущественно из южных регионов республики (№ 274, 455, 462, 464) с высоким содержанием монтмориллонита отсутствует деформация на стадии замедленной просадки, что очевидно обусловлено набуханием глинистых минералов и компенсацией при этом просадочных деформаций. После начала фильтрации послепросадочные деформации у этих образцов оказались соизмеримыми с провально просадочными. Таким образом, на начало фильтрации реализовано от 15,8 до 84,6 % общей относительной деформации $\varepsilon_s/$. Наибольшей величиной замедленной просадки отличается образец № 227 с одним из самых низких значений содержания монтмориллонита. На начало фильтрации у него реализовано 75 % от общей деформации. Для остальных образцов деформация на стадии замедленной просадки в основном не превысила 15–20 % от провальной.

Величина послепросадочного уплотнения в целом составила 15,4–84,2 % от общей. Связь ее с содержанием глинистых минералов не установлена. Характерно, что для образцов № 210 и 314 с большой величиной провальной просадки после начала фильтрации так же отмечается резкое увеличение деформации. В первые 5–6 суток после начала фильтрации реализовано до 80 % послепросадочной деформации. У образцов с замедленным типом просадочных деформаций послепросадочное уплотнение так же увеличивается равномерно пропорционально времени фильтрации. Около 80 % его реализуется через 1,0–1,5 месяца после начала фильтрации.

Таким образом, по характеру проявления просадочных и послепросадочных деформаций изученные образцы близки к лессовым породам аналогичного состава и состояния из других регионов и в первую очередь Северного Кавказа и Южной Украины [1, 2]. Величина послепросадочного уплотнения у большинства образцов изученных типов пород соизмерима с просадочными деформациями. Неучет их при проектировании и строительстве объектов гидромелиорации и других инженерных сооружений может привести к аварийным ситуациям и к необходимости значительных затрат на ремонтно-восстановительные работы.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Запорожченко Э.В., Трусова С.В. О степени доуплотнения лессовых пород при длительной фильтрации через них воды // Тезисы докладов на Всесоюзной конференции, Ростов-на-Дону, 1980. — С. 109–113.
2. Окнина Н.А., Реутова Н.С., Иножарская Н.Г. Изменение инженерно-геологических свойств лессовых пород Дунай-Днестровского массива орошения под влиянием длительной фильтрации // Комплексная инженерно-геологическая оценка глинистых лессовых пород. Труды ПНИИИСа, т. XII. М.: Стройиздат. — С. 150–164.
3. Олянский Ю.И. Соотношение просадочных и суффозионно-пластических деформаций в лессовых грунтах Молдавии / Тезисы докладов Всесоюзной научной конф. посвященной 80-летию академика АН УзССР Г.А. Мавлянова. Ташкент, 1990. — С. 113–114.
4. Олянский Ю.И., Богдевич О.П., Вовк В.М. О дополнительном уплотнении некоторых типов лессовых пород Молдавии при фильтрации воды // Известия АН МССР. Физика и техника, 1991. № 3(6). — С. 118–127.
5. Олянский Ю.И. Лессовые грунты юго-западного Причерноморья (в пределах республики Молдова). Кишинев: Изд. Штиинца, 1992. — 130 с.
6. Олянский Ю.И. Опыт оценки послепросадочного уплотнения лессовых пород по лабораторным испытаниям // Вестник ВолгГАСУ. Серия Естественные науки. Вып. 4(14), 2005. — С. 81–85.
7. Сквалецкий Е.Н. К количественному учету послепросадочного уплотнения лессовых грунтов / Инженерная геология. 1983. №2. — С. 48–58.

А.Н. Павликов, О.В. Бойко

ОПРЕДЕЛЕНИЕ УГЛА НАКЛОНА НЕЙТРАЛЬНОЙ ЛИНИИ В СЕЧЕНИЯХ КОСОИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ ТРАПЕЦИЕПОДОБНОЙ ФОРМЕ СЖАТОЙ ЗОНЫ БЕТОНА

Полтавский национальный технический университет
имени Юрия Кондратюка, г. Полтава, Украина

Предложены аналитические зависимости для определения угла наклона нейтральной линии в сечениях косоизгибаемых железобетонных элементов прямоугольного профиля, полученные при использовании двухлинейных диаграмм деформирования бетона и арматуры.

Расчет прочности железобетонных элементов при косом изгибе, как известно [1–2], усложнен тем, что положение нейтральной линии в сечении элемента определяется, как правило, из трансцендентных уравнений [3], не одним, а двумя неизвестными параметрами, а именно: высотой X сжатой зоны бетона и углом ϑ наклона нейтральной линии. При этом форма сжатой зоны бетона в сечении элементов прямоугольного профиля может быть треугольной или трапециевидной. В настоящее

время согласно действующему в Украине СНиП 2.03.01-84 [4] расчет прочности косоизгибаемых элементов прямоугольного профиля предлагается проводить рассматривая только одну из возможных форм сжатой зоны бетона – треугольную. В общем случае расчет предлагается проводить с использованием методики последовательных итераций, принимая в первом приближении угол ϑ равным углу наклона нейтральной линии, определенному как для упругого материала. Аналогичный подход предлагается проектом нового украинского ДБН В.2.6-98:2009 для проектирования железобетонных конструкций. Между тем, как свидетельствуют работы [5–6], для железобетонных элементов прямоугольного профиля можно получить аналитические формулы для определения угла наклона нейтральной линии при трапециевидной форме сжатой зоны бетона.

В проекте ДБН В.2.6-98:2009, а также в действующих нормах России [3] допускается использование в качестве расчетных диаграмм состояния бетона и арматуры двухлинейных диаграмм. Такое допущение в расчетах прочности косоизгибаемых железобетонных элементов, как отмечено в работах [6–7], существенно упрощает расчетные зависимости. Следовательно, выведение в явном виде аналитических формул для определения угла наклона нейтральной линии на основе двухлинейных диаграмм деформирования бетона и арматуры является актуальной задачей.

Для выведения расчетных зависимостей использованы двухлинейные диаграммы зависимости «напряжения-деформации» для бетона (рис. 1, а) и арматуры (рис. 1, б).

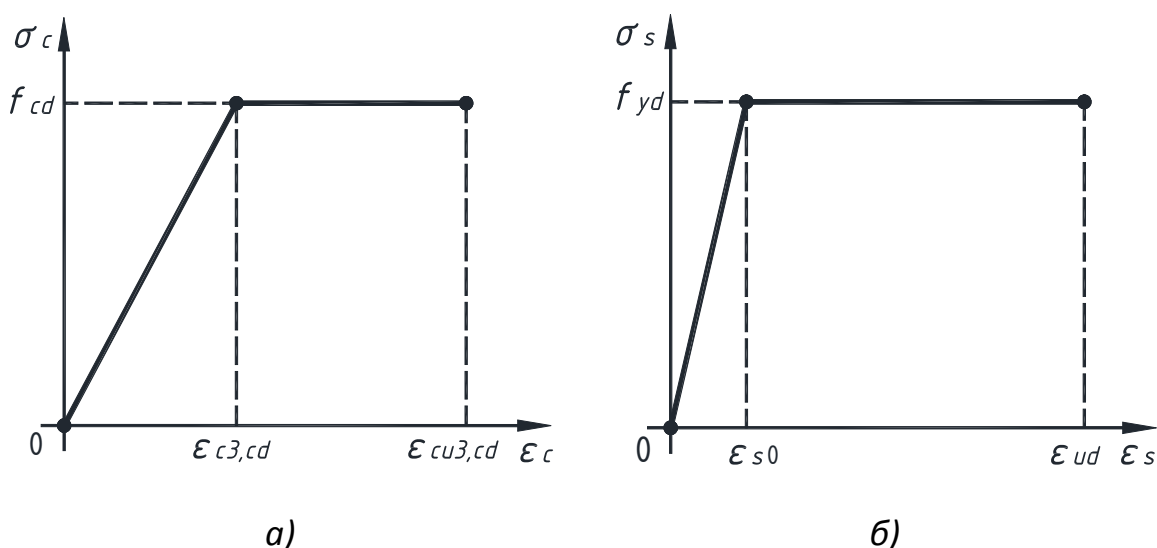


Рис. 1. Расчетные диаграммы деформирования:
 а – бетона; б – арматуры

Двухлинейная диаграмма деформирования бетона (рис. 1, а) описывается такими зависимостями:

$$\text{при } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c3,cd}, \sigma_c = E_{cd} \cdot \varepsilon_c; \quad (1)$$

$$\text{при } \varepsilon_{c3,cd} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu3,cd}, \sigma_c = f_{cd}, \quad (2)$$

где $\varepsilon_{c3,cd}$ – относительные деформации сжатия бетона при расчетных напряжениях f_{cd} бетона на сжатие; E_{cd} – расчетное значение модуля упругости бетона; $\varepsilon_{cu3,cd}$ – относительные предельные деформации сжатия бетона.

Расчетная двухлинейная диаграмма физического состояния арматурной стали с физическим пределом текучести (рис. 1, б) описывается зависимостями:

$$\text{при } 0 \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{s0}, \sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s; \quad (3)$$

$$\text{при } \varepsilon_{s0} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{ud}, \sigma_s = f_{yd}, \quad (4)$$

где ε_{s0} – относительные деформации удлинения арматуры при достижении напряжений расчетного сопротивления f_{yd} арматуры растяжению; E_s – расчетное значение модуля упругости арматуры; ε_{ud} – предельные относительные деформации удлинения арматуры.

Теоретические исследования выполняются на примере косоизгибаемых железобетонных элементов прямоугольного профиля с одиночным армированием при трапециевидной форме сжатой зоны бетона (рис. 2). Напряжение в бетоне в плоскостях, перпендикулярных к нейтральной линии, в соответствии с диаграммой состояния бетона (рис. 1, а) распределяются по двухлинейной эпюре. С использованием аналитических зависимостей диаграммы состояния бетона в виде (1–2) и гипотезы плоских сечений получен закон $\sigma_c = f(y_c)$ распределения напряжений по сжатой зоне бетона в плоскости YOZ (рис. 2):

$$\text{при } 0 < y_c \leq x - \lambda x, \sigma_c = \frac{f_{cd} y_c}{x - \lambda x}; \quad (5)$$

$$\text{при } x - \lambda x < y_c \leq x, \sigma_c = f_{cd}, \quad (6)$$

где x – высота сжатой зоны бетона; λ – уровень пластичности бетона

$$\lambda = 1 - \frac{\varepsilon_{c3,cd}}{\varepsilon_c}. \quad (7)$$

Для получения зависимости, с помощью которой можно вычислить угол ϑ наклона нейтральной линии, принимается предпосылка о расположении равнодействующих усилий в сжатой и растянутой зонах нормального сечения в плоскости, параллельной плоскости действия внешних сил. На

основе принятой расчетной схемы (рис. 2) в системе координат $X_0Y_0Z_0$ получено

$$\operatorname{tg}\beta = \frac{b_0 - x_{0,N_c}}{h_0 - y_{0,N_c}}, \quad (8)$$

где β – угол наклона внешней силовой плоскости к вертикальной оси симметрии сечения; b_0, h_0 – рабочие высоты поперечного сечения косоизгибаемого железобетонного элемента в направлении осей X_0 и Y_0 соответственно; x_{0,N_c}, y_{0,N_c} – координаты точки приложения равнодействующей напряжений N_c в бетоне сжатой зоны в системе координат $X_0Y_0Z_0$.

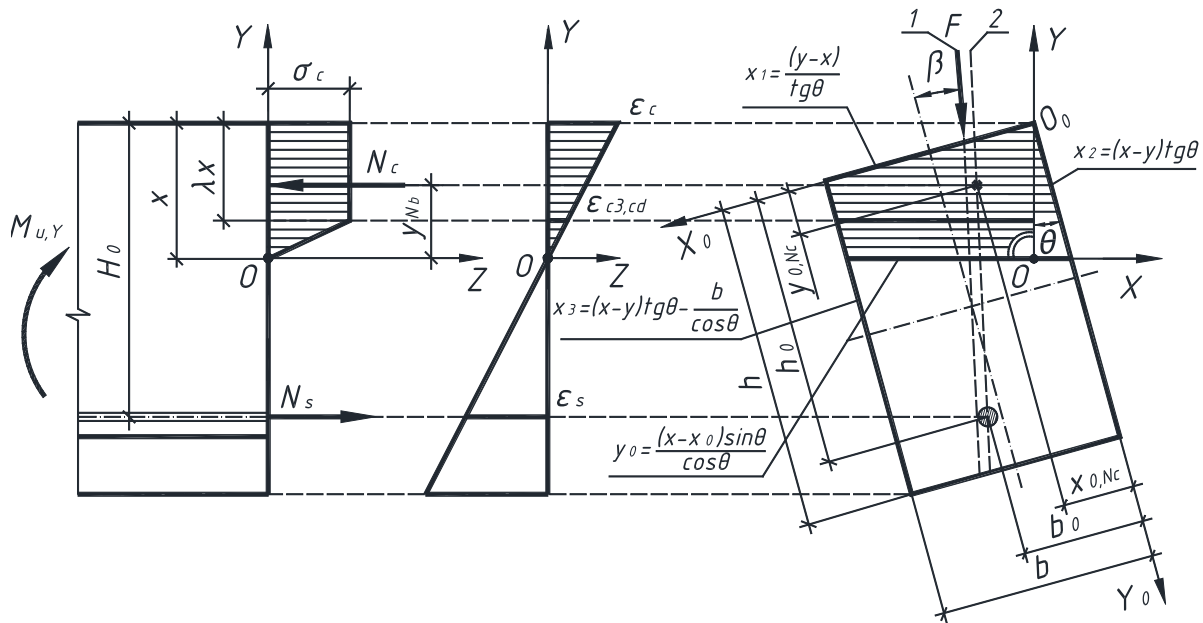


Рис. 2. Расчетная схема нормального сечения косоизгибаемого железобетонного элемента при трапециевидной форме сжатой зоны бетона:

- 1 – плоскость действия внешних усилий;
- 2 – плоскость действия внутренних усилий

После определения составляющих параметров и их подстановки в (8) получена формула, которая позволяет вычислять угол θ наклона нейтральной линии в сечении косоизгибаемого железобетонного элемента при трапециевидной форме сжатой зоны бетона:

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{\operatorname{ctg}\beta}{(3\psi - 2)} \left(-d/b + \sqrt{1 + 24X_0(3\psi - 2)\operatorname{tg}\beta(Z_0\operatorname{tg}\beta - Y_0)/b^2} \right), \quad (10)$$

где $d = 6X_0(\psi - 1)\operatorname{tg}\beta + b$; $X_0 = f_{yd}A_s/f_{cd}b$; $\psi = \omega_1/\omega$; $Z_0 = h_0 - 0,5X_0t$; $Y_0 = b_0 - 0,5bt$; $t = (4\psi - 3)/(3\psi - 2)$; ω_1, ω – функции полноты эпюры на-

пряжений в бетоне сжатой зоны для случая треугольной и прямоугольной форм сжатой зоны соответственно, которые определяются по формулам

$$\omega_1 = \frac{1 + \lambda + \lambda^2}{3}, \quad (11)$$

$$\omega = \frac{1 + \lambda}{2}. \quad (12)$$

В формуле для определения угла наклона нейтральной линии при трапециевидной форме сжатой зоны бетона учитывается влияние пластических деформаций бетона при достижении в бетоне наиболее сжатого ребра относительных предельных деформации сжатия, то есть при $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu3,cd}$. Значения деформаций в растянутой арматуре в этот момент определяются на основании гипотезы плоских сечений, $\varepsilon_s \geq \varepsilon_{s0}$.

Полученные на основе двухлинейных диаграмм деформирования бетона и арматуры формулы для вычисления угла θ при трапециевидной форме сжатой зоны бетона, позволяет проводить расчеты без использования итерационных методов. Это дает возможность упростить методику определения прочности железобетонных элементов, которые работают на кривой изгиб.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Торяник М.С., Вахненко П.Ф., Фалеев Л.В. и др. Расчет железобетонных конструкций при сложных деформациях / Под ред. М.С. Торяника. М.: Стройиздат, 1974. – 297 с.
2. Павліков А.М. Нелінійна модель напружено-деформованого стану косозавантажених залізобетонних елементів у закритичній стадії. Полтава, 2007. — 320 с.
3. СНиП 52-010-2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения / ГУП НИИЖБ Госстроя России. М.: ФГУП ЦПП, 2004. — 25 с.
4. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции. М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. — 80 с.
5. Павліков А.М. Розрахунок міцності нормального перерізу косозігнутих залізобетонних елементів в умовах закритичних деформацій бетону стиснутої зони // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. Рівне: НУВГП, 2005. Вип. 12. — С. 240–249.
6. Павліков А.М. Напружено-деформований стан навскісно завантажених залізобетонних елементів у закритичній стадії: дис. на здобуття наук. ступеня докт. техн. наук : спец. 05.23.01. Полтава, 2007. — 358 с.
7. Бойко О.В. Оцінка міцності навскісно зігнутих балок на основі дволінійних розрахункових діаграм деформування бетону та арматури: дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01. Полтава, 2010. — 230 с.

Таблица 1

Вещественный состав образцов лессовых грунтов

Лаборат. номер образца и геолог. индекс	Местоположение	Минеральный состав глинистой фракции %			Гранулометрический состав %			Микроагрегатный состав %			Кэф-ты агрегированности частиц	
		монт-мори-ллонит	гидро-слюда	прочие	песок >0,05 мм	пыль 0,05-0,005 мм	глина <0,005 мм	песок >0,05 мм	пыль 0,05-0,005 мм	глина <0,005 мм	<0,005 мм	0,05-0,005 мм
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
272 dp Q ₃₋₄	г. Кишинев	54	38	8	52,3	16,9	30,8	61,0	28,1	10,9	2,83	1,67
314 dp Q ₃₋₄	г. Кишинев	30	47	15	26,1	47,4	26,5	30,1	59,1	10,8	2,43	1,24
315 dp Q ₃₋₄	г. Кишинев	30	55	15	15,8	36,2	48,0	43,7	52,8	3,5	13,71	1,46
316 dp Q ₃₋₄	г. Кишинев	42	38	20	40,3	35,6	24,1	50,2	41,9	7,9	3,05	1,18
226 dp Q ₃₋₄	г. Кишинев	45	39	16	51,3	26,6	22,1					
227 dp Q ₃₋₄	г. Кишинев	34	46	19	28,4	30,5	29,1	54,1	36,6	9,3	3,16	1,20
274 dp Q ₃₋₄	г. Кишинев	50	40	10	46,8	17,9	35,3	58,0	21,8	20,2	2,86	1,21
278 dp Q ₁	г. Орхей	47	38	15	0,5	38,4	61,1					
280 dp Q ₁	г. Орхей	47	40	13	44,2	18,0	37,8	49,1	32,7	18,2	2,08	1,81

Окончание табл. 1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
205 deol Q ₃	г. Кахул	64	23	13	8,2	58,4	33,4	22,0	68,5	9,5	3,50	1,17
208 deol Q ₃	г. Кахул	46	42	12	2,9	74,0	23,1	18,3	77,7	4,0	5,81	1,05
210 deol Q ₃	г. Кахул	52	36	12	4,0	66,0	30,0	20,1	74,8	5,1	5,81	1,13
214 deol Q ₃	г. Кахул	44	43	13	2,1	69,1	28,8	22,8	67,9	9,3	3,12	1,00
302 deol Q ₃	г. Тараклия	43	40	17	10,4	45,7	43,9	17,6	61,2	21,2	2,07	1,34
303 deol Q ₃	г. Тараклия	41	41	18	14,4	38,8	46,8	22,9	56,3	20,8	2,25	1,45
304 deol Q ₃	г. Тараклия	47	39	14	10,6	45,7	43,7					
455 deol Q ₃	г. Тараклия	52	27	21	15,4	47,4	37,2	20,6	76,6	2,8	13,20	1,62
458 deol Q ₃	г. Тараклия	33	47	20	12,9	59,0	28,1	11,1	85,7	3,2	8,77	1,45
460 deol Q ₃	г. Тараклия	47	35	18	17,4	49,0	33,6	41,5	56,2	2,3	12,54	1,15
462 deol Q ₃	г. Тараклия	45	35	20	31,3	33,0	35,7	33,2	64,4	2,4	14,78	1,95
464 deol Q ₃	г. Тараклия	49	38	13	22,2	32,8	45,0	28,6	68,4	3,0	14,69	2,08

Таблица 2

Физико-механические свойства образцов лессовых грунтов

Лабораторный номер образца	Природная влажность ω	Число пластичности I_p	Пористость n	Относительная деформация при замачивании и фильтрации				$\frac{\varepsilon s'_1}{\varepsilon s'} \cdot 100\%$	$\frac{\varepsilon s'_1 + \varepsilon s'_2}{\varepsilon s'} \cdot 100\%$
				$\varepsilon s'_1$	$\varepsilon s'_2$	$\varepsilon s'_3$	$\varepsilon s'$		
272	0,11	0,13	0,40	0,004	0,001	0,007	0,012	33,0	41,7
314	0,11	0,12	0,48	0,042	0,005	0,037	0,084	50,0	56,0
315	0,18	0,11	0,44	0,020	0,002	0,016	0,038	52,6	57,9
316	0,14	0,02	0,39	0,017	0,008	0,021	0,046	37,0	63,0
226	0,09	0,08	0,40	0,022	0,004	0,034	0,060	36,7	43,3
227	0,12	0,07	0,44	0,015	0,018	0,011	0,044	34,1	75,0
274	0,12	0,13	0,37	0,010	0,000	0,002	0,012	83,3	83,3
278	0,16	0,18	0,40	0,009	0,003	0,008	0,020	45,0	55,0
280	0,12	0,12	0,36	0,002	0,001	0,000	0,003	66,7	100,0
205	0,17	0,12	0,43	0,010	0,003	0,004	0,017	58,8	76,5
208	0,11	0,09	0,46	0,020	0,004	0,006	0,030	66,7	80,0
210	0,15	0,10	0,44	0,024	0,005	0,010	0,039	61,5	74,4
214	0,13	0,08	0,33	0,009	0,001	0,003	0,013	69,2	76,9
302	0,18	0,17	0,42	0,017	0,001	0,008	0,026	64,4	69,2
303	0,19	0,19	0,45	0,020	0,006	0,028	0,054	37,0	48,2
304	0,20	0,16	0,44	0,012	0,001	0,010	0,023	52,2	56,5
455	0,15	0,14	0,40	0,003	0,000	0,000	0,003	100,0	100,0
458	0,14	0,09	0,40	0,011	0,000	0,002	0,013	84,6	84,6
460	0,16	0,12	0,42	0,019	0,004	0,006	0,029	65,5	79,3
462	0,13	0,13	0,36	0,009	0,000	0,004	0,013	69,2	69,2
464	0,16	0,15	0,40	0,003	0,000	0,016	0,019	15,8	15,8

В.А. Пшеничкина, А.С. Белоусов, И.В. Кукса

**ОЦЕНКА РАСЧЕТНЫХ ЗНАЧЕНИЙ
ДИНАМИЧЕСКИХ КОЭФФИЦИЕНТОВ
ПРИ ЗАДАННОМ УРОВНЕ СЕЙСМИЧЕСКОГО РИСКА**

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет,
ООО «Региональный центр оценки экспертиз в собственности»

Рассмотрим уравнения колебаний линейного осциллятора под действием случайной сейсмической нагрузки:

$$\ddot{\tilde{\varphi}} + 2c \dot{\tilde{\varphi}} + \lambda \tilde{\varphi} = -\ddot{\tilde{H}}(t), \quad (1)$$

где $\tilde{\varphi}(t)$ – случайная функция перемещения, λ – собственная частота системы, $\ddot{\tilde{H}}(t)$ – вектор сейсмических ускорений грунта, $c = \eta\lambda / 2$ – приведенная диссипация; η – коэффициент потерь.

При нулевых начальных условиях $\tilde{\varphi}(0) = \dot{\tilde{\varphi}}(0) = 0$ решение уравнений (1) запишется в виде:

$$\tilde{\varphi} = -\frac{1}{\lambda} \int_0^t \ddot{\tilde{H}}(\tau) e^{-c(t-\tau)} \sin \lambda (t-\tau) d\tau. \quad (2)$$

Спектральную плотность случайной функции сейсмического движения грунта аппроксимируем выражением

$$S(\omega) = D \frac{2}{\pi} \alpha \frac{m^2 + \omega^2}{m^4 + 2a \omega^2 + \omega^4}, \quad (3)$$

где $m^2 = \alpha^2 + \theta^2$, $a = \alpha^2 - \theta^2$.

Дисперсию D принимаем, согласно СНиП II-7-81*, равной $D = \sigma^2 = 0,25 \text{ м/с}^2$ (для 7-балльного землетрясения). Коэффициенты спектральной плотности $\alpha = 6 \text{ с}^{-1}$; $\theta = 14 \text{ с}^{-1}$.

Для решения вероятностной задачи (1) используем метод канонических разложений В.С. Пугачева [1]. Вычислим дисперсии D_φ и спектральные плотности $S_\varphi(\omega)$ перемещений системы. Далее переходим к принятому в действующих нормах квазистатическому методу расчета сооружений на инерционные нагрузки, получаемые умножением сосредоточенных масс конструкций на нормативные ускорения.

На рис. 1 приведены значения коэффициента динамичности, равного среднему квадрату смещения линейного осциллятора к среднему квадрату ускорений грунта

$$\beta_k = \omega_k^2 \sqrt{D_{\varphi k} / D}. \quad (4)$$

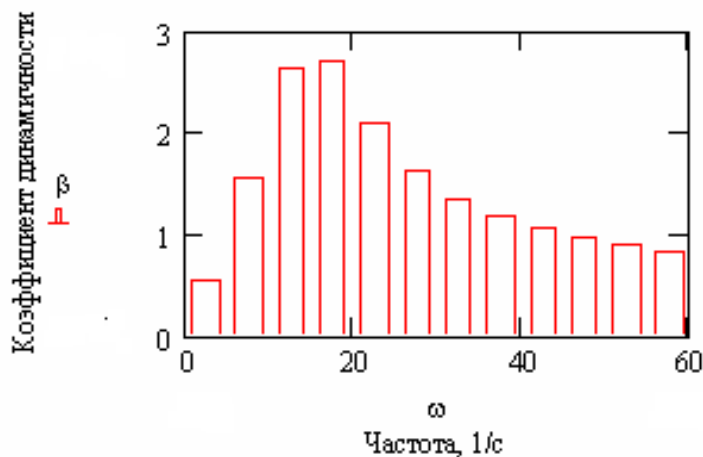


Рис. 1

Кoeffициент динамичности характеризует динамическую реакцию сооружения на сотрясение его основания.

При расчете исследовался интервал собственных частот λ_k динамических систем, совпадающий с интервалом частот, на который приходится не менее 90% (93,2% – по данным приведенного расчета) дисперсии случайной функции сейсмического ускорения грунта: $\lambda_k = \omega_k = 0, 1, 2, \dots, 60 \text{ с}^{-1}$.

Переходим к оценке вероятности разрушения и ожидаемого срока службы сооружения [2]. Эффективный период T_e изменения параметра $\tilde{\varphi}(t)$ равен

$$T_e = 2\pi \frac{\sigma_{\dot{\varphi}}}{\sigma_{\varphi}} = 2\pi \left(\frac{\int_0^{\infty} S_{\varphi}(\omega)}{\int_0^{\infty} \omega^2 S_{\varphi}(\omega)} \right)^{\frac{1}{2}}, \quad (5)$$

где $\sigma_{\dot{\varphi}}$ – стандарт первой производной (скорости изменения) функции обобщенных координат. Если затухание системы достаточно мало, то система ведет себя подобно фильтру, отбирая из внешнего воздействия главным образом те компоненты, частоты которых близки к собственной частоте системы (рис. 2). Для таких систем эффективный период можно вычислять по формуле $T_e = \frac{2\pi}{\omega}$.

Среднее число выбросов $U(a,t)$ функции прогиба за уровень a при реализации землетрясения заданной интенсивности:

$$U(a,t) = \frac{1}{Te(t)} e^{-\frac{a^2}{2\sigma_\varphi^2(t)}} \quad (6)$$

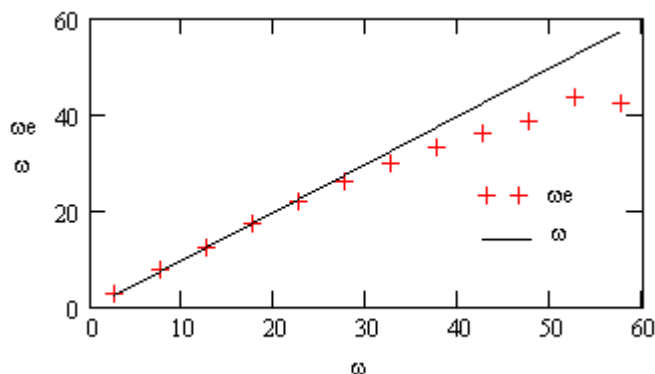


Рис. 2

Значения средней частоты отказа при уровне $a=1\sigma_\varphi$, $2\sigma_\varphi$ и $3\sigma_\varphi$ и $t=2c$ для рассматриваемого диапазона частот линейного осциллятора приведены в табл. 1.

Таблица 1

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
ω_j	2,5	7,5	12,5	17,5	22,5	27,5	32,5	37,5	42,5	47,5	52,5	57,5
$U(\sigma_{\varphi_i}, 2)$	0,40	0,75	1,21	1,66	2,09	2,49	2,84	3,17	3,47	3,76	3,97	4,08
$U(2\sigma_{\varphi_i}, 2)$	0,09	0,16	0,27	0,37	0,47	0,56	0,63	0,71	0,77	0,83	0,88	0,91
$U(3\sigma_{\varphi_i}, 2)$	$7 \cdot 10^{-3}$	0,014	0,02	0,03	0,04	0,04	0,05	0,06	0,06	0,07	0,07	0,08

Условная вероятность превышения прогибом $\tilde{\varphi}(t)$ уровень a за время землетрясения $0 \leq \tau \leq t$ хотя бы один раз равна

$$P(x > a|t) = 1 - \exp\left(-\int_0^t U(a|\tau) d\tau\right). \quad (7)$$

Эта вероятность определяет степень уязвимости сооружения и его элементов при условии реализации землетрясения расчетной интенсивности.

Для расчета долговечности сооружения вычисляется степень сейсмической опасности района строительства. Выбираем комплект карт А ОСР-97 с периодом повторяемости землетрясения 500 лет, что соответствует интенсивности $\Lambda = 0,002$ (лет⁻¹). Сейсмическая опасность как вероятность превышения расчетного землетрясения в течение T_0 хотя бы один раз вычисляется по закону Пуассона с постоянной интенсивностью

$$P(t) = 1 - \exp(-\Lambda t). \quad (8)$$

Полный сейсмический риск равен произведению вероятностей (7) и (8)

$$P_{seism}(a, T) = P(\varphi > a|t)P(T) = \left\{ 1 - \exp\left[-\int_0^t U(a, \tau)\right] \right\} [1 - \exp(-\Lambda T)] \quad (9)$$

и представляет собой вероятность наступления предельного состояния конструкций сооружений в течение срока эксплуатации. Эту вероятность сопоставляют с некоторой целесообразной вероятностью P^* , которую принимают за расчетную

$$P^* = P(\varphi > a|t)[1 - \exp(-\Lambda T)]. \quad (10)$$

Решив уравнение (10) относительно a , получим формулу для расчетного ускорения, которая включает в себя следующие параметры внешнего воздействия и сооружения: собственную частоту системы, дисперсию перемещения, время воздействия землетрясения, параметр повторяемости Λ , срок службы сооружения и показатель риска P^*

$$a^* = \sigma_\varphi \sqrt{-2 \ln \left[-\frac{T_e \cdot \ln(1 - P^*)}{\tau_E} \right]} = n \sigma_\varphi, \quad (11)$$

где τ_E – продолжительность интенсивной фазы землетрясения. Коэффициент n определяет число стандартов перемещения системы, содержащихся в расчетном ускорении.

Умножив обе части равенства (11) на $\frac{\omega^2}{\sqrt{D}}$, т.е. приняв обеспеченность расчетного значения ускорений грунта равной одному стандарту, получим аналогичную формулу для коэффициентов динамичности

$$\beta^* = \beta \sqrt{-2 \ln \left[-\frac{T_e \cdot \ln(1 - P^*)}{\tau_E} \right]} = n \beta. \quad (12)$$

Требуемый уровень безопасности сооружения $P(x > a^* | t)$, обеспечивающий заданную величину сейсмического риска P^* при нормативном сроке службы T_0 вычисляем, согласно (10) по формуле

$$P(\varphi > a | t) = \frac{P^*}{1 - \exp(-\Lambda T)}. \quad (13)$$

Так, например, при уровнях полного риска $P^* = 0,1$; $P^* = 0,05$; $P^* = 0,01$ требуемая вероятность отказа сооружения при условии реализации землетрясения интенсивностью 7 баллов с продолжительностью интенсивной фазы $\tau_E = 10$ с составляет, соответственно $P_{\text{тр}0,1} = 0,552$; $P_{\text{тр}0,05} = 0,276$; $P_{\text{тр}0,01} = 0,055$.

На рис. 3 показаны графики коэффициента n для рассматриваемых уровней риска.

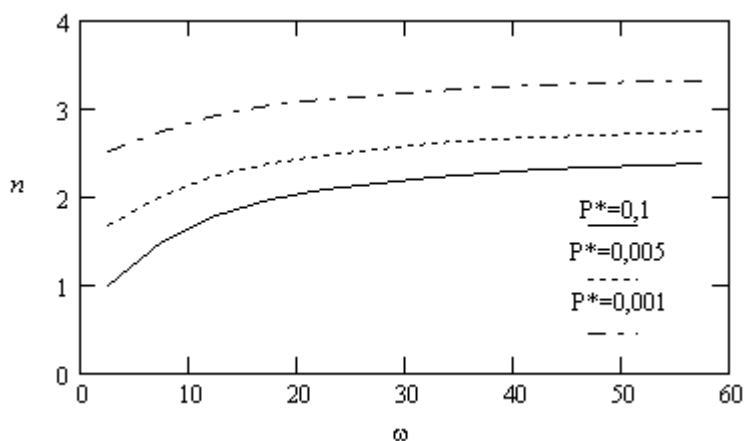


Рис. 3

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Пугачев В.С. Теория случайных функций. М.: Физматгиз, 1960. — 884 с.
2. Болотин В.В. Прогнозирование ресурса машин и конструкций. М.: Машиностроение, 1984. — 312 с.

В.А. Пшеничкина, А.С. Белоусов

МЕТОДИКА ОЦЕНКИ НАДЕЖНОСТИ ЗДАНИЙ КАК СЛОЖНЫХ СИСТЕМ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Рассматривается класс задач расчета конструкций, находящихся под действием кратковременных нестационарных нагрузок с высоким уровнем интенсивности (сейсмические, взрывные). Как правило, при таких нагрузках вопрос о накоплении повреждений не рассматривается. Задача состоит в отыскании вероятности хотя бы однократного достижения опасных состояний при реализации экстремального случайного процесса за срок службы сооружения T .

Согласно [1], расчетные случайные параметры конструкций можно разделить на 2 группы. В первую группу входят параметры прочности, относящиеся к свойствам самой конструкции и называемые обобщенной прочностью. Вторую группу составляют усилия в конструкциях от действующих нагрузок. Эти параметры называют обобщенной нагрузкой. В общем случае не только обобщенная нагрузка $\tilde{F}(t)$, но и обобщенная прочность $\tilde{R}(t)$ представляют собой случайные функции времени.

За отказ конструкции принимают возникновение неравенства

$$\tilde{F}(t) > \tilde{R}(t). \quad (1)$$

Если ввести в рассмотрение случайную функцию резерва прочности $\tilde{S}(t)$

$$\tilde{S}(t) = \tilde{R}(t) - \tilde{F}(t), \quad (2)$$

то отказом будет переход функции $\tilde{S}(t)$ через ноль в отрицательную область

$$\tilde{S}(t) < 0. \quad (3)$$

Зная характеристики случайных функций $\tilde{F}(t)$ и $\tilde{R}(t)$ – математические ожидания $m_F(t)$, $m_R(t)$ и корреляционные функции $K_F(t_1, t_2)$, $K_R(t_1, t_2)$ – можно вычислить характеристики случайной функции $\tilde{S}(t)$:

- математическое ожидание $m_S(t) = m_R(t) - m_F(t)$;
- корреляционную функцию при отсутствии взаимной корреляционной связи $K_{FR}(t_1, t_2) = 0$, $K_S(t_1, t_2) = K_R(t_1, t_2) + K_F(t_1, t_2)$;
- дисперсию $D_S(t) = K_S(t, t) = D_R(t) + D_F(t)$.

Отказы, связанные с потерей надежности конструкций, являются весьма редкими событиями, поэтому для них может быть принята модель пуассоновского типа.

Определим интенсивность выбросов и функцию надежности для резерва прочности $\tilde{S}(t)$. Поскольку выбросы $\tilde{S}(t)$ происходят в отрицательном направлении, то среднее число выбросов за 0 в единицу времени равно

$$\bar{U}^-(0) = - \int_{-\infty}^0 \dot{S} \cdot p(0, \dot{S}) d\dot{S}, \quad (4)$$

где $p(0, \dot{S})$ – совместная плотность вероятностей функции резерва прочности $\tilde{S}(t)$ и ее производной $\dot{\tilde{S}}(t) = \frac{d\tilde{S}(t)}{dt} = \frac{d\tilde{R}(t)}{dt} - \frac{d\tilde{F}(t)}{dt}$ в каждый момент времени t . Знак «-» означает отрицательную скорость $\dot{S} < 0$ при движении вниз за нулевой уровень.

Если износ практически отсутствует, прочность $\tilde{R}(t)$ не зависит от времени и представляет собой случайную величину $\tilde{R}(t) = \tilde{R}$, тогда резерв прочности запишется в виде $\tilde{S}(t) = \tilde{R} - \tilde{F}(t)$.

Далее получим $\dot{\tilde{S}}(t) = \frac{d\tilde{R}}{dt} + \frac{d\tilde{F}}{dt} = 0 - \dot{\tilde{F}}(t) = -\dot{\tilde{F}}(t)$, т.е. скорость изменения функции резерва прочности полностью определяется скоростью изменения функции обобщенной нагрузки

$$\int_{-\infty}^0 \dot{S} \cdot p_S(\dot{S}) d\dot{S} = \int_{\infty}^0 \dot{F} \cdot p_F(\dot{F}) d\dot{F}. \quad (5)$$

Тогда интенсивность отказов равна

$$U^-(0) = -p_S(0) \int_0^{\infty} \dot{F} \cdot p_F(\dot{F}) d\dot{F}, \quad (6)$$

где $p_S(0)$ и $p_S(\dot{S})$ – соответственно плотности вероятностей функции резерва прочности и ее производной в момент времени t .

Функция надежности принимает вид

$$P(T) = [1 - H_S(0|R)] \exp \left[- \int_0^T \bar{U}^-(0) dt \right], \quad (7)$$

где $H_S(0|R)$ – условная вероятность отказа конструкции при $t=0$.

Зависимости (1)–(7) используются для систем, надежность которых равна надежности наиболее нагруженного элемента. Функция надежности многоэлементной системы зависит от надежности всех ее элементов.

Пусть задана система, состоящих из m элементов. Усилия, возникающие в k -м элементе конструкции, обозначены $f_k(t)$, соответствующие сопротивления – $r_k(t)$. Условная вероятность отказа для многоэлементной системы равна [2]

$$H(t|r) \approx \sum_{k=1}^m \int_0^t \exp \left[-\frac{(r_k - \bar{f}_k)^2}{2\sigma_{qk}^2} \right] \frac{\omega_k}{2\pi} d\tau. \quad (8)$$

Примем, что параметры обобщенной нагрузки $f_k(t)$ представляют собой стационарные или квазистационарные дифференцируемые нормальные процессы с математическими ожиданиями $\bar{f}_k(t) \gg 0$, дисперсиями $\sigma_{fk}^2(t)$ и эффективными частотами $\omega_k(t)$, которые являются медленно меняющимися по сравнению с реализациями функциями времени. Параметры обобщенной прочности удовлетворяют следующим условиям: являются медленно меняющимися нормальными процессами с математическими ожиданиями $\bar{r}_k(t) \gg 0$ и дисперсиями $\sigma_{rk}^2(t)$. Кроме того, выполняется условие

$$\frac{\sigma_{rk}^2 f_k + \sigma_{fk}^2 r_k}{\sigma_{rk} \sigma_{fk} \sqrt{\sigma_{rk}^2 \sigma_{fk}^2}} \gg 1. \quad (9)$$

Тогда математическое ожидание числа выбросов для k -го элемента равно $\frac{\omega_k}{2\pi}$.

С учетом сделанных предположений формула полной вероятности отказа приобретает вид

$$H(t) \approx \sum_{k=1}^m \int_0^t \frac{\sigma_{qk}}{\sqrt{\sigma_{rk}^2 + \sigma_{qk}^2}} \exp \left[-\frac{(\bar{r}_k - \bar{q}_k)^2}{2(\sigma_{rk}^2 + \sigma_{qk}^2)} \right] \frac{\omega_k}{2\pi} d\tau. \quad (10)$$

Тогда условие надежности системы

$$H(t) \leq H_*(t), \quad [t \in (0, T_*)], \quad (11)$$

где T_* – установленный срок службы; $H_*(t)$ – нормативный риск системы, который в общем случае также зависит от времени.

Формулы (8)–(11) определяют основные отношения расчетов конструкций на надежность: вероятность отказа в зависимости от статистиче-

ских характеристик нагрузок и сопротивлений, от числа элементов системы и от установленного срока службы T^* .

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Ржаницын А.Р.* Теория расчета строительных конструкций на надежность. М.: Стройиздат, 1978. — 240 с.

2. *Болотин В.В.* Применение методов теории вероятностей и теории надежности в расчетах сооружений. М.: Стройиздат, 1971. — 256 с.

В.А. Пшеничкина, О.А. Богомолова

СИСТЕМА АВТОМАТИЗИРОВАННОГО РАСЧЕТА СЕЙСМИЧЕСКОЙ НАДЕЖНОСТИ ЗДАНИЙ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Расчетная система ИРИС разработана для автоматизированного расчета и оценки надежности жилых и гражданских зданий как пространственных систем на сейсмические нагрузки в вероятностной постановке. В основу расчета зданий положена вероятностная дискретно-континуальная пространственная модель тонкостенного составного стержня, которая применима для зданий, обладающих явной регулярностью конструктивных элементов в вертикальном или горизонтальном направлении. Модель предназначена для расчета следующих типов конструктивных систем зданий большой этажности: связевых и рамно-связевых, бескаркасных (крупнопанельных и монолитных), а также бескаркасных крупнопанельных, кирпичных и монолитных зданий, протяженных в плане. В табл. 1. приведены типы конструктивных систем многоэтажных зданий, которые можно представить пространственной моделью тонкостенного составного стержня, и дано соответствие элементов здания элементам принятой модели.

Сейсмическая нагрузка моделируется в виде случайного поля, составляющие которого представлены в виде стационарных и стационарно связанных случайных функций поступательного и углового ускорения грунтового основания. Вероятностно-статистические характеристики компонент поля задаются в виде матрицы спектральных и взаимных спектральных плотностей. Вектор математических ожиданий принимается нулевым.

Детерминированный и вероятностный расчет зданий, вычисление усилий, напряжений и перемещений в несущих конструкциях проводится аналитически.

Конструктивные системы зданий, для которых применима модель тонкостенного составного стержня

Конструктивная система здания	Модель тонкостенного составного стержня		
	Вертикальные элементы (швы)	Горизонтальные элементы	
		Абсолютно жесткие связи	Упругие связи сдвига
1. Каркасно-связевая	Простенки плоских и пространственных элементов жесткости	Перекрытия	Перемычки
2. Каркасная рамно-связевая	Простенки элементов жесткости вместе с колоннами каркаса	Перекрытия	Перемычки, ригели каркаса
3. Каркасная рамная	Колонны каркаса	Перекрытия	Ригели каркаса
4. Бескаркасные крупнопанельные здания	Вертикальные ряды простенков	Перекрытия	Перемычки, соединительные элементы между вертикальными рядами панелей
5. Монолитные здания	Вертикальные ряды простенков	Перекрытия	Перемычки

Ввод и редактирование исходных данных производится в левой части экрана (рис. 1). В нижнем левом углу расположены следующие вкладки: общие параметры; узловые точки; ветви; швы; параметры сейсмической нагрузки. Выделив на плане здания несущие конструктивные вертикальные и горизонтальные элементы (ветви и швы стержня), пронумеруем произвольно все ветви и швы основной системы, а также характерные точки – точки изломов и краев ветвей стержня. Номер ветви обозначен в квадратике, номер шва – в кружочке. Оси координат в основной системе проводятся следующим образом: ось Z направлена вниз, в план здания, оси a и b направляем параллельно разбивочным осям здания; начало координат O выбираем произвольно. Вводим геометрические и жесткостные характеристики ветвей и швов.

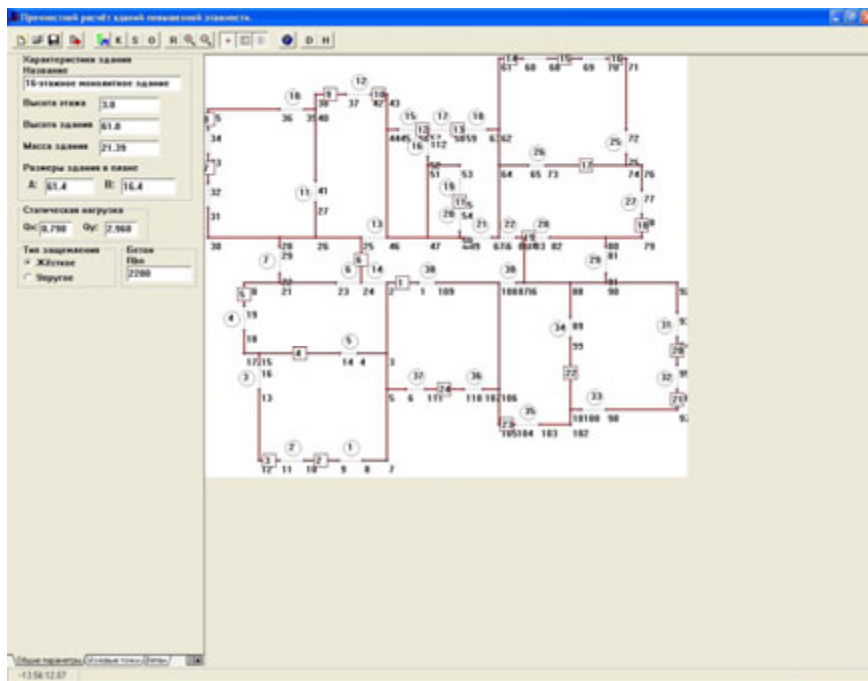


Рис. 1. Режим ввода исходных данных. Расчетная модель монолитного здания в виде тонкостенного составного стержня (план)

В правой части экрана формируется изображение расчетной схемы здания с соответствующим обозначением швов, ветвей и характерных точек.

Расчетный блок автоматизированной системы ИРИС включает в себя программы для решения следующих задач расчета зданий:

1. Основная система и ее жесткостные характеристики (кнопка «О» на панели задач). Вычисляются главные изгибные, секториальная и крутильная жесткости основной системы; положение главных осей; координаты центра изгиба. Вычисляются координаты сдвига и коэффициенты жесткости швов (рис. 2).

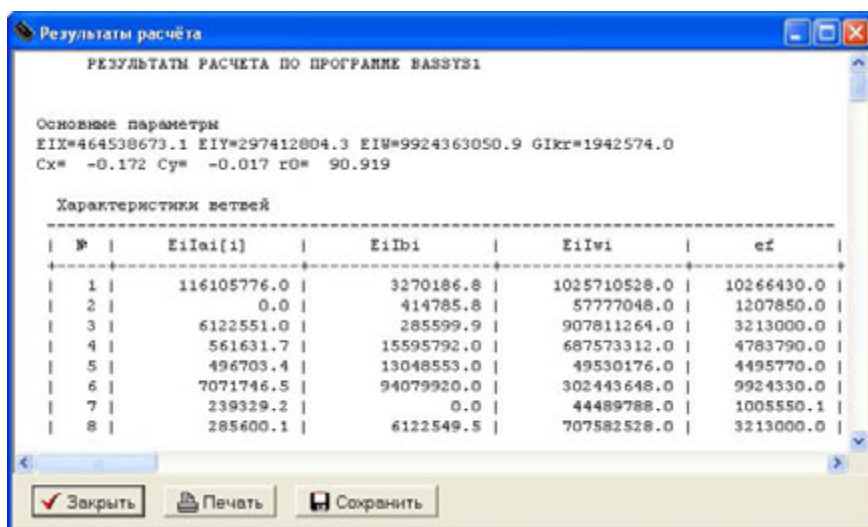


Рис. 2. Результаты расчета жесткостных характеристик системы

2. Статический расчет (кнопка «S»). Вычисляются обобщенные сдвигающие усилия в швах; обобщенные внутренние усилия и напряжения в ветвях при действии горизонтальной статической нагрузки.

3. Свободные колебания (кнопка «K»). Вычисляются периоды и формы свободных изгибно-крутильных пространственных колебаний зданий как в детерминированном, так и в вероятностном приближении с учетом статистического разброса физико-механических и жесткостных параметров здания (рис. 3).

Результаты расчёта

Частоты собственных колебаний:

$\omega_x=$	3.433	$\omega_y=$	2.025	$\omega_w=$	4.291
$\omega_x=$	21.513	$\omega_y=$	13.165	$\omega_w=$	26.892
$\omega_x=$	60.238	$\omega_y=$	36.656	$\omega_w=$	75.299
$\omega_x=$	118.040	$\omega_y=$	71.688	$\omega_w=$	147.554

Максимум стандартов инерционной нагрузки (амплитуды)

SX1:

0.555	-0.557	-0.410	-0.394
0.000	3.169	0.838	0.798
0.000	0.000	1.047	0.994
0.000	0.000	0.000	0.951

SY1:

0.299	-0.535	-0.311	-0.305
0.000	2.830	-0.386	0.287
0.000	0.000	1.809	1.009
0.000	0.000	0.000	1.002

Закреть Печать Сохранить

Рис. 3. Результаты расчета свободных колебаний

4. Динамический расчет (кнопка «SM»). Вычисляются усилия и напряжения в элементах конструкции здания от действия многокомпонентной случайной динамической нагрузки. Раздел «Динамический расчет» включает в себя следующие задачи: вычисление амплитуд перемещений и сдвигающих усилий от динамической нагрузки; вычисление коэффициентов динамичности и инерционной нагрузки; расчет зданий на инерционную нагрузку без учета корреляции составляющих компонент динамического воздействия и обобщенных координат; вычисление дополнительных усилий и напряжений от учета корреляции составляющих вектора нагрузки и корреляции обобщенных координат.

5. Оценка надежности сооружения (кнопки «D» и «H»). Вычисляется полный сейсмический риск с учетом сейсмической опасности территории и вероятности превышения усилий в сечениях заданный расчетный уровень при условии реализации землетрясения проектной интенсивности (рис. 4).

Использование системы автоматизированного расчета зданий ИРИС не требует специальной математической подготовки. Она имеет удобный интерфейс и меню. Сложные задачи вероятностного расчета конструкций представлены в форме, доступной для инженерных исследований. Она также может быть использована аспирантами и студентами-дипломниками.

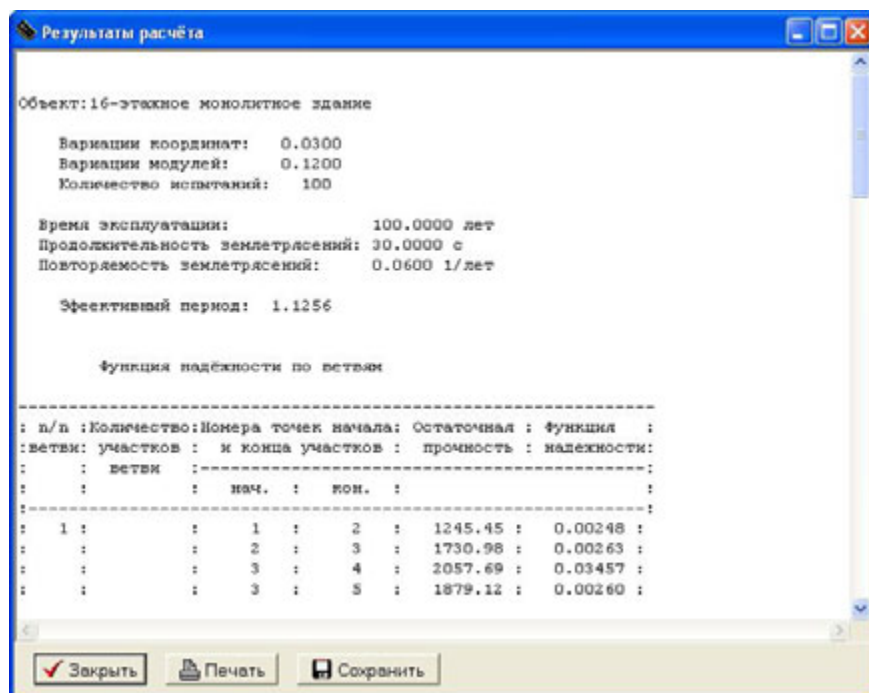


Рис. 4. Вычисление условной функции надежности (риск)

В.А. Пшеничкина, А.Г. Шушпанова

МЕТОДИКА ОЦЕНКИ СЕЙСМИЧЕСКОЙ НАДЕЖНОСТИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Методика предназначена для оценки сейсмической надежности зданий и сооружений и их конструктивных элементов при проектировании и эксплуатации и применяется для решения следующих задач:

- Проведение вероятностного расчета зданий и сооружений на основе дискретных моделей МКЭ. Входные случайные параметры системы – сейсмические нагрузки, физико-механические и прочностные характеристики материалов и грунтов оснований, геометрические параметры конструкций и др. могут быть заданы в виде случайных величин, случайных функций или векторов;
 - Расчет сооружений на безопасность с оценкой назначенного ресурса;
 - Проектирование с заданным уровнем надежности (риска);
 - Определение границ области работоспособности системы при наличии повреждений и разрушений отдельных ее элементов для различных заданных уровней риска.

Функция риска включает в себя вероятность (повторяемость) экстремального землетрясения и условную вероятность отказа сооружений при его реализации.

Наиболее сложным и трудоемким этапом при оценке надежности является проведение вероятностных расчетов. В настоящее время расчет конструкций зданий и сооружений на сейсмические воздействия проводится на основе пространственных моделей с применением стандартных и уникальных пакетов прикладных программ, реализующих МКЭ. Однако, дискретные модели плохо приспособлены для решения вероятностных задач. Аналитические методы теории случайных функций могут применяться для моделирования входных параметров дискретных стохастических систем, но решение может быть получено только методом статистических испытаний. Для построения функции надежности (риска) требуется достаточное число испытаний в области малых вероятностей, следовательно, общее количество расчетов (вариантов исходных данных) составляет десятки тысяч вариантов. Поэтому для практических решений, особенно для расчетов зданий и сооружений в пространственной постановке, метод статистических испытаний неэффективен.

Вместе с тем, для стохастических дискретных систем оценку статистической изменчивости выходных параметров и вероятности отказа конструкций можно получить на основе сочетания методов статистической линеаризации и планирования эксперимента. При этом резко сокращается количество расчетов.

К.И. Рожкова, Д.Н. Сурсанов

СРАВНЕНИЕ МЕТОДИКИ ПРОВЕДЕНИЯ СТАТИЧЕСКИХ ИСПЫТАНИЙ СВАЙ ПО РОССИЙСКИМ И АМЕРИКАНСКИМ НОРМАМ

Пермский государственный технический университет

В статье выполнено сравнение российских и американских норм испытаний свай статической нагрузкой.

В данной статье приведены некоторые различия Американского ASTM D1143/D1143M-07 (далее ASTM) [1] и Российского ГОСТа 5686-94 (далее ГОСТ) [2].

ASTM предусматривает 7 возможных методик испытания грунтов статической нагрузкой: обозначаемых от «А» до «G». Конкретная методика подбирается в зависимости от конструктивных, технических и технологических характеристик проектируемого здания. Методики различаются ве-

личной и темпами приложения нагрузок, временем выдержки нагрузок. Далее укажем на основные различия в методиках проведения испытаний по ГОСТ и ASTM.

Вне зависимости от методик стандарт ASTM регламентирует расстояние от испытываемой сваи до анкерной L_1 и до опор реперной системы в свету L_2 значительно больше, чем ГОСТ, а именно: $5d < L_1 > 2,5$ м против $3d < L_1 > 1,5$ м, и $5d < L_2 > 2,5$ м против $L_2 > 2$ м соответственно.

Следующий ряд различий относится к используемому оборудованию – в ASTM предъявляются более детализированные требования, многих из которых нет в ГОСТе. Так, ASTM предусматривает использование динамометрического датчика для измерения передаваемой на сваю нагрузки, которая устанавливается между домкратом и балкой опорной конструкции. Датчик подтверждает нагрузку, приложенную к сваям при испытаниях для дублирования показаний монометров [3].

В отдельных случаях предполагается использование тензометров, которые устанавливаются в теле испытываемой сваи в процессе ее изготовления. Данное оборудование позволяет получить передаваемую на сваю нагрузку по всей ее длине, что приводит к более точному распределению ее боковой и лобовой составляющих сопротивления сваи в результатах испытаний.

Обязательным является наличие плавающих сферических опор на используемых домкратах, которые должны иметь ход не менее 15 % диаметров нагруженной сваи [4]. Плавающие опоры применяются для компенсации возможных радиальных нагрузок на шток.

Соединенная гидросистема, включающая в себя домкрат и насос, должна быть откалибрована как единый узел; допускается также калибровка каждого элемента в отдельности, но с меньшей, чем у единого узла, погрешностью. Кроме основного способа измерения деформаций сваи с помощью прогибомеров и индикаторов, предусматриваются также визуальный и оптический инструментальные контроли. Первый производится по отградуированной индикаторной шкале (наклеенной с двух сторон на боковую поверхность сваи) с помощью натянутой металлической струны, опоры которой также должны удовлетворять условиям по минимальному расстоянию между реперными опорами и сваями; второй – должен вестись по такой же шкале с помощью теодолита или нивелира.

Также есть ряд различий в проведении самих испытаний. По ГОСТ максимальная нагрузка (далее P_{max}), передаваемая на испытываемую сваю, равна полуторному значению расчетной, а загрузка сваи производится ступенями по 10% от нее; в то же время по ASTM P_{max} равна двукратной расчетной нагрузке, передаваемой ступенями по 25 % от расчетной.

По ГОСТ за критерий условной стабилизации деформации при испытании свай принимается скорость осадки сваи на данной ступени нагружения, не превышающая 0,1 мм/ч, по ASTM – 0,25 мм/ч.

По ГОСТ нагрузка при испытании доводится до значения, при котором общая осадка сваи составляет не менее 20 мм, но не более полутора расчетной, а по ASTM требуемая величина осадки – 15 % диаметра сваи.

Разгрузка сваи по ГОСТ производится после достижения наибольшей нагрузки ступенями по $0,2 P_{\max}$, с выдержкой каждой ступени 15 мин, по ASTM после достижения максимальной нагрузки или требуемой осадки сваи, ее начинают разгружать ступенями по $0,25 P_{\max}$ через час на каждой ступени разгрузки.

Таким образом, основные отличия методики проведения испытаний ASTM от ГОСТ можно свести к следующим позициям:

- 1) наличие дублирующей (инструментальной) системы при проведении испытаний;
- 2) детализированные требования, предъявляемые к оборудованию для проведения испытаний;
- 3) различные требования, предъявляемые к проведению испытаний.

В целом, испытания в соответствии с требованиями ASTM выглядят более надежными, т.к. американские нормы являются более подробными, дают исчерпывающую информацию о процессе и окончательных результатах, а требования использования резервной системы делают обеспечивающую страховку основной системы в случае ее выхода из строя. Также следует отметить, что ГОСТ с 1994 г. не изменялся, а ASTM обновлялся в 2007 г., поэтому учитывает наработки в технологическом и техническом плане, предусматривает применение более современного оборудования.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. ASTM D1143/1143M-07. Standard Test Methods for Deep Foundations Under Static Axial Compressive Load.
2. ГОСТ 5686-94. Грунты. Методы полевых испытаний сваями.
3. *Смолин Б.С., Захаров В.В., Пузанов В.В.* Особенности проведения испытаний сваями по российским и американским нормам // Основания и фундаменты, механика грунтов, 2010, №1.
4. *Смолин Б.С., Захаров В.В., Пузанов В.В.* Опыт проведения испытаний буронабивных свай по стандарту ASTM (США) // Основания и фундаменты, механика грунтов, 2009, №2.

Д.С. Селезнёва, Т.М. Бочкарева

ПНЕВМОПАЛУБКА ВОЗДУХООПОРНОГО ТИПА

Пермский государственный политехнический университет

Выполнен анализ состояния технологии применения пневмопалубки в современных условиях строительного производства.

Развитие современного строительства возможно только на основе внедрения экономически эффективных, надежных, технологичных конструкций с применением прогрессивных направлений проектирования и строительства. Проблемы проектирования больших по размеру зданий без тяжелых трудоемких покрытий и промежуточных опор поставили перед архитекторами и конструкторами задачу создания легких и прочных сводчатых конструкций. Эффективность применения таких конструкций обусловлена снижением материалоемкости несущего каркаса, снижением трудоемкости изготовления и монтажа, возможностью создавать здания универсального значения высокой архитектурной выразительности.

Область применения таких сооружений – это складские комплексы, гаражи, ремонтно-механические мастерские, производственные цеха, полигоны сборки конструкций, ангары, стоянки техники, склады, овощехранилища, зернохранилища, торговые центры, различные спортивные сооружения.

В прошлом веке были разработаны и реализованы в строительстве различные пневматические конструкции, которые как строительный объект не укладываются в привычные представления об инженерных сооружениях. В 60-х годах «пневматический бум» охватил всю Северную Америку, Европу и Японию. Пионером в этой области был Уолтер У. Бэрд, организовавший фирму «Бэрдэйр» в 1956 г. Практическая реализация идеи воздухоопорных зданий в России (тогда СССР) началась с некоторым запозданием. Одним из примеров является воздухоопорный склад в Львове.

Значительное развитие в практике современного строительства получила технология постройки быстровозводимых сооружений, основанная на использовании пневматической, т.е. воздушной опалубки. Особым преимуществом таких оболочек является полное отсутствие поддерживающих опор внутри конструкции. Очевидна экономичность строительства быстровозводимых зданий: в их цену не входит стоимость строительных лесов и их монтажа-демонтажа, арочная форма позволяет существенно сэкономить материалы. Помимо этого, сооружения имеют отлич-

ный эстетичный вид и способны вписаться практически в любой архитектурный пейзаж.

Пневмоопалубка воздухопорного типа изготовлена из прочной воздухо непроницаемой прорезиненной ткани, на которую методом торкретирования (набрызг под давлением) наносится пескобетонная или стеклофибробетонная смесь.

На первом этапе производства работ выполняется подготовка площадки под строительство. Второй этап – это возведение фундаментов, в качестве которых применяют буронабивные сваи с монолитным ростверком. Параметры фундамента подбираются на этапе проектирования по результатам расчетов нагрузок от конструкций сооружения и с учетом свойств грунтов в каждом отдельном месте строительства. Диаметр свай составляет 0,4 м, длина – определяется расчётом. Ростверк – монолитный с размерами поперечного сечения 0,9 м × 0,5 м.

На третьем этапе, до монтажа пневмоопалубочной системы, монтируются внутренние сети, устраиваются полы. В зависимости от технологического назначения сооружения могут быть выполнены полы следующих типов: грунтовые с втрамбованным щебнем, бетонные, асфальтобетонные.

Четвертый этап – это возведение монолитной оболочки. На подготовленное основание и, установленные в монолитный ростверк, технологические крепления монтируется пневматическая опалубка. Баллон опалубки приводится в проектное положение путём создания внутреннего избыточного давления воздуха во внутреннем объёме. По оболочке под давлением наносится бетонная смесь от пят к замку свода при помощи установки «Пневмобетон» и автовышки. С соблюдением мероприятий по обеспечению температурно-влажностного режима бетонная смесь выдерживается на пневмоопалубке до набора распалубочной прочности (не менее 12 МПа). После набора прочности бетоном, отключается воздухоподающая установка, давление в оболочке падает, пневмоопалубочную форму отрывают от отформованного свода и складывают на бетонном полу. При строительстве протяженного сооружения из нескольких модулей пневмоопалубка монтируется на новом месте. Эксплуатация пневматических опалубок требует абсолютно надежной работы воздухоподающей системы, так как прекращение подачи воздуха приводит к деформации возводимого сооружения.

По окончании возведения монолитной оболочки создают торцы будущего сооружения. Торцевое ограждение выполняется в виде: кирпичной стены, лёгких сэндвич-панелей, профилированного листа, монолитной стены (набрызг на металлическую сетку). Далее устанавливаются окна, въездные ворота.

Материал утеплителя свода подбирается в зависимости от температурного режима внутри сооружения при его эксплуатации. Технологически утепление выполняется как оклейкой свода теплоизоляционными материалами, так и набрызгом утеплителя. По окончании процесса утепления производится нанесение гидроизоляционного слоя.

Благодаря данной технологии можно быстро возводить полукапитальные ангары арочного типа с тонкой монолитной оболочкой из армоцемента (стеклофибробетона) возводящиеся модулями. Один стандартный модуль (8 волн по 3 метра) имеет размеры в плане: ширину – 12 м, длину – 24 м, высоту – 6м. Сооружения строятся путём последовательного возведения модулей до достижения необходимой технологической длины.

Метод возведения пространственных тонкостенных конструкций на пневмоопалубке с нанесением бетонной смеси набрызгом является более прогрессивной технологией, по сравнению с методом возведения сооружения, когда оболочка поднимается в проектное положение вместе с уложенной на нее бетонной смесью. Исключаются деформации бетона и случайный характер изменения геометрического положения арматурного каркаса.

Воздухоопорные сооружения – быстрая и экономически эффективная альтернатива капитальному строительству. С помощью таких конструкций появляется возможность перекрывать большие пролеты. При этом затраты на содержание и эксплуатацию такого сооружения значительно ниже, чем подобного капитального здания.

Низкие трудозатраты и незначительная масса опалубки при многократной оборачиваемости (20 раз и более) позволяют широко использовать ее в строительстве. Быстровозводимые здания — решение будущего в строительстве, которое находит всё большее применение: от складов в небольших торговых предприятиях, до ангаров в крупных транспортных компаниях.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Государственный стандарт РФ ГОСТ Р 52085-2003 «Опалубка. Общие технические условия» (принят постановлением Госстроя РФ от 22 мая 2003 г., №42).
2. *Ермолов В.В., Бэрд У.У., Бубнер Э. и др.* Пневматические строительные конструкции / под ред. В.В. Ермолова. М.: Стройиздат, 1983. — 439 с.
3. *Тур В.И.* Купольные конструкции: формообразование, расчет, конструирование, повышение эффективности: Учебное пособие. М.: Издательство АСВ, 2004. — 96 с.
4. <http://pnevmo-stroy.ru/>.
5. <http://www.alldomes.ru/>.

А.Ф. Стороженко, А.Е. Давыденко

К ВОПРОСУ О НАБЛЮДЕНИЯХ ЗА УСТОЙЧИВОСТЬЮ РЕПЕРОВ ВЫСОТНОЙ ОСНОВЫ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ УНИКАЛЬНЫХ ОБЪЕКТОВ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

В статье предложена методика уравнивания разомкнутого нивелирного хода, даны рекомендации по оценке устойчивости реперов высотной основы.

Для наблюдений за вертикальными перемещениями сооружений на территории строительства ответственных объектов, какими являются большинство объектов Сочинской олимпиады 2014 г., скоростных железнодорожных трасс и объектов атомной энергетики и другие, создается локальная высотная основа.

Исходные пункты нивелирной сети закладывают таким образом, чтобы обеспечить устойчивость этих пунктов на длительный период эксплуатации и гарантировать определение осадок сооружений с необходимой точностью.

Многолетний опыт наблюдений показывает, что вследствие различных причин, которые трудно заранее предопределить устойчивость реперов нарушается. Для обеспечения необходимой и достаточной точности наблюдений за осадкой и деформациями сооружений проводят регулярные наблюдения за устойчивостью реперов высотной основы. Для этого репера высотной основы периодически нивелируют, стремясь сохранить во всех циклах схему и программу нивелирования.

Оценка стабильности реперов в общем случае состоит в расчленении полученных в процессе повторных наблюдений данных на собственно вертикальные перемещения (осадки) и возможные ошибки их определения.

Если вертикальные перемещения с наперед заданной вероятностью превышают ошибки измерений, то их с той же вероятностью принимают за действительные перемещения. В противном случае, очевидно, имеет место стабильность реперов высотной основы.

Уместно отметить, что во всех известных методах исследования устойчивости реперов анализу подвергаются с помощью различных математических приемов одни и те же физические величины – измеренные превышения между реперами в циклах наблюдений.

В этом проявляется то общее, что характерно для любого из существующих методов анализа устойчивости реперов.

Главное, по нашему мнению, что существенно различает эти методы, предложенные разными авторами, — принцип выбора начальной высоты при повторном нивелировании.

По этому принципу все известные методы анализа стабильности реперов целесообразно разделить на две группы.

1. Методы, в основе применения которых лежит принцип неизменной отметки одного из наиболее устойчивых реперов сети.

2. Методы, в основе применения которых лежит принцип неизменной «средней» отметки всех реперов сети или группы наиболее устойчивых реперов.

В основу предложенной нами классификации методов [1] положено условие

$$H_1P_1 + H_2P_2 + \dots + H_mP_m = 0, \quad (1)$$

целесообразность применения которого при уравнивании свободных нивелирных сетей доказана также в [3]. В уравнении (1) H_1, H_2, \dots, H_m — высоты реперов сети; P_1, P_2, \dots, P_m — веса этих высот.

Действительно, принимая дополнительное уравнение вида

$$H_i = \text{const}, \text{ т.е. полагая } P_i = 1, P_1 = P_2 = \dots = P_{i-1} = P_{i+1} = \dots = P_m = 0,$$

получают первую группу методов анализа, основанных на принципе неизменной отметки одного наиболее устойчивого i репера сети.

Если же принять $H_1 + H_2 + \dots + H_m = 0$ и $P_1 = P_2 = \dots = P_m = 1$, то получим решение, основанное на принципе неизменной средней отметки реперов сети.

Каждая из этих групп включает в себя ряд подгрупп методов анализа устойчивости реперов, характеризующихся своеобразной методикой анализа, а также разной степенью наглядности и достоверности полученных результатов.

Нами выделено шесть подгрупп анализа, принадлежащих к первой группе. Опуская описание сущности каждой из этих подгрупп, отметим, что, выбирая за исходную высоту одного репера (наиболее стабильного по результатам анализа), мы допускаем определенный риск, поскольку возможно его локальное смещение, а применяемая методика анализа не позволяет обнаружить его.

Величина возможного локального перемещения исходного репера исказит картину вертикальных перемещений других реперов сети, а также исследуемых сооружений.

Возражение вызывает также отнесение нулевого значения области распределения ошибок к одному исходному реперу [2]. Постепенное расширение этой области с увеличением расстояния от исходного репера может привести к неравнозначным выводам при геодезической интерпретации результатов повторного нивелирования, если в качестве исходного будет принят другой репер сети.

Для иллюстрации сказанного сравним рис. 1–4. На рис. 1 показаны интервалы допусков погрешностей измерений для разных исходных реперов, на рис. 4 — для двух различных высотных систем.



Рис. 1. Интервалы допусков погрешностей измерений для исходных реперов 1, 2, 3, 4, 5

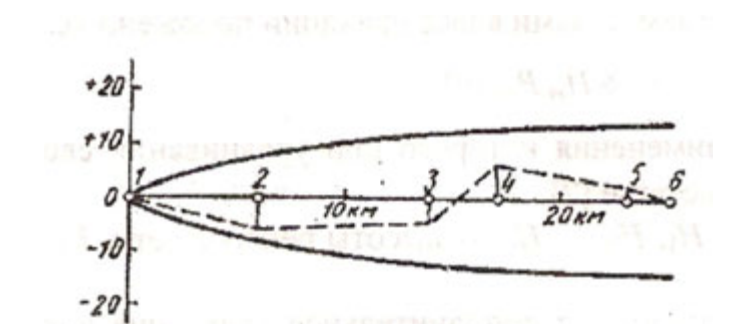


Рис. 2. Интервал допусков погрешностей измерений и вертикальные смещения реперов сети. Исходный репер 1

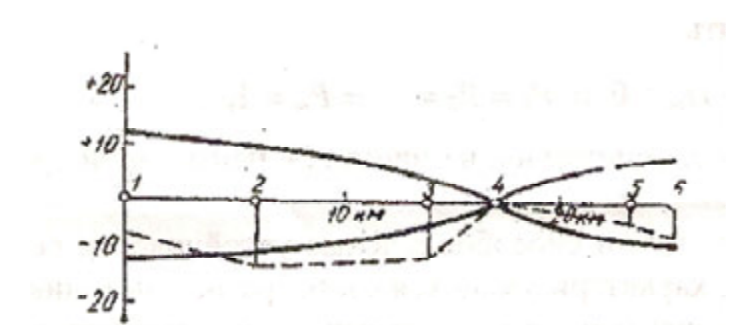


Рис. 3. Интервалы допусков погрешностей измерений и вертикальные смещения реперов сети. Исходный репер 4

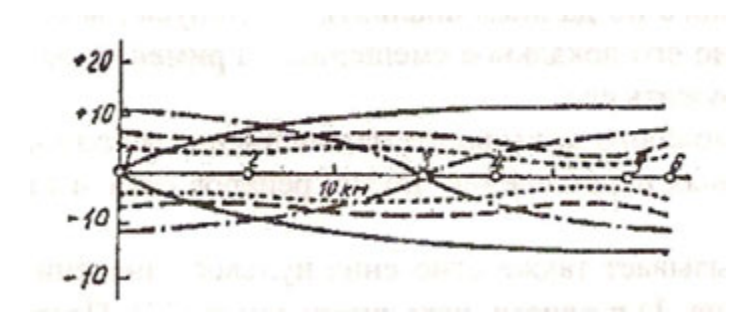


Рис. 4. Интервалы допусков погрешностей измерений для двух высотных систем:
 ----- — высотная система, включая репер 1 и 6;
 — высотная система, включая все реперы сети

В отношении устойчивости реперов 2 и 3 можно сделать разные выводы, если в качестве исходных поочередно принимать реперы 1 и 4. Из этих рисунков следует, что в разных системах отсчета один и тот же репер может проявить себя то стабильным, то нестабильным.

Вторая группа методов анализа устойчивости реперов, основанных на принципе неизменной средней отметки реперов сети, включает в себя методы профессоров П. Марчака и В. Черникова.

Теоретическое обоснование предложенного нами метода анализа стабильности реперов изложено в работах [1, 3] и состоит кратко в следующем. Мы предлагаем анализировать устойчивость реперов по результатам текущего цикла наблюдений обобщенным способом узлов с использованием математического аппарата теории матриц.

Обобщение способа узлов проф. В.В. Попова при уравнивании свободных нивелирных сетей сводится к двум положениям.

Во-первых, под реперами 1, 2, ..., m подразумевают не только узловые, но и некоторые неузловые реперы; во-вторых, предлагается более общее решение системы нормальных уравнений.

Для системы нормальных уравнений, матричный вид которой

$$A \cdot \bar{H} = V, \quad (2)$$

где A – матрица коэффициентов при неизвестных; \bar{H} – вектор высот и V – вектор невязок, характерным является то обстоятельство, что $\det A = 0$.

Последнее объясняется тем очевидным фактом, что для свободной нивелирной сети существует бесчисленное множество решений, удовлетворяющих условию

$$G = V^T P V = \min, \quad (3)$$

Так как измеренные величины h_{ik} ($i, k = 1, 2, \dots, m$) зависят не от самих значений H_j ($j = 1, 2, \dots, m$), а от их разностей. Поэтому если решением задачи является система $\bar{H}_1, \bar{H}_2, \dots, \bar{H}_m$, то условию задачи отвечает и все множество решений $\bar{H}_1 + x, \bar{H}_2 + x, \dots, \bar{H}_m + x$, где x – произвольное число.

Для получения некоторого решения из этого множества искомые величины \bar{H}_j подчиняют дополнительному уравнению (1). Это условие присоединяют к системе (2) и решают совместно. В общем виде результат присоединения условия (1) к системе (2) представляется нормальной системой

$$B \bar{H} = V. \quad (4)$$

При этом использование дополнительного уравнения (1) обеспечивает условие $\det B \neq 0$.

При обработке результатов повторных наблюдений за осадкой сооружений, а также на геодезических полигонах, уравнение (4) решается многократно при различных значениях V , но при неизменном значении B . Поэтому целесообразно получить матрицу B^{-1} , обратную по отношению к матрице B , т.е. такую, что

$$B^{-1} \cdot B = E = \begin{bmatrix} 1 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 1 & \dots & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ 0 & 0 & \dots & 1 \end{bmatrix}. \quad (5)$$

Тогда

$$\bar{H} = B^{-1} \cdot V. \quad (6)$$

На практике удобнее вычислять не сами высоты \bar{H}_i , а поправки в некоторые приближенные значения \tilde{H}_i , т.е. положить

$$\bar{H}_i = \tilde{H}_i + \Delta\tilde{H}_i, \quad (7)$$

и вычислить условные невязки

$$\bar{V}_{ik} = \tilde{H}_i + h_{ik} - \tilde{H}_k = h_{ik} - \tilde{h}_{ik}, \quad (8)$$

где $\tilde{h}_{ik} = \tilde{H}_k - \tilde{H}_i$.

В этом случае для матрицы \bar{H} высоты реперов получают значения

$$\bar{H}_i = \tilde{H}_i + \Delta\bar{H}_i.$$

При этом:

$$\bar{H} = \begin{bmatrix} \bar{H}_1 \\ \bar{H}_2 \\ \dots \\ \bar{H}_m \end{bmatrix}, \quad \Delta\bar{H}_i = \begin{bmatrix} \Delta\bar{H}_1 \\ \Delta\bar{H}_2 \\ \dots \\ \Delta\bar{H}_m \end{bmatrix}.$$

Поправки $\Delta\bar{H}_i$ в отметки реперов определяют из уравнения

$$B \cdot \Delta\bar{H} = V, \quad (10)$$

$$\Delta\bar{H} = B^{-1} \cdot V. \quad (11)$$

Элементы матрицы V_j получают по формуле

$$V_j = \sum_{k=1}^{m-1} p_{ki} \cdot v_{ki} - \sum_{k=1}^{n-1} p_{ik} \cdot v_{ik}, \quad (12)$$

а дополнительное уравнение (1) принимает вид

$$\Delta \bar{H}_1 + \Delta \bar{H}_2 + \dots + \Delta \bar{H}_m = 0. \quad (13)$$

Пример. Рассмотрим нивелирную сеть, состоящую из четырех реперов и трех соединяющих их ходов (рис. 5) [4]. Подсчет условных невязок (8) показан на примере 3-го цикла в табл. 1, где за исходные приняты превышения 1-го цикла.

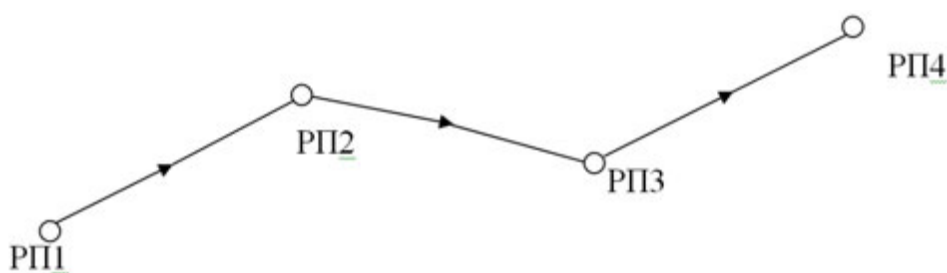


Рис. 5. Схема разомкнутого нивелирного хода

Таблица 1

№№ реперов	Превышения (мм)		$\bar{v}_{i,i+1}$
	1 цикл	3 цикл	
1			
	-18,18	-18,34	-0,16
2			
	+17,94	+18,69	+0,75
3			
	-24,32	-24,85	-0,53
4			

Полагая, что все ходы имеют равные веса

$$p_{1,2} = p_{2,3} = p_{3,4} = 1,$$

получим следующую «нормальную» систему для поправок $\Delta_1, \Delta_2, \Delta_3$ и Δ_4 :

$$\Delta_1 - \Delta_2 = V_1 = +0,16,$$

$$-\Delta_1 + 2\Delta_2 - \Delta_3 = V_2 = -0,91,$$

$$-\Delta_2 + 2\Delta_3 - \Delta_4 = V_3 = +1,28,$$

$$-\Delta_3 + \Delta_4 = V_4 = -0,53.$$

Вводя дополнительное условие (13)

$$\Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3 + \Delta_4 = 0,$$

получим матрицу

$$B = \begin{pmatrix} 2 & 0 & 1 & 1 \\ 0 & 3 & 0 & 1 \\ 1 & 0 & 3 & 0 \\ 1 & 1 & 0 & 2 \end{pmatrix},$$

для которой обратная матрица

$$B^{-1} = \begin{bmatrix} 0,9375 & 0,1875 & -0,3125 & -0,5625 \\ 0,1875 & 0,4375 & -0,0625 & -0,3125 \\ -0,3125 & -0,0625 & 0,4375 & 0,1875 \\ -0,5625 & -0,3125 & 0,1875 & 0,9375 \end{bmatrix}.$$

Искомые поправки находят по формулам:

$$\Delta_1 = 0,9375V_1 + 0,1875V_2 - 0,3125V_3 - 0,5625V_4 = -0,12 \text{ и т.д.}$$

Полученные значения поправок Δ_{iv} по циклам, соответствующие выборке, приведенной в [4], сведены в табл. 2.

Таблица 2

№№ циклов	Δ_1	Δ_2	Δ_3	Δ_4	$\Sigma\Delta$
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3	-0,12	-0,28	+0,47	-0,06	+0,01
6	+0,76	-0,92	+0,26	-0,11	-0,01
8	+0,52	-0,99	+0,31	+0,17	+0,01
11	+0,48	-1,20	-0,22	+0,94	0,00
13	+0,06	-1,24	+0,40	+0,78	0,00
15	+0,61	-1,34	+0,47	+0,26	0,00
17	+0,97	-1,18	+0,03	+0,18	0,00
19	+0,70	-1,46	-0,18	+0,94	0,00
22	-0,16	-2,22	+0,75	+1,63	0,00
25	+0,47	-2,04	+0,01	+1,57	+0,01
27	+0,46	-2,01	+0,55	+1,01	+0,01
29	+0,36	-2,45	+0,80	+1,30	+0,01
31	-0,56	-2,82	+1,08	+2,29	-0,01
33	-0,81	-3,23	+1,21	+2,84	+0,01
Δ_{cp}	+0,25	-1,56	+0,40	+0,92	

Из табл. 2 следует, что Рп 2 систематически оседает, Рп 4, наоборот, подвергнут выпучиванию. Репера 1 и 3 практически сохраняют свою высоту, т.е. стабильны.

Таким образом, применение предложенного нами метода анализа стабильности реперов высотной основы, позволяет сделать выводы, идентичные методу корреляционного анализа устойчивости реперов [4]. Однако предложенный нами метод проще, легко решается на ЭВМ, и приемлем для сети любой формы.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Стороженко А.Ф.* К вопросу о выборе исходной высоты при повторном нивелировании // Известия вузов. Геодезия и аэрофотосъемка, №3, 1980.
2. *Марѣак Р.* O probleme referencnej vyskovej systovy pre opakovane ni-velacie na geodynamikych polygonoch // Geodeticky a kartograficky obsor, №20, 1974.
3. *Ганьшин В.Н., Стороженко А.Ф., Буденков Н.А.* Геодезические методы измерения вертикальных смещений сооружений и анализ устойчивости реперов. М., Недра, 1991.
4. *Левчук Г.П.* Курс инженерной геодезии. М., 1970.

Э.А. Таржиманов, Х. Чантха

ОЦЕНКА ТЕКУЩЕГО СОСТОЯНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА ОСНОВЕ МОНИТОРИНГА

Ростовский государственный строительный университет

Произошедшие за последние годы аварии на современных объектах, повлекшие за собой многочисленные человеческие жертвы, привлекли к проблеме профилённые федеральные и региональные ведомства, например, МЧС РФ. Анализ результатов работы комиссий, расследовавших причины аварий, как правило, свидетельствует о наложении многих факторов, каждый из которых в отдельности не мог стать причиной аварии: недостаточный учет опасных процессов при изысканиях на площадке строительства, заложенные в проекте ошибки, отклонения при производстве работ, использование некачественных строительных материалов, нарушение условий эксплуатации.

На кафедре ИГОФ РГСУ проводится работа по разработке методики мониторинга зданий и сооружений с целью предупреждения возможных аварий и нарушений в нормальной эксплуатации зданий и сооружений. В основу методики предлагается положить феноменологический подход к каждому объекту, при этом для полноценной и достоверной оценки технического состояния грунтов основания и конструкций системы необходимо определить основные влияющие параметры. Кроме того, для предотвращения снижения эксплуатационных характеристик возникает задача

установления признаков или их сочетаний, характеризующих допредельное состояние строительных конструкций зданий и сооружений, и указывающих на возможное отклонение от заданного проектом состояния.

Понимание многофакторности задачи обеспечения эксплуатационной надежности зданий и сооружений, а особенно повышенной ответственности повлекло разработку на различных уровнях большого количества пересекающихся нормативных документов, посвященных техническому мониторингу зданий и сооружений. В нормативную литературу были введены новые понятия: структурированные системы мониторинга и управления инженерными системами зданий и сооружений (СМИС), научно-техническое сопровождение строительства (НТСС), автоматизированная система (станция) мониторинга технического состояния несущих конструкций, динамический мониторинг и пр [1, 2, 3]. Однако, большинство из этих документов не были согласованы между собой и не доведены до пригодного к практическому применению состояния, а лишь могут служить законодательной и теоретической базой при реализации контроля физического состояния отдельных зданий и сооружений. Немногочисленные выполняемые практические работы носят внедренческий и экспериментальный характер. Подобные затруднения возникли объективно ввиду нехватки теоретического и экспериментального опыта решения этой новой задачи.

В сериях численных и натурных экспериментов предполагается выработать технические условия по количеству и типу датчиков, их размещению в конструкциях и грунтах основания, позволяющих выполнять оценку состояния зданий в реальном масштабе времени и принимать решения по восстановлению надежности системы в случае неблагоприятного развития ситуации. Предлагаемый феноменологический подход позволяет привести все факторы к единому знаменателю, отражающему текущее техническое состояние системы. На этапе строительства необходим монтаж системы датчиков и каналов передачи данных, которые возможно включить в передовую технологию, часто называемую «Умный дом» и совместить с управлением инженерными системами, поддерживающими необходимые параметры, например, микроклимат. Интегрирование в конструкции и грунты основания объекта системы контроля технического состояния выполняется на этапах проектирования, возведения и эксплуатации объекта. Масштаб и полнота контроля определяется ответственностью наблюдений. Непрерывный сбор информации открывает возможность прогноза НДС с использованием созданной системы в интервале времени «от заднего числа» до настоящего времени и оценки достоверности выводов системы.

Апробация методики, разрабатываемой на кафедре ИГОФ РГСУ осуществляется, в частности, на примере высотного дома в г. Пном-пень (Комбоджа). В настоящее время создается макрос, позволяющий не специалисту (обычному инженеру) отслеживать техническое состояние зда-

ния. Для этого предлагается использование созданной при проектировании зданий и сооружений математической модели, модернизирующейся по мере эксплуатации здания на основе получаемых данных о деформациях системы. В случае приближения состояния объекта к предельному, о чем должна сигнализировать система, необходимо привлечение специализированной организации для принятия решения о мероприятиях по недопущению этого. В основе решения будет лежать накопленная информация об истории эксплуатации и развитии деформаций объекта.

Накопление данных на этапах возведения и эксплуатации в процессе мониторинга позволяет говорить о переходе на другой информационный уровень при создании и содержании объекта, чему в немалой степени способствует прогрессирующее развитие современных цифровых технологий. Математическая модель здания и накопленный подобным образом фактический материал при эксплуатации здания формируют информационную модель здания.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. МГСН 4.19-2005 «Многофункциональные высотные здания и комплексы».
2. МРДС 02-08 «Пособие по научно-техническому сопровождению и мониторингу строящихся зданий и сооружений, в том числе большепролетных, высотных и уникальных».
3. РБ-045-08 «Динамический мониторинг строительных конструкций объектов использования атомной энергии».

А.Ю. Фролов, Е.В. Цветкова, А.Д. Скороходова

ВЛИЯНИЕ ПОДПОРНОЙ СТЕНКИ НА НАПРЯЖЕННОЕ СОСТОЯНИЕ ПРИОТКОСНОЙ ЗОНЫ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Исследуем влияние подпорной стенки на напряженное состояние приоткосной зоны для различных видов грунтов: глинистых, песчаных и, условно говоря, «прочных» пород. Для этого сравним горизонтальные составляющие напряжений по линии AB длиной h (h – высота откоса), расположенной в средней части приоткосной зоны на расстоянии $0,5h$ от поверхности откоса для вертикального неподкрепленного и подкрепленного откосов.

Выбор размеров расчетной модели, количества и размеров треугольных элементов обоснованы результатами исследований приведенных в [1, 4].

Для определения горизонтальных составляющих напряжений σ_x используем программу [2], разработанную в ВолгГАСУ, которая на основе метода конечных элементов позволяет определять напряжения в различ-

ных точках грунтовых массивов от воздействия собственного веса грунта и различных поверхностных нагрузок.

Расчетные физико-механические характеристики грунтов принимаем согласно известным результатам многочисленных лабораторных исследований и натурных наблюдений: для глинистых, песчаных грунтов и «прочных» пород приняты следующие значения: объемный вес $\gamma = 1800, 1500, 2200 \text{ Н/м}^3$; модуль деформации $E = 65, 115, 300 \text{ МПа}$; коэффициент бокового давления $\mu = 0,75; 0,5; 0,33$. Для бетона, из которого изготовлена подпорная стенка, примем: $\gamma = 25000 \text{ Н/м}^3$; $E = 25000 \text{ МПа}$; $\mu = 0,25$.

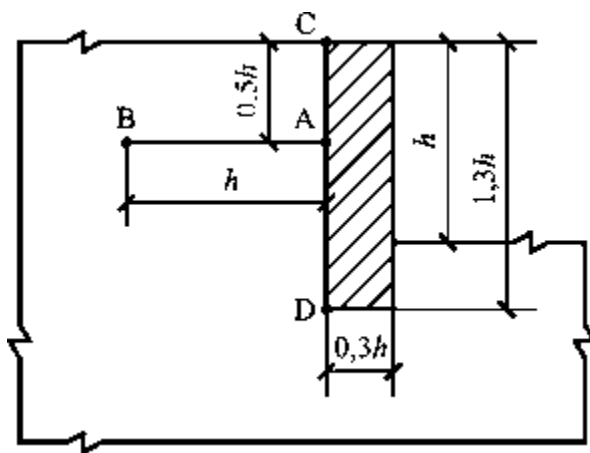


Рис. 1. Расчетная схема

Полагая $\gamma = 1$ и $h = 1$, получим безразмерные составляющие напряжений (напряжения, деленные на γh). На рис. 2 построены эпюры горизонтальных $\sigma_x / \gamma h$ составляющих безразмерных напряжений для неподкрепленных (кривые 4–6) и подкрепленных откосов (кривые 1–3).

Как видно из рис. 2, при прочих равных условиях, значения горизонтальных напряжений по линии AB для подкрепленного откоса больше, чем для неподкрепленного. Так, на расстоянии h от т. А значения σ_x для глинистых, песчаных грунтов и прочных пород для подкрепленного откоса равны: $0,316; 0,291; 0,277\gamma h$, что на 17,0; 18,3 и 20,4% больше, чем для неподкрепленного. На расстоянии $2h$ от т. А эта разница уменьшается до 5,8; 8,1 и 10,4% соответственно, т.е., чем дальше от приоткосной зоны, тем разница между ними будет уменьшаться и приближаться к нулю. И наоборот, при приближении к подпорной стенке, разница между значениями σ_x увеличивается, так на расстоянии $0,5h$ имеем: 55,7; 58,2 и 58,1%; и в т. А для неподкрепленного откоса горизонтальные напряжения равны нулю, тогда как для подкрепленного достигают следующих значений: $0,309; 0,300$ и $0,284 \gamma h$.

На рис. 3 изображены эпюры безразмерных горизонтальных составляющих напряжений по контактной грани CD подпорной стенки. Как вид-

но, эти зависимости криволинейны и форма эпюр соответствует результатам многочисленных экспериментальных исследований и натурных наблюдений [3].

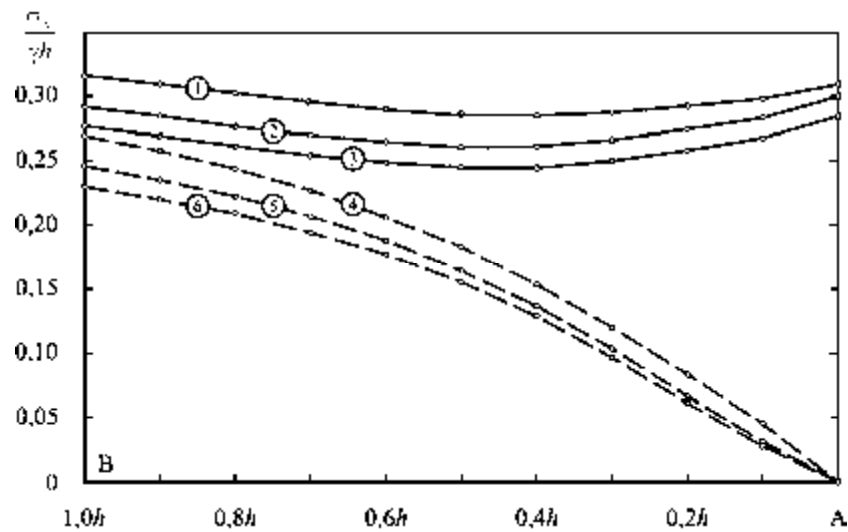


Рис. 2. Эпюры горизонтальных составляющих напряжений по линии АВ для подкреплённых и неподкреплённых откосов^Λ
1, 4 – глинистые грунты; 2, 5 – песчаные; 3, 6 – «прочные» породы

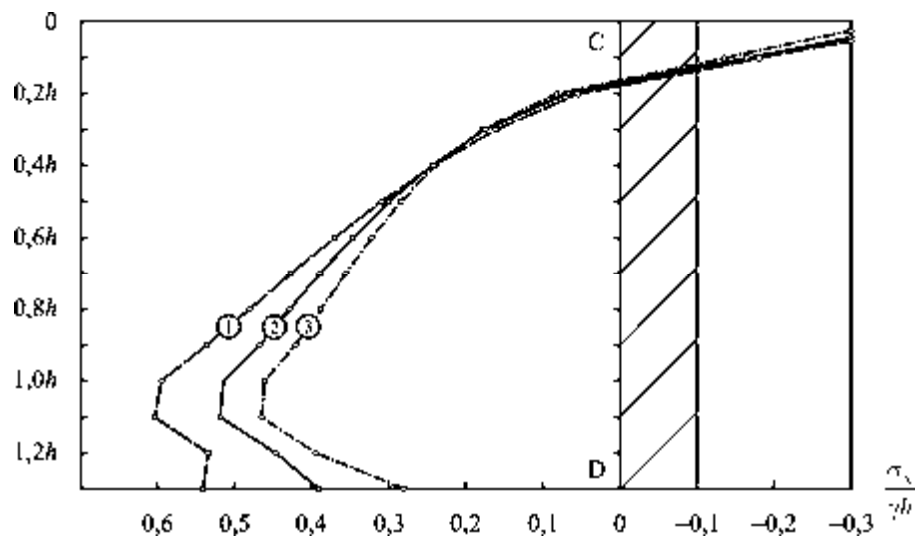


Рис. 3. Эпюры горизонтальных составляющих напряжений по контакту грунт–подпорная стенка:
1 – глинистые грунты; 2 – песчаные; 3 – «прочные» породы

В рассматриваемом случае по контакту грунта с подпорной стенкой в верхней ее части имеются растягивающие напряжения, которые на дневной поверхности для глин, песков и «прочных» пород соответственно равны: $0,440$; $0,404$; $0,357\gamma h$ и распространяются на глубину $0,17h$. Поэтому на этих участках грунт не оказывает давления на стенку. Наибольшее боковое давление на стенку оказывают глинистые грунты, а наименьшее – прочные породы.

Из вышеизложенного следует, что подпорная стенка существенно изменяет напряженное состояние в приоткосной зоне. Установлено, что в верхней части контакта грунта со стенкой возникают растягивающие горизонтальные напряжения. И, если в неподкрепленном откосе значения σ_x убывают при приближении к границе откоса, то в подкрепленном откосе эти значения даже увеличиваются (рис. 2). Показано, что распределение бокового давления по контакту грунта с подпорной стенкой имеет сложный характер (рис. 3). Все это необходимо учитывать, чтобы повысить качество расчетов подпорных стенок, тем самым увеличивая надежность и безаварийность работы сооружений.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Цветков В.К.* Расчет рациональных параметров горных выработок. М.: Недра, 1993.
2. *Богомолов А.Н., Ушаков А.Н., Редин А.В.* Программа «Устойчивость» для ПЭВМ: информационный листок о научно-техническом достижении №312-96 // ЦНТИ, Волгоград, 1996.
3. *Чеботарев Г.П.* Механика грунтов, основания и земляные сооружения. М.: Изд. лит. по строительству, 1968.
4. *Фролов А.Ю., Цветкова Е.В.* Анализ напряженного состояния нагруженного подкрепленного откоса // Малоэтажное строительство : материалы Междунар. науч.-практ. конф., Волгоград : ВолгГАСУ, 2009.

С.В. Харланова

СРАВНЕНИЕ ОБЪЕКТИВНЫХ И ОПИСАТЕЛЬНЫХ КРИТЕРИЕВ ИНТЕНСИВНОСТИ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЯ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

В настоящее время для оценки силы землетрясения используются шкалы, основанные на субъективных ощущениях людей и разрушениях конструкций. Условность таких шкал очевидна. Определяемая по ним сила землетрясения во многом зависит от качества проектирования и строительства, плотности застройки, материала и конструктивных особенностей зданий. Кроме того, ни одна из шкал не имеет эталона, по степени разрушения которого можно судить о силе землетрясения.

Практически во всех странах для определения нагрузки от сейсмического воздействия для зданий *массовой* застройки применяется линейная спектральная теория (ЛСТ), основанная на уравнении линейного осциллятора

$$\ddot{y} + 2\xi\omega\dot{y} + \omega^2 y = \ddot{y}_0, \quad (1)$$

где \ddot{y}_0 — расчетная акселерограмма свободной поверхности.

Максимальная реакция осциллятора (1) $\beta(\omega) = \omega^2 u$ зависит только от двух параметров: 1) *спектрального состава акселерограммы* и 2) её *максимальной амплитуды*. В свою очередь максимальная реакция связана некоторым образом с субъективной шкалой балльности землетрясения. В действующих нормах сейсмостойкого строительства балльность связывается только с максимальной амплитудой акселерограммы землетрясения, а спектральный состав нормируется обобщенной функцией коэффициента динамичности $\beta(T)$. При этом функция $\beta(T)$ отражает не только спектральный состав ансамбля акселерограмм, но и, в значительной степени, особенности сейсмической реакции конструктивных схем и материалов, применяемых в массовом строительстве конкретной страны.

Реакция реальных конструкций на сейсмическое воздействие существенно отличается от соответствующей реакции линейного осциллятора (1), поэтому многими исследователями предложены различные критерии для определения балльности.

Все предлагаемые критерии можно условно разделить на три группы. К первой группе относятся энергетические критерии:

3) *интенсивность Ариаса* [1]

$$I_A = \int_0^t \ddot{y}_o(t)^2 dt, \quad (2)$$

4) *абсолютная кумулятивная скорость (CAV)* или критерий импульса [2]

$$CAV = \int_0^t |\ddot{y}_o(t)| dt, \quad (3)$$

5) *удельная плотность энергии* [3]

$$SED = \int_0^t (\dot{y}(t))^2 dt. \quad (4)$$

Вторая группа характеризует спектральный состав акселерограммы, который может быть охарактеризован тремя параметрами:

6) *резонансной частотой акселерограммы* $f_{рез}$. Строго говоря, резонансная частота для стохастического процесса не имеет смысла. Под резонансной обычно понимается частота, при которой наблюдается максимальная ордината спектра реакции линейного осциллятора,

7) *максимальная ордината спектра реакции линейного осциллятора* β_{max} ,

8) *средняя величина коэффициента динамичности* в диапазоне 0,25 ÷ 25 Гц.

К третьей группе относятся критерии, влияющие на накопление повреждений в конструкциях:

9) *продолжительность воздействия, t* [4]. Абсолютно не влияет на величину реакции линейного осциллятора,

10) *максимальная скорость колебания грунта V_{\max}* ,

11) *остаточное перемещение грунта $Y_{\text{ост}}$* .

Все выше названные критерии определяются непосредственно из акселерограммы.

Для выявления зависимостей между различными критериями проведено статистическое исследование акселерограмм землетрясений сейсмостанции Genio-Civil, Северная Италия. Исследовано 20 акселерограмм землетрясений от 4 до 8 баллов по шкале МСК-64. Исследовались откорректированные акселерограммы. Корректировка заключалась в удалении линейного тренда, связанного с дрейфом нулевой линии прибора и применении 8 полосного эллиптического фильтра с диапазоном частот 0,25÷25 Гц.

Каждая акселерограмма состоит из трех компонент: С-Ю, В-З и вертикальной. Для корректного сравнения различных критериев строилась результирующая акселерограмма. По трем компонентам вычислялась максимальная амплитуда, далее определялись направляющие косинусы и затем вычислялись ординаты акселерограммы главного направления с учетом трех компонент. Полученное направление имеет хорошую корреляцию с азимутом между очагом землетрясения и сейсмостанцией.

В табл. 1 представлены коэффициенты корреляции между различными критериями интенсивности.

Практически все критерии, кроме резонансной частоты, продолжительности воздействия и остаточного перемещения, хорошо коррелированы. То есть, для определения балльности может использоваться любой из критериев или их комбинация.

Таблица 1

	$\ddot{Y}_{o, \max}$	I_A	CAV	SED	t	МСК-64	β_{\max}	$f_{\text{рез}}$	$\beta_{\text{ср}}$	V_{\max}	$Y_{\text{ост}}$
I_A	0,84	1									
CAV	0,82	0,95	1								
SED	0,86	0,89	0,88	1							
t	0,38	0,37	0,54	0,29	1						
МСК-64	0,77	0,66	0,81	0,66	0,75	1					
β_{\max}	0,77	0,95	0,98	0,89	0,46	0,73	1				
$f_{\text{рез}}$	-0,26	-0,24	-0,29	-0,27	-0,18	-0,32	-0,35	1			
$\beta_{\text{ср}}$	0,94	0,92	0,98	0,94	0,46	0,83	0,92	-0,31	1		
V_{\max}	0,94	0,81	0,80	0,94	0,27	0,70	0,78	-0,32	0,94	1	
$Y_{\text{ост}}$	0,42	0,61	0,69	0,66	0,40	0,53	0,76	-0,26	0,62	0,51	

Естественно, что проще всего определяется максимальная амплитуда акселерограммы. Зависимость между балльностью и любым критерием — логарифмическая. Построены следующие зависимости:

Максимальная амплитуда акселерограммы

$$\text{Балл} = 1,52 \ln(\ddot{y}_{o, \max}) + 7,2; R^2 = 0,85. \quad (5)$$

Критерий импульса

$$\text{Балл} = 1,3 \ln(CAV) + 8; R^2 = 0,92 \text{ (рис. 1)}. \quad (6)$$

Интенсивность Ариаса

$$\text{Балл} = 0,62 \ln(I_A) + 8,3; R^2 = 0,66. \quad (7)$$

Среднее значение коэффициента динамичности

$$\text{Балл} = 1,42 \ln(\beta_{cp}) + 8,6; R^2 = 0,92. \quad (8)$$

По действующим нормам

$$\text{Балл} = 1,44 \ln(\ddot{y}_{o, \max}) + 7; R^2 = 0,7, \quad (9)$$

где R^2 — критерий достоверности.

На рис. 1 представлена зависимость балльности от критерия импульса.

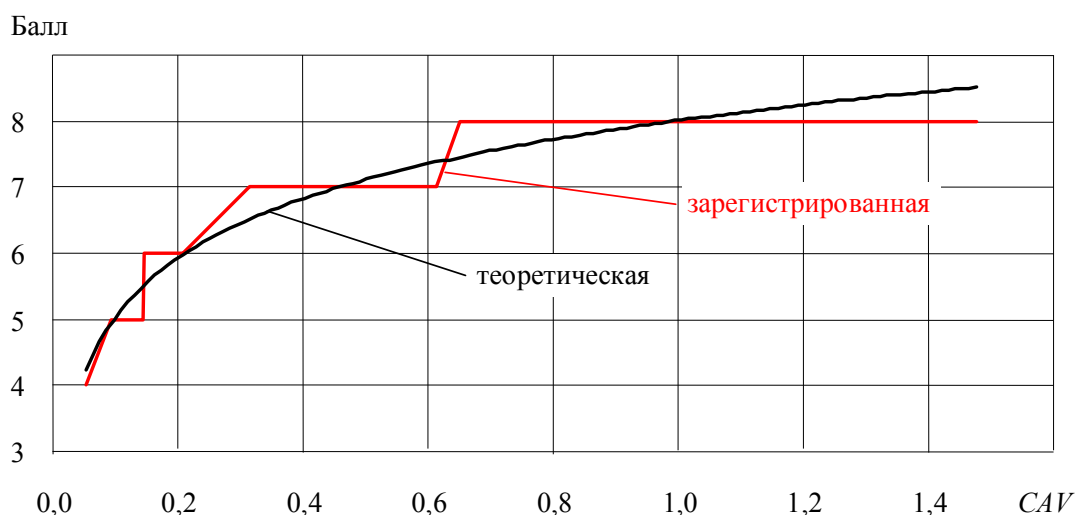


Рис. 1. Зависимость балльности — критерий импульса (CAV)

Корреляционный анализ позволяет установить лишь степень линейной зависимости между рядами данных. Между рядами данных может быть нелинейная связь. Например, корреляция между $\cos(x)$ и $\sin(x)$ практически нулевая, однако между ними существует строгое соответствие — $\cos^2(x) + \sin^2(x) = 1$. Для выявления таких связей между рядами данных применяются другие методы статистического анализа, в частности факторный анализ. Факторный анализ проведен методом «варимакс — враще-

ния» [5]. Проведенный анализ показал, что все критерии, кроме продолжительности и остаточного перемещения входят в одну группу с наибольшей дисперсией квадратов по нагрузке фактора. Таким образом, все рассмотренные критерии находятся в статистической зависимости.

Основной вывод из проведенного исследования: для определения нагрузки от сейсмического воздействия для зданий и сооружений массовой застройки вполне достаточно максимальной амплитуды акселерограммы и скорректированной функции коэффициента динамичности.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Arias A.* A measure of earthquake intensity // seismic design for nuclear power plants, (ed. R.J. Hansen) MIT Press, Cambridge, Massachusetts, 1970. — P. 438–483.
2. EPRI TR- 100082. Standardization of the Cumulative Absolute Velocity, Palo Alto, California: Electric Power Research Institute, prepared by Yankee Atomic Electric Company, December 1991.
3. EPRI NP- 5930. A Criterion for Determining Expedience of the Operating Basis Earthquake, Palo Alto, California: Electric Power Research Institute, prepared by Jack R. Benjamin and Associates, Inc. July 1988.
4. *Bommer J.J. martinez-Pereira A.* The effective duration of earthquake strong motion // Journal of Earthquake Engineering. Vol. 3. No.2, 1990. — P. 127–172.
5. *Kaiser H.F.* The varimax criterion for analytic rotation in factor analysis. Psychometrika, 23, 1958. – P. 187–200.

А.И. Шабельников

ПЕРСПЕКТИВЫ РАЗВИТИЯ СРЕДСТВ МЕХАНИЗАЦИИ ДЛЯ УКЛАДКИ СИНТЕТИЧЕСКИХ СПОРТИВНЫХ ПОКРЫТИЙ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Рассмотрены перспективные средства механизации для укладки синтетических спортивных покрытий

Спортивные покрытия

Строительство спортивных сооружений в России в течение ближайшего времени представляется весьма актуальным. Это обусловлено избранием России местом проведения Зимних олимпийских игр 2014 года и чемпионата мира по футболу 2018 года. В частности, в Волгограде должны быть построены стадион минимум на 42 тысячи человек и две футбольных базы с двумя тренировочными футбольными полями и двумя гостиницами каждая, и третья база для проживания местной команды.

Проведение спортивных мероприятий международного уровня – это не только прибыльное для страны и ее экономической и политической

жизни мероприятие, но и способ показать всему миру, насколько хороша наша страна.

Современный стадион – это, в первую очередь, удобная беговая дорожка. Несмотря на разнообразие инженерных решений, применяемых при проектировании спортивного сооружения, покрытие для беговых дорожек должно соответствовать жестким стандартам Международной ассоциации легкоатлетических федераций (IAAF). Покрытие для беговых дорожек, не отвечающее требованиям IAAF, не только чревато травмами для спортсменов, но и не позволит проводить на стадионе рейтинговые соревнования.

Современное покрытие для беговых дорожек – это высокотехнологичный продукт, с заранее заданными коэффициентами упругости, жесткости, трения. Его производство – это многостадийный процесс, поскольку покрытие для беговых дорожек производится по принципу «слоеного пирога». Чаще всего покрытие для беговых дорожек имеет нижний слой, который играет роль своеобразной «подушки», смягчая ударные нагрузки. Верхний слой, выполненный из гранулированной резиновой крошки с полиуретановым связующим, отвечает за текстуру поверхности, такое покрытие для беговых дорожек имеет прекрасное сцепление, предотвращает скольжение.

Техника для укладки и ухода за спортивным покрытием

В настоящее время на смену ручному труду, по укладке полимерных покрытий всевозможных беговых дорожек, теннисных кортов и игровых площадок приходят новейшие технологии, основанные на применении автоматизированных машин и механизмов.

Лидером в данной области на российском рынке, несомненно является компания SMG (Германия), техника которой для укладки спортивных покрытий уже 30 лет используется по всему миру.

Компанией SMG представлена уникальная техника, разработанная специально для ухода за искусственными спортивными покрытиями, а также для укладки спортивного покрытия. В предлагаемый ассортимент входит как непосредственно техника, так и навесное оборудование:

1. техника для чистки и ухода за искусственной травой (CareMax, SportChamp и т.д.);
2. навесное оборудование для ухода за спортивным покрытием (TurfKing, Decompaction brush, Drag-brush и т.д.);
3. Техника для укладки спортивных покрытий (SandMatic (рис. 1.), Turfroller, Plano Matic (рис. 2.)
4. Наборы инструментов для профессиональной укладки спортивного покрытия.

Засыпочная машина SandMatic B1505 позволяет выполнять сразу 2 технологических процесса по устройству искусственного травяного покрытия, это засыпка песка и зачесывание. Эти же 2 операции возможны и в

отношении резинового гранулята EPDM (резиновая крошка). Управление машиной ведётся дистанционно с расстояния до 100 м. До появления засыпочной машины SandMatic B1505 применялись поочерёдно трактор с прицепом-бункером (рис. 3) и трактор с навесным оборудованием «щётка» (рис. 4).



Рис. 1. Полностью автоматическая засыпочная машина для дозированного заполнения песком и/или резиновым гранулятом современных покрытий из искусственной травы SandMatic B1505



Рис. 2. Автоматизированное устройство для инсталляции синтетических спортивных покрытий и эластичных подложек PlanoMatic P928



Рис. 3. Засыпка кварцевого песка с помощью прицепа-бункера



Рис. 4. Трактор с навесным оборудованием «щётка»

Это значительно увеличивало затраты и время технологического процесса. Также невозможно было достигнуть такого качества засыпки травяного покрытия как с новой засыпочной машиной от SMG.

Другой перспективной разработкой фирмы SMG предлагаемой для российских предприятий специализирующихся на устройстве спортивных покрытий является полностью автоматическая машина для укладки синтетических покрытий PlanoMatic P928, с шириной захвата 2700 мм и производительностью до 750 м²/ч. К недостаткам данного оборудования можно отнести повышенную требовательность к основанию будущего полимерного покрытия. В настоящее время весьма трудно подготовить качественное основание под будущее синтетическое покрытие с ограниченным парком средств механизации у большинства строительных организаций. На кафедре «Технология строительного производства» ВолгГАСУ в настоящий

момент проводятся исследования по модернизации и доработке встроенных средств сканирования неровностей в PlanoMatic P928 с целью повышения качества получаемых покрытий.

Использование современной, высокотехнологичной техники позволяет облегчить и ускорить укладку спортивного покрытия, а так же продлить время его функционирования, что особенно необходимо в современных условиях развития строительства спортивных сооружений в Российской Федерации.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. <http://www.bamard-sport.ru/>
2. <http://smg-gmbh.de/>
3. <http://www.спортстройсервис.рф>
4. Физкультурно-спортивные сооружения // Под общей редакцией Л.В. Аристовой. М.: Издательство «СпортАкадемПресс», 1999. — 536 с.

СЕКЦИЯ №2
«ИННОВАЦИОННЫЕ РАЗРАБОТКИ
ЗАРУБЕЖНЫХ И ОТЕЧЕСТВЕННЫХ ИССЛЕДОВАТЕЛЕЙ
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА И ПРОИЗВОДСТВА
СТРОИТЕЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ»

РУКОВОДИТЕЛИ:

АКЧУРИН Т.К., советник РААСН, к.т.н., проф., зав. каф. «Строительные материалы и специальные технологии» ВолгГАСУ;
НАДЕЕВА И.В., к.т.н., проф., зам. директора по научной работе ВИСТех.

Т.К. Акчурин, А.А. Потапов

СТАЛЕПЛАВИЛЬНЫЕ ШЛАКИ В СТРОИТЕЛЬНОЙ ИНДУСТРИИ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Рассмотрены вопросы возможности использования сталеплавильных шлаков при производстве строительных материалов различного функционального назначения.

Металлургические шлаки в доменном, сталеплавильном и ферросплавном производстве являются ценным продуктом, для строительной индустрии, дорожного строительства, сельского хозяйства и самой металлургии, поэтому их комплексная переработка – важная народнохозяйственная задача.

В настоящее время в промышленности строительных материалов накоплен определенный опыт эффективного использования техногенных отходов, широкое применение которых увеличивает сырьевые ресурсы и расширяет ассортимент местных строительных материалов и изделий, уменьшает капитальные вложения на строительство предприятий и позволяет ликвидировать значительные непроизводственные затраты на сооружение и эксплуатацию отвалохранилищ, очистных сооружений и т.д. [1].

Рост переработки металлургических шлаков за последние годы связан с совершенствованием технологии их переработки и введением в эксплуатацию на ряде металлургических заводов специализированных установок.

При выплавке в год чугуна и стали около 100 млн. т образуется не менее 10 млн. т шлаков. При этом, если доменные шлаки благодаря химиче-

скому составу и структуре, возникающей в них в результате интенсивного охлаждения (грануляции), используются достаточно широко – в качестве строительных материалов при изготовлении бетонных и шлакобетонных изделий, производстве цемента, дорожно-строительных работах, то сталеплавильные шлаки (кроме мартеновских) находят слабое применение.

подавляющее большинство образующихся отходов, среди которых около 80 % составляют сталеплавильные шлаки, ввиду их малой изученности на протяжении многих десятилетий сбрасывались в отвалы и шлакохранилища, при этом создавая непростую экологическую обстановку в регионе. Согласно полученным данным общая доля использования образующихся на предприятии отходов в производстве строительных материалов не превышает 40–50 %, что в целом отражает общую ситуацию по стране. Причинами низкой степени использования отходов являются: нестабильность и различие в уровнях исследованности проявляемых ими свойств; отсутствие специализированного технологического оборудования для переработки отходов и их подготовки к использованию в строительных материалах; отсутствие на предприятиях в течение долгого периода инвентаризации и отдельного складирования разного рода технологических отходов и пр.

Вместе с тем сталеплавильные шлаки являются альтернативным минерально-сырьевым ресурсом для различных отраслей народного хозяйства. В настоящее время разработаны и применяются технологические решения, связанные с получением на их основе компонентов для производства строительных материалов (цемента, шлаковязущих смесей, стеновых блоков). Использование шлаков в дорожном строительстве (в составе асфальтобетонов и конструктивного слоя основания) существенно снижает величину затрат, одновременно способствуя повышению качества автомобильных дорог. Кроме того, продукты переработки могут применяться в качестве минеральных удобрений.

Учитывая накопленный опыт по использованию металлургических отходов в производстве строительных материалов, а также их схожесть по химико-минералогическому составу с природным сырьем, есть все основания полагать, что среди находящихся на сегодняшний день в отвалах техногенных отходов, имеется значительное количество тех, которые потенциально могли бы стать ценным вторичным сырьем для промышленности строительных материалов.

Одним из новых эффективных материалов, получаемых по безотходным технологиям, не требующих увеличения энергозатрат, способствующих повышению уровня производства, снижению загрязнения окружающей среды и сохранению природных богатств, являются шлакощелочные вяжущие. Эти вяжущие нашли наибольшее применение. На них получают

практически все виды бетонов от тяжелых до легких на различных заполнителях [3].

На кафедре «Строительные материалы и специальные технологии» ВолгГАСУ ведутся работы по исследованию возможности использования сталеплавильных шлаков в строительной индустрии.

Изучение процессов гидратации и структурообразования бесклинкерных вяжущих на основе сталеплавильных шлаков подтвердило, что сталеплавильные шлаки в естественных условиях практически не проявляют вяжущих свойств и только при автоклавной обработке приобретают способность к гидратационному твердению.

Проведенные исследования позволили установить, что введение модифицирующих добавок и активизатора при тепловлажностной обработки придает системе способность к химической активности.

С помощью рентгеноструктурного, термографического и электронномикроскопического анализов изучена макро- и микроструктура исследуемого бесклинкерного вяжущего оптимального состава.

Анализ рентгенограмм исходного сырья показал, что оно состоит из минералов шлака (мервинита, гелинита, гаусманита и др.) и аморфного кремнезема. Новообразования пропаренного бесклинкерного вяжущего представлены двумя фазами: аморфной и кристаллической.

В пропаренном бесклинкерном вяжущем, полученном без введения щелочного активизатора, присутствуют преимущественно соединения низкоосновных гидросиликатов кальция тоберморитовой группы и высокоосновных гидросиликатов типа C_2SH (A), а так же видны линии, относящиеся к исходному сырью.

Затворение бесклинкерного вяжущего раствором щелочного активизатора приводит к развитию процессов гидратации и кристаллизации, что выражается в увеличении интенсивности линий, относящихся к низкоосновным гидросиликатам кальция и уменьшении интенсивности линий, относящихся к минералам исходного вещества. Появляются дифракционные максимумы, подтверждающие образование гидрогеленита, ватерита и кальцита. Наряду с этим присутствуют линии, относящиеся, по-видимому, к натриевокальциевому гидрогранату и линии, характеризующие натриевокальциевой гидросиликат.

Проведенные электронномикроскопические исследования пропаренного бесклинкерного вяжущего показали, что связующая фаза почти полностью состоит из аморфных новообразований частично пронизанных субмикрочастицами [2].

Полученные результаты свидетельствуют о том, что разработанное бесклинкерное вяжущее является гидравлическим вяжущим, которое можно использовать при производстве различных видов бетонов.

В настоящее время на кафедре «Строительные материалы и специальные технологии» ВолгГАСУ продолжают дальнейшие исследования по изучению возможных путей использования сталеплавыльных шлаков в строительной индустрии [4].

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Боженев П.И.* К проблеме использования минеральных побочных продуктов промышленности в производстве строительных материалов // Безотходные технологии и использование вторичных продуктов и отходов в промышленности строительных материалов : сб. трудов. М.: 1985. — С. 38–40.

2. *Акчурун Т.К.* Исследование процессов гидратации и структурообразования бесклинкерных вяжущих на основе отвалных сталеплавыльных шлаков завода «Красный Октябрь» // Надежность и долговечность строительных материалов, конструкций и оснований фундаментов: материалы IV Международной научно-технической конференции: 4 ч. Волгоград, 2005. Ч. 1. — С. 106–111.

3. *Глуховский В.Д. и др.* Щелочные и щелочно-щелочноземельные гидравлические вяжущие и бетоны. Киев: Вища школа, 1979. — 231 с.

4. *Акчурун Т.К., Потапов Д.А.* Шлакощелочное вяжущее и возможные пути его эффективного использования // Актуальные проблемы строительства и строительной индустрии : материалы III Международной научно-технической конференции. Тула, 2002. — С. 6–7.

В.А. Бабкин, Н.А. Азарян

ГЕОМЕТРИЧЕСКОЕ И ЭЛЕКТРОННОЕ СТРОЕНИЕ МОЛЕКУЛЫ 1,3-ДИМЕТИЛЦИКЛОПЕНТАДИЕНА МЕТОДОМ MNDO

Себряковский филиал Волгоградского государственного
архитектурно-строительного университета

Впервые выполнен квантово-химический расчет молекулы 1,3-диметилциклопентадиена методом MNDO с оптимизацией геометрии по всем параметрам стандартным градиентным методом. Получено оптимизированное геометрическое и электронное строение этого соединения. Теоретически оценена его кислотная сила ($pK_a = 32$). Установлено, что молекула 1,3-диметилциклопентадиена относится к классу очень слабых кислот ($pK_a > 14$).

Известно, что мономер катионной полимеризации 1,3-диметилциклопентадиен используется для получения полимера, который хорошо растворим в бензоле и из раствора которого можно формовать прозрачные пленки [1], применяемые в простройматериалах. Несмотря на то, что первые исследования микроструктуры полициклопентадиена были выполнены еще в 1969 г., до сих пор остается ряд неясных вопросов, касающихся механизма инициирования этого диена. Первым этапом в ис-

следовании этого механизма является изучение геометрического и электронного строения молекулы 1,3-диметилциклопентадиена.

В связи с этим, целью настоящей работы является квантово-химический расчет молекулы 1,3-диметилциклопентадиена [1] методом MNDO с оптимизацией геометрии по всем параметрам стандартным градиентным методом, встроенным в PC GAMESS [2], в приближении изолированной молекулы в газовой фазе, поиск оптимального геометрического и электронного строения этого диена и теоретическая оценка его кислотной силы. Для визуального представления модели молекулы использовалась известная программа MacMolPlt [3].

Результаты расчетов.

Оптимизированное геометрическое и электронное строение, общая энергия и электронная энергия молекулы 1,3-диметилциклопентадиена получена методом MNDO и показаны на рис. 1 и в табл. 1. Используя известную формулу $pK_a = 42.11 - 147.18 q_{\max}^{H^+}$ [4] ($q_{\max}^{H^+} = +0.07$ - максимальный заряд на атоме водорода, pK_a - универсальный показатель кислотности см. табл. 1) находим значение кислотной силы равное $pK_a = 32$.

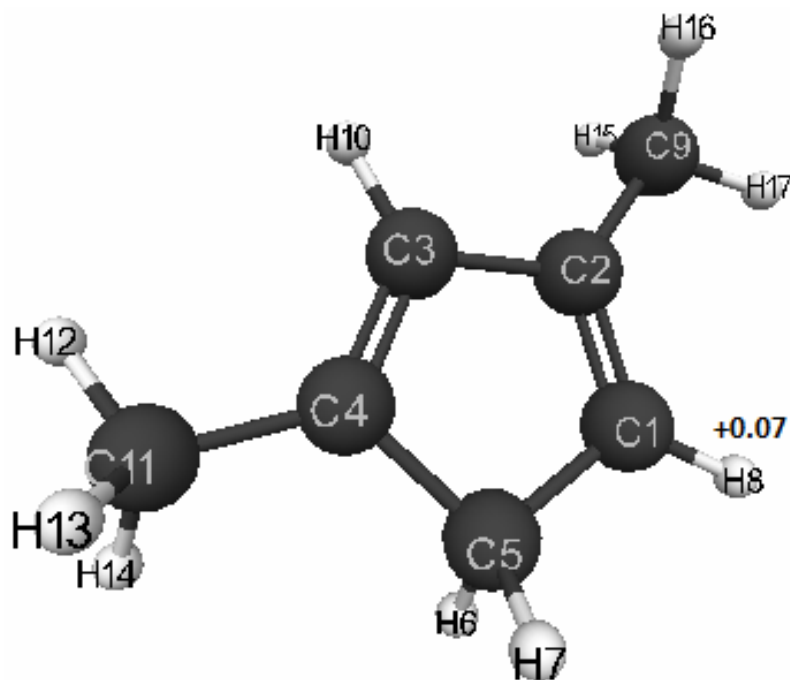


Рис. 1. Геометрическое и электронное строение молекулы 1,3-диметилциклопентадиена ($E_0 = -99834$ кДж/моль, $E_{эл} = -440105$ кДж/моль)

Таблица 1

Оптимизированные длины связей, валентные углы и заряды на атомах молекулы 1,3-диметилциклопентадиена

Длины связей	R, Å	Валентные углы	Град	Атом	Заряды на атомах молекулы
C(2)-C(1)	1.37	C(1)-C(2)-C(3)	108	C(1)	-0.09
C(3)-C(2)	1.48	C(2)-C(3)-C(4)	110	C(2)	-0.12
C(4)-C(3)	1.37	C(1)-C(5)-C(4)	103	C(3)	-0.03
C(4)-C(5)	1.53	C(2)-C(1)-C(5)	111	C(4)	-0.17
C(5)-C(1)	1.52	C(1)-C(5)-H(6)	111	C(5)	+0.05
H(6)-C(5)	1.11	C(1)-C(5)-H(7)	111	H(6)	+0.03
H(7)-C(5)	1.11	C(2)-C(1)-H(8)	128	H(7)	+0.03
H(8)-C(1)	1.08	C(1)-C(2)-C(9)	129	H(8)	+0.07
C(9)-C(2)	1.49	C(2)-C(3)-H(10)	123	C(9)	+0.09
H(10)-C(3)	1.08	C(3)-C(4)-C(11)	128	H(10)	+0.07
C(11)-C(4)	1.49	C(4)-C(11)-H(12)	112	C(11)	+0.09
H(12)-C(11)	1.11	C(4)-C(11)-H(13)	111	H(12)	-0.01
H(13)-C(11)	1.11	C(4)-C(11)-H(14)	111	H(13)	0.00
H(14)-C(11)	1.11	C(2)-C(9)-H(15)	111	H(14)	0.00
H(15)-C(9)	1.11	C(2)-C(9)-H(16)	111	H(15)	0.00
H(16)-C(9)	1.11	C(2)-C(9)-H(17)	112	H(16)	0.00
H(17)-C(9)	1.11			H(17)	-0.01

Таким образом, нами впервые выполнен квантово-химический расчет молекулы 1,3-диметилциклопентадиена методом MNDO. Получено оптимизированное геометрическое и электронное строение этого соединения. Теоретически оценена его кислотная сила $pK_a = 32$. Установлено, что 1,3-диметилциклопентадиен относится к классу очень слабых Н-кислот ($pK_a > 14$).

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Кеннеди Дж.* Катионная полимеризация олефинов. М., 1978. — 431 с.
2. *Shmidt M.W., Baldrosge K.K., Elbert J.A., Gordon M.S., Enseh J.H., Koseki S., Matsvnaga N., Nguyen K.A., Su S.J. and anothers.* Comput. Chem.14, 1993. — P. 1347-1363.
3. *Bode B. M., Gordon M., Mol S.J.* Graphics Mod., 16, 1998. — P. 133–138.
4. *Babkin V.A., Fedunov R.G., Minsker K.S. and anothers.* Oxidation communication, 2002, №1, 25. — P. 21–47.

В.А. Бабкин, А.А. Пристансков

ГЕОМЕТРИЧЕСКОЕ И ЭЛЕКТРОННОЕ СТРОЕНИЕ НЕКОТОРЫХ АЛИЦИКЛИЧЕСКИХ ОЛЕФИНОВ

Себряковский филиал Волгоградского государственного
архитектурно-строительного университета

Впервые выполнен квантово-химический расчет некоторых алициклических олефинов (метиленциклопропан, винилциклопропан, изопропинилциклопропан, 1,1-дициклопинилэтилен, метиленциклобутан,) методом MNDO с оптимизацией геометрии по всем параметрам стандартным градиентным методом. Получено оптимизированное геометрическое и электронное строение этих соединений. Теоретически оценены их кислотные силы ($35 \leq pK_a \leq 36$). Установлено, что молекулы (метиленциклопропан, винилциклопропан, изопропинилциклопропан, 1,1-дициклопинилэтилен, метиленциклобутан,) относятся к классу слабых кислот ($pK_a > 14$).

Алициклические олефины в принципе могут полимеризоваться с образованием твердых продуктов [1], которые, очевидно, найдут применение в промышленности строительных материалов. Несмотря на то, что эти мономеры были получены еще в прошлом веке, до сих пор неизвестны механизмы элементарных актов (инициирования, роста, обрыва цепи и др.) на электронном наноуровне. Первым шагом в изучении вышеперечисленных механизмов является исследование геометрического и электронного строения алифатических олефинов и, в частности, методами квантовой химии.

В связи с этим, целью настоящей работы является квантово-химический расчет некоторых алифатических олефинов (метиленциклопропан, винилциклопропан, изопропинилциклопропан, 1,1-дициклопинилэтилен, метиленциклобутан [1]) методом MNDO с оптимизацией геометрии по всем параметрам стандартным градиентным методом встроенным в PC GAMESS [2], в приближении изолированной молекулы в газовой фазе, получение оптимального геометрического и электронного строения мономеров на наноуровне и теоретическая оценка их кислотной силы. Для визуального представления модели молекулы использовалась известная программа MacMolPlt[3].

Результаты расчетов.

Оптимизированное геометрическое и электронное строение, общая энергия и электронная энергия молекул (метиленциклопропан, винилциклопропан, изопропинилциклопропан, 1,1-дициклопинилэтилен, метиленциклобутан) получены методом MNDO и показаны на рис. 1–5 в табл. 2–6.

Используя известную формулу [4] $pK_a = 42.11 - 147.18q_{\max}^{H^+}$ ($0,04 \leq q_{\max}^{H^+} \leq 0,07$ – максимальный заряд на атоме водорода, pK_a - универсальный показатель кислотности) находим значение кислотной силы равные $35 \leq pK_a \leq 36$.

Таким образом, нами впервые выполнен квантово-химический расчет молекул метиленциклопропан, винилциклопропан, изопропинилциклопропан, 1,1-дициклопинилэтилен, метиленциклобутан, методом MNDO. Получено оптимизированное геометрическое и электронное строение этих соединений. Теоретически оценена их кислотная сила $35 \leq pK_a \leq 36$. Установлено, что метиленциклопропан, винилциклопропан, изопропинилциклопропан, 1,1-дициклопинилэтилен, метиленциклобутан, относятся к классу очень слабых Н-кислот ($pK_a > 14$).

Таблица 1

Общая энергия (E_0), суммарная энергия связей ($E_{эл}$),
 максимальный заряд на атоме водорода ($q_{\max}^{H^+}$)
 универсальный показатель кислотности pK_a ,
 алициклических олефинов

№ п/п	Алициклические олефины	$-E_0$, кДж/моль	$-E_{эл}$, кДж/моль	$q_{\max}^{H^+}$	pK_a
1	винилциклопропан	72450	270911	0,05	35
2	метиленциклобутан	72524	276385	0,04	36
3	1,1- дициклопинилэтилен	114822	552906	0,04	36
4	изопропинилциклопропан	87537	36838	0,04	36
5	метиленциклопропан	57306	186939	0,04	36

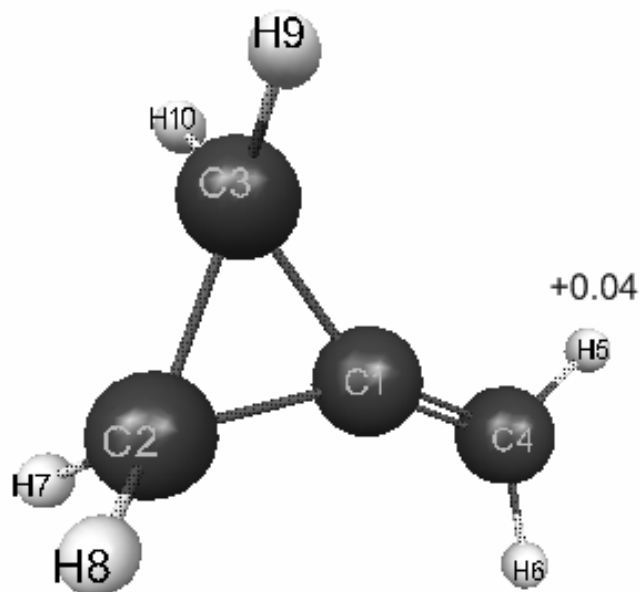


Рис. 1. Геометрическое и электронное строение молекулы метиленциклопропана ($E_0 = -57306$ кДж/моль, $E_{эл} = -186939$ кДж/моль)

Таблица 2

Оптимизированные длины связей, валентные углы и заряды на атомах молекулы метиленциклопропана

Дины связей	R, А	Валентные углы	Град	Атом	Заряды на атомах молекулы
C(2)-C(1)	1.49	C(1)-C(2)-C(3)	59	C(1)	-0.23
C(3)-C(2)	1.54	C(2)-C(3)-C(1)	59	C(2)	-0.01
C(3)-C(1)	1.49	C(2)-C(1)-C(3)	62	C(3)	-0.01
C(4)-C(1)	1.32	C(3)-C(1)-C(4)	149	C(4)	0.03
H(7)-C(2)	1.10	C(2)-C(1)-C(4)	149	H(5)	+0.04
H(9)-C(3)	1.10	C(1)-C(2)-H(8)	119	H(6)	+0.04
H(10)-C(3)	1.10	C(1)-C(2)-H(7)	119	H(7)	0.04
H(6)-C(4)	1.09	C(1)-C(3)-H(9)	119	H(8)	0.04
H(5)-C(4)	1.09	H(10)-C(3)-C(1)	119	H(9)	0.04
H(8)-C(2)	1.10	H(9)-C(3)-C(1)	111	H(10)	0.04
		H(7)-C(2)-H(8)	111		
		H(5)-C(4)-C(1)	123		
		H(6)-C(4)-C(1)	123		
		H(5)-C(4)-C(1)	114		

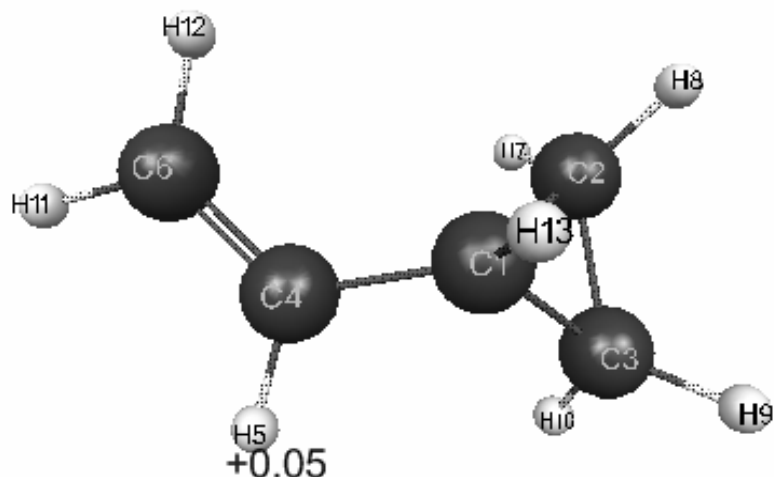


Рис. 2. Геометрическое и электронное строение молекулы винилциклопропана ($E_0 = -72450,47$ кДж/моль, $E_{эл} = -270911,22$ кДж/моль)

Таблица 3

Оптимизированные длины связей, валентные углы и заряды на атомах молекулы винилциклопропана

Длины связей	R, А	Валентные углы	Град	Атом	Заряды на атомах молекулы
C(4)-C(1)	1.49	H(11)-C(6)-H(12)	113	C(1)	-0.07
C(3)-C(2)	1.52	H(12)-C(6)-C(4)	124	C(2)	-0.05
C(4)-C(6)	1.34	H(11)-C(6)-C(4)	122	C(3)	-0.05
C(3)-C(1)	1.54	C(6)-C(4)-H(5)	119	C(4)	-0.07
C(2)-C(1)	1.54	C(6)-C(4)-C(1)	126	H(5)	+0.05
H(7)-C(2)	1.10	C(4)-C(1)-H(13)	111	C(6)	-0.05
H(9)-C(3)	1.10	C(4)-C(1)-C(3)	123	H(7)	+0.03
H(5)-C(4)	1.10	C(4)-C(1)-C(2)	124	H(8)	+0.03
H(13)-C(1)	1.10	H(8)-C(2)-H(7)	111	H(9)	+0.03
H(11)-C(6)	1.09	H(9)-C(3)-H(10)	111	H(10)	+0.03
H(12)-C(6)	1.09	H(8)-C(2)-C(1)	119	H(11)	+0.03
		H(9)-C(3)-C(1)	119	H(12)	+0.04
		H(10)-C(3)-C(1)	120	H(13)	+0.04
		H(7)-C(2)-C(1)	120		
		H(9)-C(3)-C(2)	120		
		H(7)-C(2)-C(3)	120		

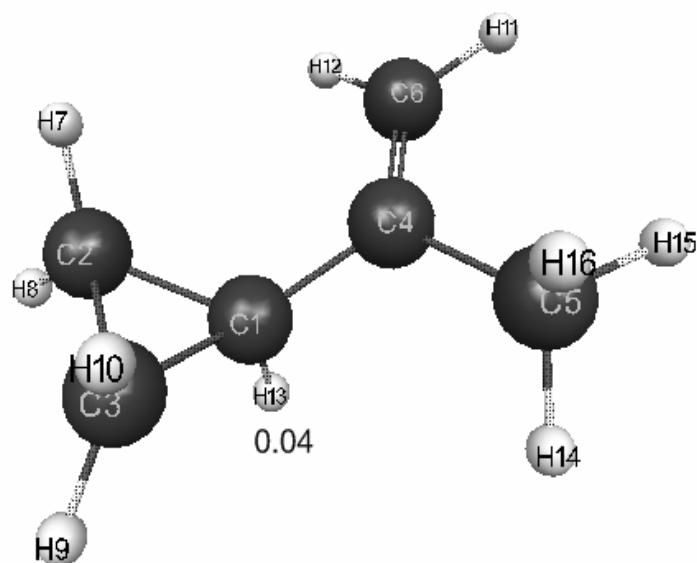


Рис. 3. Геометрическое и электронное строение молекулы изопропилциклопропана ($E_0 = -87537$ кДж/моль, $E_{эл} = -36838$ кДж/моль)

Таблица 4

Оптимизированные длины связей, валентные углы и заряды на атомах молекулы изопропилциклопропана

Длины связей	R, Å	Валентные углы	Град	Атом	Заряды на атомах молекулы
C(2)-C(1)	1.54	H(8)-C(2)-H(7)	111	C(1)	-0.06
C(3)-C(2)	1.52	H(9)-C(3)-H(10)	111	C(2)	-0.05
C(1)-C(3)	1.54	C(2)-C(1)-C(3)	59	C(3)	-0.05
C(4)-C(1)	1.50	C(1)-C(2)-C(3)	60	C(4)	-0.12
C(4)-C(5)	1.51	C(1)-C(3)-C(2)	60	C(5)	+0.08
C(6)-C(4)	1.35	C(4)-C(1)-H(13)	110	C(6)	-0.03
H(9)-C(3)	1.10	H(13)-C(1)-C(2)	115	H(7)	+0.03
H(10)-C(3)	1.10	H(13)-C(1)-C(3)	116	H(8)	+0.03
H(7)-C(2)	1.10	C(1)-C(4)-C(5)	117	H(9)	+0.03
H(8)-C(2)	1.10	C(1)-C(4)-C(6)	122	H(10)	+0.03
H(13)-C(1)	1.11	C(5)-C(4)-C(6)	122	H(11)	+0.03
H(16)-C(5)	1.11	H(14)-C(5)-C(4)	112	H(12)	+0.03
H(14)-C(5)	1.11	H(16)-C(5)-C(4)	110	H(13)	+0.04
H(15)-C(5)	1.11	H(15)-C(5)-C(4)	112	H(14)	0.00
H(11)-C(6)	1.09	H(12)-C(6)-C(4)	124	H(15)	-0.01
H(12)-C(6)	1.09	H(11)-C(6)-C(4)	123	H(16)	0.00
		H(9)-C(3)-C(2)	120		
		H(10)-C(3)-C(2)	120		
		H(8)-C(2)-C(3)	120		
		H(7)-C(2)-C(3)	120		

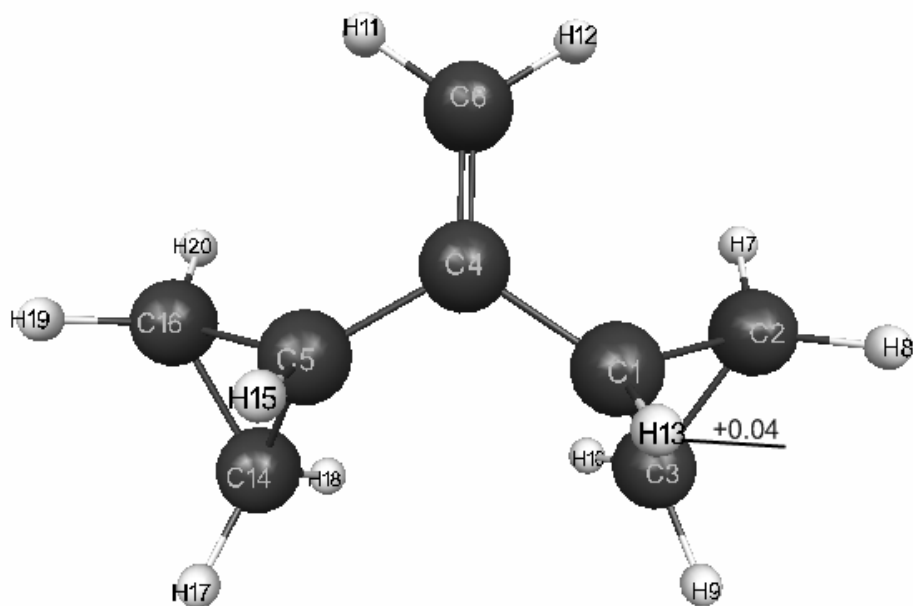


Рис. 4. Геометрическое и электронное строение молекулы 1,1-дициклопинилэтилена ($E_0 = -114822$ кДж/моль, $E_{эл} = -552906$ кДж/моль)

Таблица 5

Оптимизированные длины связей, валентные углы и заряды на атомах молекулы 1,1-дициклопинилэтилена

Дины связей	R, Å	Валентные углы	Град	Атом	Заряды на атомах молекулы
C(2)-C(1)	1.54	C(1)-C(2)-C(3)	60	C(1)	-0.06
C(3)-C(2)	1.52	C(2)-C(3)-C(1)	60	C(2)	-0.06
C(1)-C(3)	1.54	C(2)-C(1)-C(3)	59	C(3)	-0.05
C(4)-C(1)	1.50	C(2)-C(3)-H(9)	120	C(4)	-0.06
C(6)-C(4)	1.35	C(3)-C(2)-H(7)	119	C(5)	-0.06
C(4)-C(5)	1.50	C(3)-C(2)-H(8)	120	C(6)	-0.03
C(5)-C(14)	1.54	C(3)-C(4)-H(9)	124	H(7)	+0.03
C(5)-C(16)	1.54	C(2)-C(3)-H(10)	119	H(8)	+0.03
C(16)-C(14)	1.52	C(4)-C(1)-H(13)	110	H(9)	+0.03
H(12)-C(6)	1.09	C(4)-C(6)-H(11)	124	H(10)	+0.03
H(11)-C(6)	1.09	C(4)-C(6)-H(12)	124	H(11)	+0.03
H(7)-C(2)	1.10	H(19)-C(16)-C(14)	120	H(12)	+0.03
H(8)-C(2)	1.10	H(20)-C(16)-C(14)	119	H(13)	+0.04
H(10)-C(3)	1.10	H(17)-C(14)-C(16)	120	C(14)	-0.05
H(9)-C(3)	1.10	H(18)-C(14)-C(16)	119	H(15)	+0.04
H(13)-C(1)	1.11	H(15)-C(5)-C(4)	110	C(16)	-0.06
H(15)-C(5)	1.11	C(16)-C(5)-C(14)	59	H(17)	+0.03
H(20)-C(16)	1.10	C(14)-C(16)-C(5)	60	H(18)	+0.03
H(19)-C(16)	1.10	C(16)-C(14)-C(5)	60	H(19)	+0.03
H(17)-C(14)	1.10	C(6)-C(4)-C(5)	122	H(20)	+0.03
H(18)-C(14)	1.10	C(6)-C(4)-C(1)	122		
		C(5)-C(4)-C(1)	116		

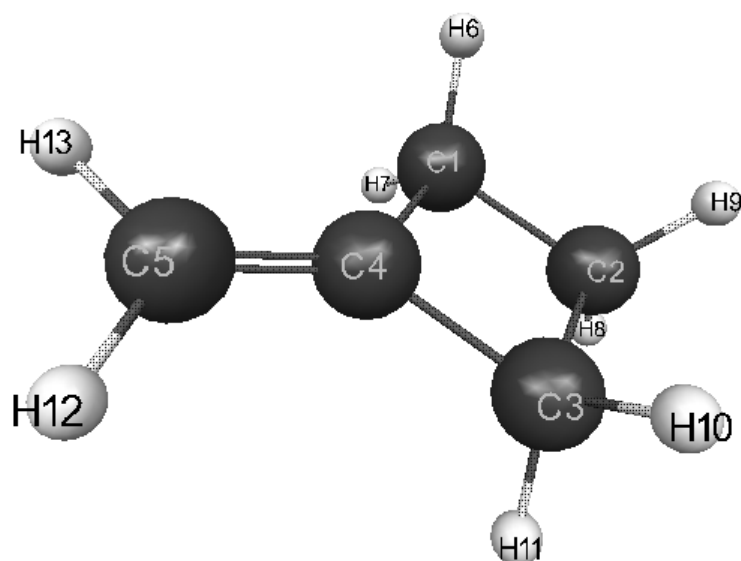


Рис. 5. Геометрическое и электронное строение молекулы метиленициклобутана ($E_0 = -72524$ кДж/моль, $E_{эл} = -276385$ кДж/моль)

Таблица 6

Оптимизированные длины связей, валентные углы и заряды на атомах молекулы метиленициклобутана

Длины связей	R, А	Валентные углы	Град	Атом	Заряды на атомах молекулы
C(2)-C(1)	1.55	C(1)-C(2)-C(3)	90	C(1)	0.02
C(3)-C(2)	1.55	C(2)-C(3)-C(4)	89	C(2)	0.04
C(4)-C(3)	1.52	C(3)-C(4)-C(1)	92	C(3)	0.02
C(5)-C(1)	1.55	C(4)-C(1)-C(2)	89	C(4)	0.18
C(4)-C(1)	1.52	C(5)-C(4)-C(3)	134	C(5)	0.01
C(5)-C(4)	1.33	C(1)-C(4)-C(5)	134	H(6)	0.02
H(12)-C(5)	1.09	C(4)-C(5)-H(12)	123	H(7)	0.02
H(13)-C(5)	1.09	C(4)-C(5)-H(13)	123	H(8)	0.02
H(10)-C(3)	1.11	H(6)-C(1)-C(4)	115	H(9)	0.02
H(11)-C(3)	1.11	H(7)-C(1)-C(4)	115	H(10)	0.02
H(9)-C(2)	1.10	H(9)-C(2)-C(1)	115	H(11)	0.02
H(8)-C(2)	1.10	H(8)-C(2)-C(1)	115	H(12)	+0.04
H(6)-C(1)	1.11	H(10)-C(3)-C(2)	115	H(13)	0.04
H(7)-C(1)	1,11	H(1)-C(3)-C(2)	115		

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Кеннеди Дж.* Катионная полимеризация олефинов. М., 1978. — 431 с.
2. *Shmidt M.W., Baldrosge K.K., Elbert J.A., Gordon M.S., Enseh J.H., Koseki S., Matsvnaga N., Nguyen K.A., Su S.J. and anothers.* Comput. Chem.14, 1993. — P. 1347-1363.
3. *Bode B. M., Gordon M., Mol S.J.* Graphics Mod., 16, 1998. — P. 133–138.
4. *Babkin V.A., Fedunov R.G., Minsker K.S. and anothers.* Oxidation communication, 2002, №1, 25. — P. 21–47.

О.Е. Баранникова

СИСТЕМАТИЗАЦИЯ ФАКТОРОВ ДОЛГОВЕЧНОСТИ СТРОИТЕЛЬНЫХ ИЗДЕЛИЙ ИЗ ПОЛИМЕРНЫХ КОМПОЗИЦИЙ

Волжский институт строительства и технологий
(филиал Волгоградского государственного
архитектурно-строительного университета)

На основе системного подхода предложена классификация факторов долговечности изделий из полимерных композиций.

Практика эксплуатации полимерных композиций и полимерных изделий в строительстве требует решения назревших задач повышения их коррозионной стойкости, долговечности и надежности. Научные достижения в этой области не всегда используются достаточно широко, так как необходимо учитывать весь комплекс факторов на стадиях проектирования, производства и эксплуатации, ремонта полимерных (полимербетонных) изделий, что требует большого практического опыта и глубоких теоретических знаний в области коррозии данных материалов.

На основе системного подхода к решению этой проблемы в результате анализа коррозионных явлений и разрушений предлагается сгруппировать факторы следующим образом: эксплуатационные, конструкционные, технологические и человеческие (рис. 1).

При достаточно высокой стойкости полимерных материалов к воздействиям окружающей среды наиболее значимыми являются факторы: проницаемость поверхностного слоя; определенное количество влаги в капиллярно-пористом теле водорастворимого полимера; химические изменения полимерного композита под воздействием окружающей среды.

Одной из вероятных причин преждевременного и быстрого разрушения полимерных материалов в строительстве, особенно в городских условиях, в электротехнических сооружениях и на транспорте является коррозия.

Другой вероятной причиной могут явиться биологические макро- и микроорганизмы и продукты их жизнедеятельности, обычно представляю-

щие собой различные кислоты, слабые растворы которых (3...5% масс.) для полимеров особо агрессивны при продолжительном времени воздействия.

Из числа природных атмосферных факторов особенно отрицательно на состояние полимерного связующего влияет насыщенный солями влажный воздух морских побережий.

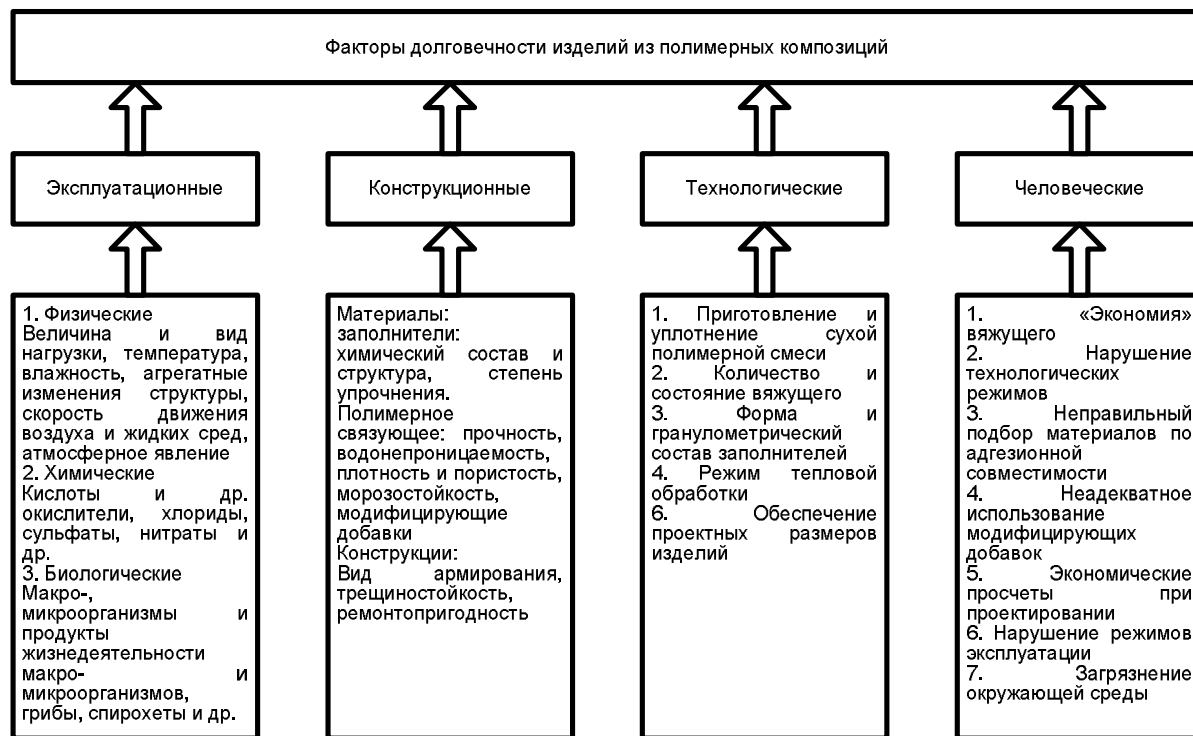


Рис. 1. Основные факторы долговечности изделий из полимерных композиций

Человеческие факторы также способны вызывать интенсивную коррозию. В ряде случаев их представляется возможным устранить или заблокировать техническими методами.

Обобщение результатов исследований традиционных способов повышения коррозионной стойкости полимерной композиции и опыта применения защитных покрытий показало, что вопросы сохранности изделий (конструкций) в различных случаях решаются по-разному и в каждом конкретном случае отдельно.

В.В. Вовко, А.А. Котляревский

ОСОБЕННОСТИ ОЦЕНКИ СТРУКТУРЫ И СВОЙСТВ АСФАЛЬТОБЕТОНОВ, ПОЛУЧЕННЫХ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ МОДИФИЦИРОВАННЫХ НЕФТЯНЫХ БИТУМОВ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

В современный момент фактический срок службы асфальтобетонных покрытий на автомобильных дорогах снизился по отношению к нормативному в 2–3 раза в связи с возросшими автомобильными нагрузками, а это в свою очередь обуславливает значительное увеличение материальных, трудовых, энергетических ресурсов выделяемых на ремонт. При этом из-за постоянно возрастающей интенсивности движения, особенно в последние годы и роста нагрузок на ось транспортных средств выдвигаются все более высокие требования к теплостойкости и, соответственно, сдвигоустойчивости асфальтобетонных покрытий автомобильных дорог при высоких летних температурах. В нашем регионе наблюдается деформация покрытий автомобильных дорог, построенных с использованием асфальтобетонов на основе обычного битума.

Многолетний опыт устройства дорожных покрытий с использованием не модифицированных битумов марки БНД, свидетельствует о том, что, при значении показателя температуры хрупкости битума, равном -27°C (что намного превышает предел, указанный ГОСТ 22245), разрушение покрытия начинается уже в первый год эксплуатации по причине недостаточной способности битумного вяжущего к растяжению.

Для повышения сроков службы асфальтобетонных покрытий рекомендуется использовать битумы, модифицированные полимерами. Асфальтобетоны, приготовленные с использованием полимерных битумов, более устойчивы к деформациям за счет большой эластичности применяемых битумов. В настоящее время имеется огромный выбор используемых для модификации полимеров: эластомеры, термопласты и термоэластичные искусственные материалы.

Эластомеры эластичны в широком диапазоне температур: от низких до 200°C . При добавке эластомеров в битум повышается его вязкость, улучшается эластичность. В качестве эластомеров принято использовать натуральный или регенерированный каучук и полибутадиены.

Термопласты повышают вязкость и жесткость битумов при нормальных рабочих температурах (от -30°C до 60°C), не оказывают влияния на эластичность модифицированных битумов. В качестве термопластов используются полиэтилен и атактический полипропилен.

Термоэластичные искусственные материалы размягчаются при температурах выше обычных рабочих температур и хорошо деформируются в этом состоянии. Самым известным представителем группы термоэластичных пластмасс является стирол-бутадиен-стирол (СБС). Этот искусственный материал представляет собой блок copolymer, состоящий из блоков стирола и полибутадиена. Необходимое количество добавляемого материала зависит от дисперсного состояния вводимого вещества.

В последнее время количество модифицированных битумов, использованных в дорожном строительстве в европейских государствах, составило 7 %. Характер распределения объема потребления модифицированных битумов по видам модификаторов свидетельствует о том, что наибольшее применение находят полимеры: полиолефины (9 %), EVA (12 %), полибутадиен (14 %), типа СБС (41 %). Производство битумов, модифицированных полимерами типа СБС, в европейских государствах возросло в среднем до 50% и составило, например, во Франции 80 %, в Германии – 95 %, в Испании – 65 %, Бельгии – 80 %, в Италии – 100 % от всего объема изготавливаемых модифицированных битумов (сведения предоставлены фирмой «KRATON POLYMER»).

Использование полимеров типа СБС обусловлено их способностью повышать прочность битума и придавать полимерно-битумной композиции эластичность, причем при небольшой концентрации (3–5% от массы битума). Использование в рецептуре асфальтобетонной смеси битума, модифицированного полимером типа СБС, обеспечивает дорожному покрытию способность к быстрому снятию напряжений, возникающих в покрытии под воздействием движущегося транспорта и обеспечивает длительные сроки работы покрытий, несмотря на особо сложные условия их эксплуатации.

Способы приготовления модифицированных полимерами дорожных битумов предусматривают, как правило, повышенную температуру процесса (150–200°C) и интенсивное перемешивание компонентов. Температура разложения большинства используемых для модификации битумов полимеров значительно превышает температуру совмещения их с битумом. Следовательно, реакции термо- и механодеструкции полимеров в массе битума не происходят, а если и имеют место, то протекают в очень незначительной степени. Битумы при нагревании размягчаются, а термопластичные полимеры, независимо оттого, были они кристаллическими или аморфными, переходят в вязко-текучее состояние. В результате, смесь полимера и битума при повышенной температуре представляет собой смесь двух жидкостей, различающихся по вязкости. Процесс их смешения в основном должен сводиться к диспергированию жидкости в жидкости. В случае термодинамически несовместимых (нерастворимых или частично растворимых) компонентов, предельный размер частиц в смеси зависит только от соотношения вязкостей и условий перемешивания, а смесь при повышенной температуре представляет собой эмульсию (рис. 1).

При приложении нагрузки к таким системам происходит деформация капель полимера в массе битума по направлению действия силы, и в зависимости от молекулярной массы, пластичности полимера разрушение, дробление их на капли или вытягивание в нити (рис. 2).

Низкая вязкость полимера способствует лучшему диспергированию его в битуме. При повышении содержания полимера размер капель в массе битума возрастает, т.к. растет вероятность их слияния, приводящей к обращению фаз в системе. Так, этилен-пропиленовый каучук СКЭПТ-Э-30 образует непрерывную фазу в битуме при введении в количестве не менее 9 % масс (рис. 3).

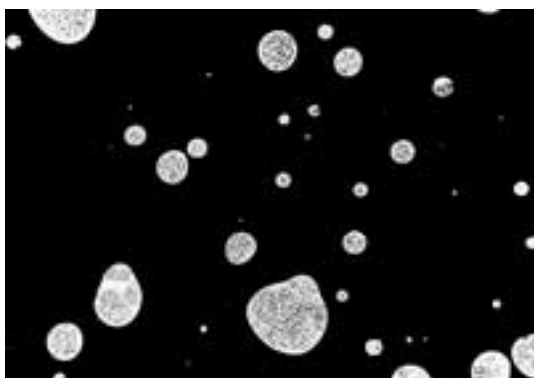


Рис. 1. Микроструктура композиций битума с 1% масс СКЭПТ-Э-30 при 200 и 250С



Рис. 2. Микроструктура композиций битума с 5% масс СКЭПТ-Э-30 при 200 и 25°С

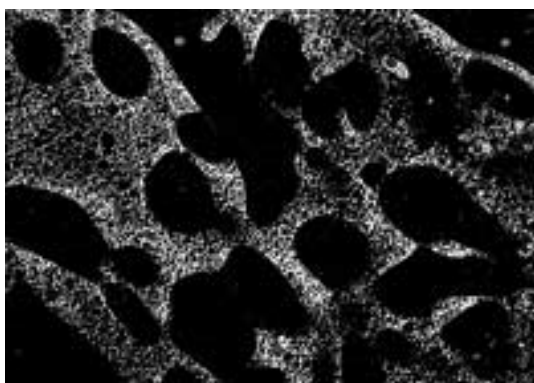


Рис. 3. Микроструктура композиций битума с 20% масс СКЭПТ-Э-30 при 200 и 25°С

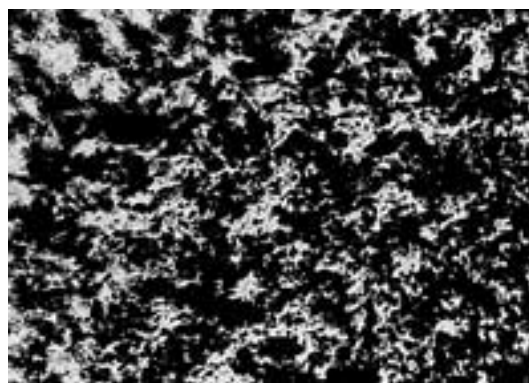


Рис. 4. Микроструктура композиции битума с 10% масс ДСТ-30 при 25°С

Для взаимно растворимых компонентов степень дисперсности системы дополнительно возрастает за счет взаимодействия компонентов на границе раздела фаз. К таким полимерам относятся блоксополимеры типа СБС: KRATON D, ДСТ-30. Наличие в структуре стирол-бутадиен-стирольного

полимера ароматических блоков обуславливает его сродство с нефтяным битумом, содержащим значительное количество ароматических соединений. При температуре смешения (175–185°C) вследствие растворения полимера в мальтенах образуется гомогенная композиция, и, как показывают оптические исследования, однородная – при увеличении в 600 раз. Концентрационный предел взаимной растворимости битума и полимера снижается с увеличением молекулярной массы полимера.

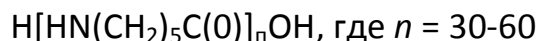
При технологической температуре битум образует оптически однородные композиции с высокомолекулярным дивинил-стирольным термоэластопластом ($M = 150\,000$) при содержании последнего до 5 % масс, в то время как с низкомолекулярным ДСТ-30 ($M = 45\,000$) – до 9 % масс. При дальнейшем повышении концентрации ДСТ-30 в битуме происходит выделение в отдельную фазу асфальтосмолистой части битума, не являющейся растворителем для полимера (рис. 4).

Кроме полимеров для улучшения свойств битума могут использоваться другие модификаторы: неорганические соли (хлорид марганца), природные асфальты, синтетические и природные смолы.

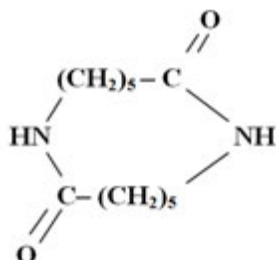
Передовой технологией, является использование модифицированных гелеобразных нефтяных битумов (МАК-битумов). В основе рассматриваемой модификации дорожных битумов лежит запатентованная в США технология формирования гелеобразной (желеобразной) структуры, которая позволяет расширить температурный интервал пластичности и замедлить старение органического вяжущего. Превращение битумного вяжущего в гелеобразное состояние происходит в результате реакции омыления жирных и смоляных кислот основаниями щелочных металлов непосредственно в расплавленной и обезвоженной среде битума. Наиболее просто достигается модификация битума в результате добавления и перемешивания предварительно омыленных продуктов в виде специально приготовленного МАК-порошка в количестве 2–3 % от массы вяжущего. МАК-порошок представляет собой концентрат в виде мелкодисперсного продукта коричневого цвета с насыпной плотностью $0,62\text{ г/см}^3$. Размер частиц достигает 0,6 мм, влажность не более 1,5 %. Фабрика по изготовлению МАК-порошка была построена фирмой «Shandong Highway Engineering Construction Group, Ltd» в провинции Шандонг в 2002 году.

Механизм модификации нефтяных битумов ароматическими аминами и анилиновой смолой, а так же механизм взаимодействия модифицированных таким образом битумов с минеральными материалами изучен в работах профессора Романова С.И. и его учеников. Однако недостатком анилина и его производных является высокая токсичность, что ограничивает применение этого материала и определенные проблемы в технологии введения материалов в битумное вяжущее.

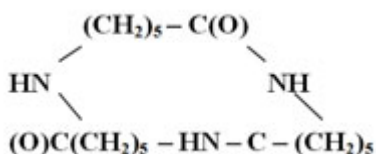
Олигомеры ϵ – олигокапроновой кислоты, образующиеся в процессе производства поликапроамида имеют линейную структуру и их содержание преобладает в отходах производства поликапроамида



и циклическую структуру – циклодамид



циклотриамид



а так же циклотриамид, циклопентаамид и циклогексаамид.

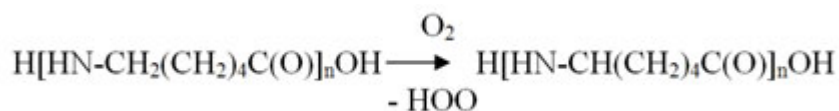
Циклических олигомеров в поликапроамидных отходах может содержаться до 11,5 %.

Преимуществом введения олигомеров в нефтяной битум является участие их в процессе модификации по нескольким направлениям:

– участие в модификации концевой H_2N -группы олигомера, которая взаимодействия с карбоксильными группами макромолекулярных структур образует амидные связи. Это приводит к встраиванию олигомера в макромолекулу $\text{COOH} + \text{H}[\text{NM}(\text{CH}_2)_5\text{C}(\text{O})]_n\text{OH} \longrightarrow \text{C}(\text{O})[\text{HN}(\text{CH}_2)_5\text{C}(\text{O})]_n\text{OH}$;

– участие карбоксильной группы молекулы олигомера в реакциях с минеральным порошком бетонов, что увеличивает адгезию модифицированного олигомерами битумного вяжущего;

– гомолитические реакции олигомеров с кислородом воздуха, текущие с участием α - CH_2 -группы мономерного звена.



Образуются алигорадикалы рекомбинируют с парамагнитными центрами различной структуры. Установлено, что в битуме структурного типа золь локальная концентрация не спаренных электронов в асфальтенах в 2 раза больше чем в битуме типа гель, асфальтены которого характеризуются меньшей средней концентрацией не спаренных электронов из-за актов рекомбинации с образованием макромолекулярных асфальтеновых структур. Реком-

бинация олигомерных радикалов с парамагнитными центрами приводит к химическому агрегированию асфальтенов и повышению индекса пенетрации.

Свойства исходного и модифицированных битумов применявшихся в качестве вяжущего в асфальтобетонных смесях представлены в табл. 1 и 2.

Таблица 1

Свойства не модифицированного битума

Наименование показателей	Марка битума БНД 60/90	
	Норма по ГОСТ 22245-90	Фактически
Глубина проникания иглы, 0,1 мм		
а) при 25 °С	61–90	84
б) при 0 °С	20	21
Температура размягчения по КиШ, °С	47	50
Изменение температуры размягчения после прогрева, °С	5	4
Растяжимость, см		
а) при 25 °С	55	88
б) при 0 °С	3,5	4,2
Температура хрупкости, °С	-15	-16
Индекс пенетрации	-1,1 – 1,0	+0,2

Таблица 2

Свойства модифицированных битумов

Наименование показателей	Марка битума БНД 60/90	
	Вяжущее вид А*	Вяжущее вид Б**
Глубина проникания иглы, 0.1 мм		
а) при 25 °С	61	65
б) при 0 °С	22	27
Температура размягчения по КиШ, °С	56	59
Изменение температуры размягчения после прогрева, °С	3	4
Растяжимость, см		
а) при 25 °С	95	68
б) при 0 °С	6,1	4,8
Температура хрупкости, °С	– 35	– 26
Индекс пенетрации	0,4	0,4

Примечания:

А* – битум БНД 60/90 модифицированный 6 % – олигокапроамида

Б** – битум БНД 60/90 модифицированный 3 % олигомера циклического и линейного строения.

Экспериментально подтверждено, что асфальтобетонные смеси приготовленные на модифицированном битумном вяжущем обладают улучшенными физико-механическими показателями по сравнению с исходными асфальтобетонными смесями. Комплекс высоких показателей модифицированного нефтяного битума обеспечивает повышенную трещиностойкость асфальтобетонных покрытий и их долговечность.

Вместе с тем, хотелось бы отметить тот факт, что основным документом, на сегодняшний день позволяющим оценить состояние автомобильных дорог, определить цели и задачи дорожной отрасли, установить методику и порядок диагностики, а также порядок использования результатов оценки для принятия оптимальных управленческих решений на стадии планирования и оценки эффективности дорожно-ремонтных работ является ОДН 218.0.006-2002 «Правила диагностики и оценки состояния, автомобильных дорог. Основные положения».

Оценку транспортно-эксплуатационного состояния дороги осуществляют по степени соответствия нормативным требованиям основных транспортно-эксплуатационных показателей дороги, которые приняты за ее потребительские свойства такие как: обеспеченная дорогой скорость, непрерывность, удобство и безопасность движения, пропускная способность, способность пропускать автомобили и автопоезда с осевой нагрузкой и общей массой, установленными для соответствующих категорий дорог.

Конечным результатом оценки является обобщенный показатель качества и состояния дороги (ПД), включающий в себя комплексный показатель транспортно-эксплуатационного состояния дороги (КПД), показатель инженерного оборудования и обустройства (КОБ) и показатель уровня эксплуатационного содержания (КЭ):

$$P_d = KP_d \cdot K_{OB} \cdot K_{\varepsilon}.$$

Показатели ПД, КПД, КОБ, КЭ являются критериями оценки качества и состояния дороги. Их нормативные значения для каждой категории принимают в соответствии с действующими нормативно-техническими документами.

В зависимости от целей и задач оценки она может быть выполнена как по обобщенному показателю качества и состояния, так и отдельно по комплексному показателю транспортно-эксплуатационного состояния, показателю инженерного оборудования и обустройства или по показателю уровня эксплуатационного содержания.

Оценку качества дороги в момент сдачи в эксплуатацию после строительства, реконструкции или ремонта выполняют также как и эксплуатируемой дороги по результатам объективной оценки и измерения фактических параметров и характеристик дороги [2].

Предлагаемая нами методика оценки эффективности использования разработанных составов модифицированных битумных вяжущих учитыва-

ет качественные показатели технологии литого асфальтобетона при производстве ремонтно-строительных работ, еще на стадии рабочего проекта и позволяет оценить экономическую эффективность и целесообразность применения различных модификаторов битумного вяжущего.

$$\varepsilon = \left(\sum_{t=0}^T \frac{R_t - Z_t}{I(t, t_0) \cdot \prod_{q=1}^t (1 + E_q)} - \sum_{t=0}^T \frac{K_t}{I(t, t_0) \cdot \prod_{q=1}^t (1 + E_q)} \right) \cdot k,$$

где R_t – результаты, полученные в год t ; $I(t, t_0)$ – индекс инфляции в году t по сравнению с годом t_0 ; Z_t – текущие затраты в год t ; K_t – единовременные затраты в год t ; E_q – норма дисконта; k – комплексный коэффициент качества.

Комплексный коэффициент качества определяется по формуле:

$$k = \prod_{i=1}^n \frac{X_i}{X_i^{\text{норм}}},$$

где x_i – значение i -го показателя качества; $x_i^{\text{норм}}$ – нормативное значение i -го показателя качества;

Превосходство в качестве дорожного покрытия реально приводит к увеличению прибыли дорожно-эксплуатационных предприятий (служб). На увеличение прибыли воздействуют два фактора: первый – удовлетворенность потребителей более высоким качеством производства ремонтно-строительных работ, вследствие чего дорожное предприятие имеет возможность выиграть тендерные торги; второй – снижение затрат на производство из-за отсутствия дефектов, и, следовательно, уменьшение затрат на их доработку [3].

Таким образом, при использовании новых более качественных технологий для ремонта и строительства, автомобильных дорог (таких как технология литого асфальтобетона), увеличивается эффективность работы не только дорожного предприятия, но и всего народного хозяйства, так как дорожная отрасль является одной из наиболее ресурсоемкой отраслью РФ.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Гохман Л.М. Почему битумы, отвечающие требованиям ГОСТ 22245–90, не соответствуют требованиям условий эксплуатации асфальтобетонных покрытий / Транспорт России. Главная тема / июнь 2005.
2. Грушко И.М., Королёв И.В., Борщ И.М., Мищенко Г.М. Дорожно-строительные материалы / М.: Транспорт, 1983. — 383 с.
3. Каргин В.А., Слонимский Г.Л. Краткие очерки по физикохимии полимеров. М.: Химия, 1967. — 231 с.
4. Колбановская А.С., Михайлов В.В. Дорожные битумы. М.: Транспорт, 1973. — 261 с.
5. ОДН 218.0.006-2002 «Правила диагностики и оценки состояния автомобильных дорог. Основные положения» от 3 октября 2002 г. N ИС-840-р.
6. Ребрин Ю.И. Управление качеством. Учебное пособие. Таганрог: Изд-во ТРТУ, 2004.

7. Розенталь Д.А., Березников А.В., Кудрявцева И.Н. Битумы. Получение и способы модификации. Л., 1979. — 80 с.

8. Романов С.И. Физико-химические основы технологии нефтяного битума и асфальтобетона. Учебное пособие. Волгоград: ВолгГАСА, 1998. — 86 с.

9. Руденская И.М. Состав и строение битумов // Расширение ресурсов вяжущих для дорожного хозяйства. М., 1979. — С. 5–14.

Е.Ю. Волченко, А.А. Пушкарская

ПОЛИМЕРНЫЕ КОМПОЗИЦИОННЫЕ МАТЕРИАЛЫ И ИХ ОЦЕНКА ХИМИЧЕСКОЙ СТОЙКОСТИ

Волжский институт строительства и технологий
(филиал Волгоградского государственного
архитектурно-строительного университета)

Предложена аналитическая оценка химической стойкости полимерной строительной композиции на основе техногенных отходов

В настоящей работе рассматриваются полимерные композиционные материалы, модифицированные специальными добавками, повышающими их химическую стойкость.

По последним сведениям из научно-технической литературы, — использование в расчетах долговечности ПК коэффициентов химической стойкости, определенных по соотношению прочностей образцов при сжатии или при растяжении в течение времени, необоснованно, поскольку эта величина является функцией параметров массопереноса, интенсивности реакции, размеров изделий, длительности воздействия агрессивных сред и других факторов.

В общем случае стойкость полимерной композиции (ПК) в агрессивных средах можно выразить:

$$C_T = f(u_m, u_x, L_T, t),$$

где u_m — скорость массопереноса; u_x — скорость химической реакции; L_T — характерный размер тела; t — время воздействия агрессивной среды.

При этом предполагается, что влияние концентраций, температуры среды и других факторов учтено в скоростях u_m и u_x .

Стойкость ПК в любой момент времени может быть количественно охарактеризована скоростью разрушения химических связей и межмолекулярного взаимодействия или их ослаблением, а также влиянием вновь созданных связей на структуру. Очевидно, что это правомерно и для разрабатываемой полимерной (полимеррастворной ПРК) композиции на ос-

нове эпоксидосодержащих отходов. С учетом сказанного, стойкость ПК к агрессивным средам можно выразить как:

$$C_T = 1 \pm \Delta_t^\phi \pm \Delta_t^x = \frac{\sigma_0 \pm \sigma_t}{\sigma_0},$$

где Δ_t^ϕ – снижение или повышение стойкости за счёт физических явлений; Δ_t^x – снижение или повышение стойкости за счёт химических явлений; σ_0 – первоначальная прочность композита; σ_t – изменение прочности композита за время действия среды t .

Для количественного выражения стойкости любого материала необходимо знать распределение концентрационного поля внутри тела в заданный момент времени. Оценить и математически выразить распределение концентрационного поля возможно при помощи теории тепло- и массопереноса. Массоперенос в твердом теле (неподвижной среде) в прямоугольной декартовой системе координат, сопровождающийся химической реакцией, в общем случае описывается дифференциальным уравнением с частными производными вида:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(D \frac{\partial C}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(D \frac{\partial C}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(D \frac{\partial C}{\partial z} \right) + k_x \cdot C,$$

где C – концентрация агрессивной среды; D – коэффициент диффузии; t – время; x, y, z – пространственные координаты.

Для краткости приведенное уравнение часто записывают следующим образом

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D \Delta C + k_x \cdot C,$$

где $\Delta = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2}$ – оператор Лапласа; k_x – константа скорости химической реакции.

В случае, когда процесс массопереноса осуществляется без объемной химической реакции, он описывается следующим уравнением

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D \Delta C.$$

Общее решение этого выражения можно записать в виде

$$c(x, t) = f \left(\frac{x}{R}, B_i, F_0 \right),$$

где $\frac{x}{R}$, $B_i = \frac{a}{D}$ – текущая координата точки; R – половина толщины пластины; B_i – массообменный критерий Био, характеризующий соотношение

между процессами массообмена и диффузии жидкости на поверхности тела; F_0 – критерий гомохронности Фурье, называемый также экспоненциальной функцией времени диффузии; a – коэффициент массообмена тела со средой в см/с.

Для описания диффузии растворов в полимерном композите, и, в частности, в полимерной композиции на основе эпоксидосодержащих и минеральных отходов, важное значение имеет задача двусторонней диффузии агрессивной жидкости в неограниченную пластину толщиной $2R$ (рис. 1, а).

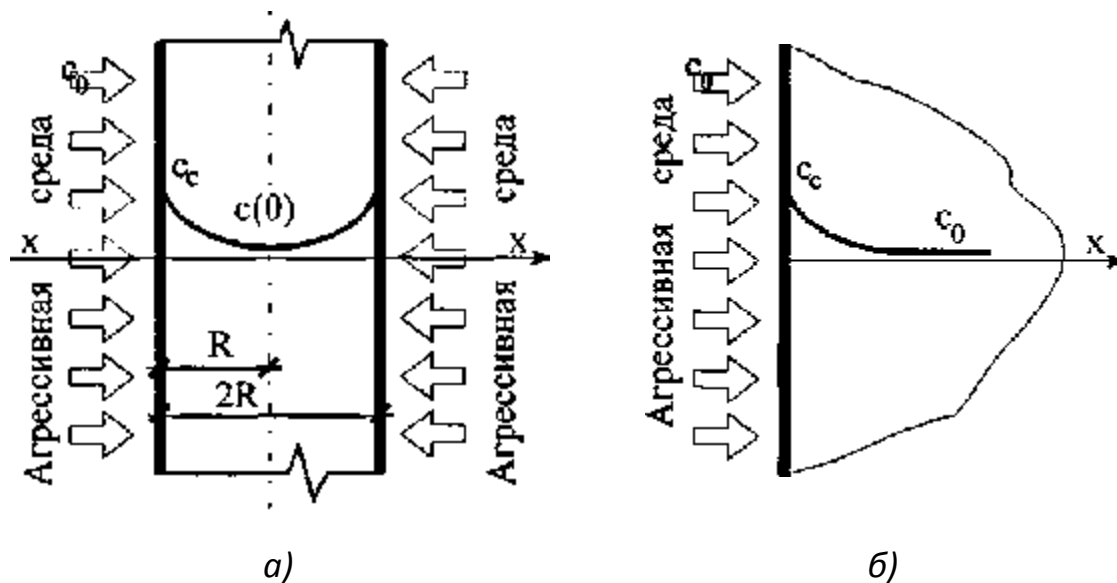


Рис. 1

При бесконечно длительном выравнивании массосодержания, которое применительно к плотным полимербетонам или временам, когда фронт диффундирующего вещества не достигает границ тела, массоперенос ПК рассматривается как перемещение вещества в полугограниченном теле (рис. 1, б).

Решение в этом случае имеет вид

$$c(x,t) - c_c \left(1 - \operatorname{erf} \frac{x}{2\sqrt{D \cdot t}} \right),$$

где $\operatorname{erf} \frac{x}{2\sqrt{D \cdot t}}$ – интеграл ошибок Гаусса, значение которого табулированы.

Уравнение количества вещества, проникшего в тело образца к моменту времени t выглядит следующим образом:

$$M_t = M_{\max} \left(1 - \sum_{n=1}^{\infty} \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{k=1}^{\infty} B_n B_m B_k \cdot e^{-\lambda} \right),$$

где M_t – относительное изменение массы в момент времени t ;

$$\lambda = \left[-\left(k_1^2 \mu_n^2 + k_2^2 \mu_m^2 + k_3^2 \mu_k^2 \right) F_0 \right]; B_u = \frac{2}{\mu_u};$$

где M_{\max} – максимальное изменение массы при полном насыщении агрессивной средой.

Если критерий Фурье $F_0 > 0,1$, то с достаточной точностью уравнение можно записать

$$M_t = M_{\max} \left(1 - \frac{8^3}{\pi^6} \cdot \exp \left(-\frac{\pi^2}{4} F_0 \right) \right).$$

Данное выражение используется для нахождения коэффициента диффузии по экспериментальным данным массопоглощения.

Из анализа литературных данных следует, что снижение стойкости полимербетонного изделия пропорционально относительному увеличению массосодержания, очевидно, что данное высказывание будет иметь силу для полимерной (полимеррастворной) композиции на основе оксидосодержащих и минеральных отходов

$$C_T = 1 - k_\phi \cdot M_t,$$

где k_ϕ – коэффициент пропорциональности, именуемый в дальнейшем коэффициентом физического воздействия среды.

Снижение физической стойкости пропорционально относительному увеличению массосодержания, в результате чего можно получить формулу, позволяющую определить снижение стойкости в любой момент времени

$$C_T = 1 - k_\phi \cdot M_{\max} \left(1 - \sum_{n=1}^{\infty} \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{k=1}^{\infty} B_n B_m B_k \cdot e^{-\lambda} \right).$$

Для вычисления стойкости ПК необходимо определить для него коэффициент диффузии. Численное значение коэффициента диффузии D можно найти различными способами: методом меченых изотопов, амперометрическим, мембранным методом и т.д.

Однако большого применения эти методы при определении диффузионных характеристик полимерных композиций не нашли. Наиболее широкое распространение получил сорбционный метод определения коэффициента диффузии. Согласно этому методу коэффициент диффузии можно определить, описав экспериментальную кривую массопоглощения. Численно значение коэффициента диффузии будет соответствовать значению, при котором теоретическая кривая максимально соответствует экспериментальным данным.

О.И. Гинатулина, Т.М. Бочкарева

СОВРЕМЕННЫЕ МАТЕРИАЛЫ В ТЕПЛОИЗОЛЯЦИОННЫХ СИСТЕМАХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Пермский государственный политехнический университет

Выполнен анализ видов и технологий устройства современных теплоизоляционных систем в строительстве.

В настоящее время огромное количество энергии тратится на обогрев жилого сектора. Колоссальным потенциалом по сбережению энергии является применение новых, качественных теплоизоляционных материалов при строительстве и реконструкции зданий и сооружений.

У современных теплоизоляционных материалов имеется ряд недостатков: недолговечность, пожароопасность, экологическая небезопасность (пенопласты), отсутствие стабильных размеров (минераловата), высокая влагопроницаемость, низкая морозостойкость. Этим недостаткам практически не имеет пеностекло. Единственный недостаток – высокая стоимость кубического метра, но т.к. материал расходуется в небольших количествах, то этим недостатком можно пренебречь.

Пеностекло (ячеистое стекло, вспененное стекло) – это высокопористый ячеистый неорганический теплоизоляционный материал, получаемый спеканием тонкоизмельченного стекла и газообразователя, напоминающий по своей структуре твердую мыльную пену. Ячейки имеют сферическую или гексагональную форму размером от долей миллиметров до сантиметра. Цвет материала меняется от светло-кремового до черного, обычно пеностекло имеет зеленовато-серые оттенки. В зависимости от состава стекла и примесей пеностекло может приобретать практически любой цвет. При среднем диаметре ячейки 2 мкм толщина стенок ячеек варьируется в интервале от 20 до 100 мкм. В качестве сырья при производстве пеностекла используются отходы стекольного производства - стекольный бой, т.о. параллельно решается вопрос утилизации стеклотары и битого стекла.

Пеностеклу присущи следующие теплофизические и эксплуатационные свойства: долговечность, экологическая и биологическая безопасность, широкий температурный диапазон применения, высокая водонепроницаемость, негорючесть, стабильность размеров, стойкость к агрессивным средам, в том числе к кислотам, высокие прочностные показатели.

Применение пеностекла при строительстве и реконструкции зданий увеличивает надежность конструкций, их энергоэффективность (до 30%),

площади помещений (до 5%), позволяет сократить расходы на капитальное строительство (до 10%) и последующий ремонт (до 60%).

Выделяют следующие виды пеностекла:

- гранулированное пеностекло (гравий, щебень, песок);
- блочное пеностекло (блоки, плиты и скорлупы из пеностекла).

Существуют области, в которых применение пеностекла эффективнее использования других теплоизоляционных материалов: высотное строительство (по причине высокой прочности и огнестойкости материала); теплоизоляция кровель (больших по площади, а также эксплуатируемых и имеющих сложную геометрическую форму); создание теплоизоляционных конструкций в зданиях, эксплуатируемых в сложном температуроводном режиме (портовые сооружения, бассейны, аквапарки, бани и т.п.); реставрация старинных зданий; теплоизоляция подземных конструкций и сооружений; устройство теплозащиты в промышленности особенно, в пищевой и фармакологической (благодаря санитарной безопасности и чистоте пеностекла); теплоизоляция трубопроводов и тепловых агрегатов (благодаря широкому температурному режиму применения); химическое и нефтехимическое производство (благодаря стойкости к кислотно-щелочному воздействию, а также воздействию активных углеводородных жидкостей и газов), пеностекло практически безальтернативно в атомной промышленности, т.к. имеет самый высокий класс пожаробезопасности и огнестойкости среди всех классических строительных теплоизоляционных материалов.

Другой вид утеплителей, который отвечает современным требованиям и решает существующие проблемы, создан на неорганической основе. Одним из таких утеплителей является вспученный перлитовый песок - нетоксичный, легкий, негорючий, экологически чистый природный материал, безопасен для человека, не вызывает аллергических реакций и раздражения кожи.

Вспученный перлит обладает уникальной совокупностью свойств: низкой теплопроводностью (0,1 Вт/м²К; малой насыпной плотностью (от 50 до 150 кг/м³); высокой огнестойкостью (не теряет эксплуатационные свойства при температурах от -200 до +900 С), высокой биостойкостью, нерастворимостью в воде и др. В строительстве вспученный перлит применяется для утепления строений, звукоизоляции, в качестве наполнителя бетонов, в штукатурных растворах. Например, слой штукатурки на перлитовой основе со связующим цементом или гипсом толщиной 3 см по своим теплоизоляционным свойствам равноценен 15 см кирпичной кладки. Массовое применение в строительстве «теплых» штукатурок, имеющих невысокую среднюю плотность 400–650 кг/м³, теплопроводность 0,15–0,21 Вт/(м²К) и прочность при сжатии 3,5–5 МПа, является одним из перспективных направлений в нашей стране по улучшению теплозащитных и акустических свойств зданий и сооружений. Такие характеристики делают растворы легче обычных, обеспечи-

вают хорошую теплоизоляцию конструкций. Например, 3–4 см перлитовой штукатурки равноценны по теплопередаче кладке в 1/2 кирпича.

Для улучшения теплотехнических характеристик зданий выпускают и используют кладочные растворы на вспученном перлите. Плотность такого раствора в шве составляет 500–600 кг/м³. Это позволяет ликвидировать мостики холода в кладке. Химический состав перлита обеспечивает защиту конструкции от пожара, т.к. под воздействием высокой температуры из штукатурки в виде пара выделяется вода. При этом температура штукатурки сохраняется постоянной (около 100 °С) до полного испарения воды, что тормозит распространение огня.

Качество, надежность и долговечность – вот основные требования, предъявляемые сегодня к строительным материалам. Сегодня существует огромное количество новых, уникальных, перспективных теплоизоляционных материалов, главное правильно подобрать нужный материал и умело применить его на практике.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Кровельные и изоляционные материалы №3, 2009. — С. 8–9.
2. Кровельные и изоляционные материалы №2, 2009. — С. 22–24.
3. Строительные материалы, май 2010. — С. 41–44.

Е.Е. Гнедаш

ПЕРСПЕКТИВЫ ИННОВАЦИОННОГО РАЗВИТИЯ СТРОИТЕЛЬНОГО КОМПЛЕКСА В РОССИИ

Волжский институт строительства и технологий
(филиал Волгоградского государственного
архитектурно-строительного университета)

Появление в последние годы большого количества новых материалов и технологий стало переводить строительство из консервативного вида деятельности в современную, инновационную отрасль, в основе развития которой лежит такая концепция, как «интеллектуальное здание».

«Интеллектуальные здания» не только экономят средства владельцев и жильцов, но и вносят существенный вклад в охрану окружающей среды. У всех таких зданий есть одна общая черта: они «знают», что происходит в их стенах, и оптимально реагируют на происходящее. Такие здания автоматически управляют отоплением, кондиционированием, освещением и другими системами жизнеобеспечения. Кроме того, функции «интеллектуальных зданий» можно использовать для укрепления безопасности, тушения пожаров и управления лифтовым хозяйством.

По данным зарубежных компаний, U.S. Green Building Council, Cisco и The Hartman, КПД отдельных систем отопления, вентиляции и кондиционирования воздуха вдвое ниже, чем у интегрированных систем.

Сегодня системы отопления, вентиляции и кондиционирования, как правило, не связаны между собой и работают независимо друг от друга, эти системы впустую тратят до 50% потребляемой энергии. Столь вопиющая неэффективность возникает из-за того, что каждый элемент системы (офисный кондиционер или калорифер) пользуется одним датчиком, измеряющим всего один показатель. Интеграция всех систем и получение информации с разных датчиков может резко увеличить эффективность систем жизнеобеспечения и привести к созданию новых стратегий управления, основанных на принципе «равной маргинальной производительности». Все системы здания должны работать как единое целое.

В настоящий момент потенциальный рынок интеллектуальных строительных технологий в России, в десятки раз превышает реально освоенный. Основные причины – недостаточная осведомленность общества, отсутствие стимулирования внедрения прогрессивных строительных технологий со стороны государства, разрозненность интересов и неслаженная работа различных административных служб города. Существующие принципы, правила и нормы проектирования, противоречат идее создания «интеллектуального здания». Достаточно заметить, что если строительством и эксплуатацией здания занимаются разные организации, то строителям неважно, сколько будет стоить его дальнейшая эксплуатация, и они, не задумываясь, экономят на системах автоматизации. Поэтому в 80% случаев внедрение интеллектуальных систем происходит в торговых и офисных зданиях, а на жилые приходится лишь 2,5%.

В большинстве случаев наиболее целесообразным и обоснованным с экономической точки зрения становится не модернизация уже существующих построек, а строительство новых «интеллектуальных зданий». Для этого необязательно тратиться на полномасштабное оснащение автоматикой, вполне достаточно заложить возможность последующего развития здания, создав необходимый комплекс слаботочных и других необходимых коммуникаций. Проекты, не предусматривающие такую возможность, впоследствии обречены на дорогостоящую модернизацию и не могут считаться в полной мере соответствующими духу времени.

Как и все перспективные новшества, концепция интеллектуального здания сталкивается при внедрении в нашей стране с особенностями национального менталитета. Специалисты признают, что при реализации проектов интеллектуального здания им пока удастся достичь «уровня интеллектуализации» приблизительно процентов в 40–60 % от реально возможного. Одна из причин такого положения дел, конечно, в нехватке средств у заказчика (или нежелании их тратить), но и без этого неготовность заказчи-

ков к адекватному восприятию идеи оказывает резко негативное влияние на процесс внедрения концепции интеллектуального здания в России.

В настоящее время на российском строительном рынке уже созданы главные предпосылки для реализации концепции интеллектуального здания. С одной стороны, имеется потребность в этом продукте, с другой стороны, есть ряд фирм – системных интеграторов, готовых предложить конкретные технические решения интеллектуального здания. Причем работы по созданию интеллектуального здания могут быть выполнены методом поэтапного наращивания комплекса – от отдельной системы до полномасштабного комплекса, что дает возможность владельцу здания планировать финансовые вложения в развитие инфраструктуры объекта [2].

Таким образом, актуальность концепции интеллектуального здания в России подтверждается заметной активностью фирм-интеграторов и повышенным общественным вниманием к проблеме энергоресурсосбережения.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Крылов В.И. Анализ эффективности инвестиционной и инновационной стратегии. М.: Омега-Л, 2003.
2. Шиян Д.В. Управление инновационными и инвестиционными процессами в строительстве // Предпринимательство. №1. 2007.

А.А. Груздев, Т.К. Акчурин

ОЦЕНКА ВОЗМОЖНОСТИ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ МИНЕРАЛЬНЫХ ОТХОДОВ В СТРОИТЕЛЬНЫХ КОМПОЗИЦИЯХ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Представлены результаты исследований химического состава и физических свойств минеральных отходов предприятий машиностроения. Сделан вывод о возможности применения их в качестве активаторов твердения и наполнителей в цементных композициях.

В настоящее время имеется достаточный опыт использования в производстве строительных материалов гипсовых, известково-гипсовых, гипсо-карбонатных, известково-гипсо-карбонатных, а также подобных им шламов (минеральных отходов) более сложного состава, содержащих комплекс неорганических солей и органические примеси. Химический состав шламов весьма разнообразен и определяется составом и способами нейтрализации кислых или щелочных общезаводских стоков, поступающих на станции обезвреживания отходов.

В ходе работы нами проведены исследования химического состава минеральных отходов (шламов) машиностроительного предприятия, обо-

ротные воды которого содержат в больших количествах механические примеси различной степени дисперсности и имеют высокое солесодержание, а также содержат ионы железа и нефтепродукты. Такие шламы представляют наибольший интерес как активные наполнители в строительные материалы.

Основной физико-химический метод очистки промышленных стоков от коллоидных и мелкодисперсных загрязнений примесей это коагуляция. В качестве веществ, способствующих коагуляции загрязнений сточных вод используются в основном соли железа и алюминия $(Al_2(OH)_nCl_m \cdot xH_2O)$, где $n = 3,0 - 5,0$, $m = 1,0 - 3,0$, $x = 1,0 - 1,5$ – гидроксихлорид алюминия ГОХА. Коагулянт ГОХА в результате химической реакции с загрязнениями промышленных сточных вод абразивного производства превращаются в нерастворимые формы гидроксидов алюминия. При своем образовании эти гидроксиды захватывают органические и неорганические примеси из стоков. При этом в обрабатываемых сточных водах формируются рыхлые хлопья. Данные хлопья затем могут быть легко удалены из очищаемой воды в результате осаждения. По размеру частиц минеральные шламы (МШ) представляют собой гетерогенные коллоидные дисперсные системы, в которых твердой фазой являются тонкодисперсные частицы тугоплавких соединений, гидроксид или карбонат кальция, растворимые и малорастворимые соли кальция, натрия, калия, а также их хлориды и сульфаты. В результате коагуляции образуются агрегаты – более крупные (вторичные) частицы, состоящие из скопления более мелких (первичных).

Содержание карбидокремниевых материалов, влаги и оксида железа в минеральных отходах металлообрабатывающего предприятия представлено на рис. 1.

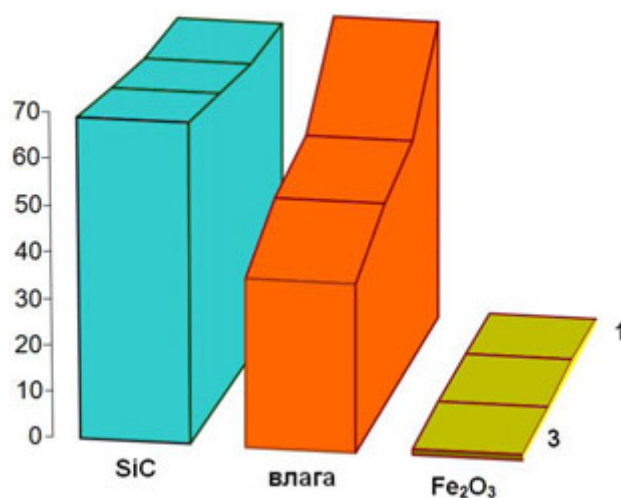


Рис. 1. Содержание карбидокремниевых материалов, влаги и оксида железа в минеральных отходах

По результатам химических исследований, минеральные шламы, содержат $\text{Ca}(\text{OH})_2$, $\text{Al}_2(\text{OH})_3$, $\text{Mg}(\text{OH})_2$ и гипс, и их кристаллизация происходит за счет образования гидроалюминатов и гидроалюмоферритов кальция, а также других гидратных фаз, близких по составу к продуктам гидратации цементов.

Таким, образом, комплексный анализ химического состава и физических свойств исследуемых минеральных отходов позволил сделать предположение о возможности применения их в качестве активаторов твердения и наполнителей цементных композиций.

А.Н. Жуков, А.Г. Перехоженцев, В.А. Власов

ИСПОЛЬЗОВАНИЕ СВЕРХТОНКОЙ ТЕПЛОИЗОЛЯЦИИ «КОРУНД-ФАСАД» В СОПРЯЖЕНИИ ПЕРЕКРЫТИЙ СО СТЕНАМИ МОНОЛИТНЫХ ЗДАНИЙ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Исследованы возможности применения жидкой сверхтонкой теплоизоляции для утепления сопряжений наружных многослойных стен с железобетонным перекрытием.

Проектирование и строительство монолитных зданий широко распространено в жилищном секторе. В качестве ограждающих конструкций таких зданий используется ненесущие трехслойные стены. В связи с отсутствием стандартной методики или правил теплотехнического проектирования таких конструкций и сложностью учета влияния всех неоднородностей проектировщики закладывают большой запас, выражающийся в увеличении толщины утеплителя, что ведет к большому расходу материала и удорожанию строительства.

Одним из вариантов утепления сопряжения перекрытий со стенами является использование жидкого керамического утеплителя «Корунд-Фасад». Он представляет собой тонкое полимерное покрытие с толщиной слоя от 1 до 6 мм. Применение этого материала для утепления участков наружных стен существующих зданий, из-за его крайне малого коэффициента теплопроводности ($\lambda = 0,0012 \text{ Вт}/(\text{м}\cdot^\circ\text{C})$ – по заявлению производителей материала) и малой толщины слоя, позволяет сохранять почти неизменным внешний вид и геометрию фасада.

Для определения эффективного применения жидких утеплителей произведено моделирование температурных полей трехмерного узла выступающего угла на стыке с монолитным перекрытием толщиной 150мм.

Наружная стена выполняется трехслойной кирпичной с эффективным утеплителем.

Было рассчитано множество вариантов утепления сопряжения стены с перекрытием. Среди них были выбраны наиболее эффективные варианты утепления.

Так для существующих зданий оптимальный вариант – это покрытие теплоизоляцией торца перекрытия и стены вверх и вниз на 200 мм от перекрытия.

Для проектируемых зданий самый эффективный вариант – это покрытие торца перекрытия и поверхности бетона внутри стены на 120 мм под наружную версту кирпича.

На рис. 1–3 отображены результаты расчетов температуры внутренней поверхности наружной стены на стыке с перекрытием без утеплителя, распределения температуры внутренней поверхности наружной стены на стыке с перекрытием с утеплителем на 200 мм от перекрытия верх и вниз и температуры внутренней поверхности наружной стены на стыке с перекрытием с утеплителем внутрь стены на 120 мм соответственно.

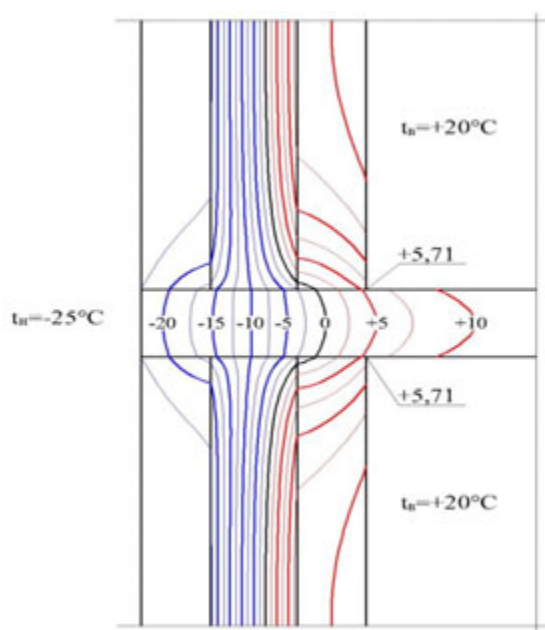


Рис. 1. Температура внутренней поверхности наружной стены на стыке с перекрытием без утеплителя

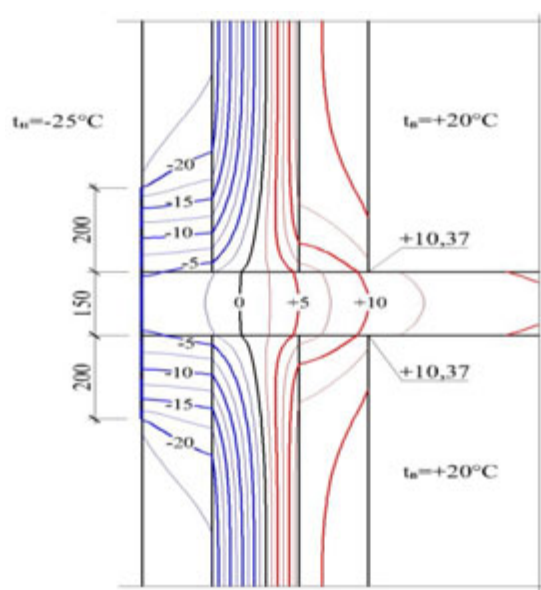


Рис. 2. Распределения температуры внутренней поверхности наружной стены на стыке с перекрытием с утеплителем на 200 мм от перекрытия верх и вниз

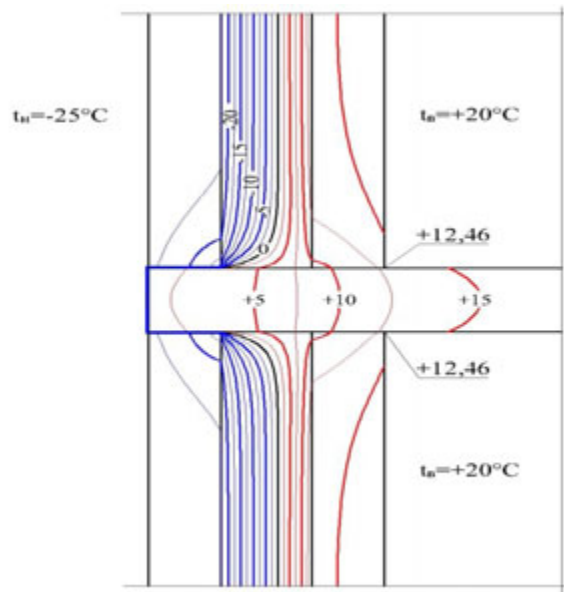


Рис. 3. Температуры внутренней поверхности наружной стены на стыке с перекрытием с утеплителем внутрь стены на 120 мм

На основании расчета температурных полей были сделаны следующие выводы:

1) При проектировании стыка монолитного перекрытия с ограждающей конструкцией необходимо использование дополнительного утепления, либо в виде нанесенного жидкого утеплителя, либо в виде термовкладышей;

2) При нанесении утеплителя на торец перекрытия и на стену дает лучший результат, причем утеплитель должен быть нанесен не менее чем на 200 мм вверх и вниз от перекрытия;

3) При нанесении утеплителя на торец перекрытия и на бетон сверху и снизу на ширину равную наружной версте кирпича, дает наибольший эффект, по сравнению с остальными вариантами.

Выводы. Применение жидкого утеплителя «Корунд» при проектировании неоднородных участков ограждающих конструкций является эффективным и целесообразным способом повышения энергоэффективности и обеспечения нормальных условий эксплуатации зданий.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СНиП 23-02-2003 «Тепловая защита зданий», ГОССТРОЙ РФ, М., 2004.
2. СП 23-101-2004 Проектирование тепловой защиты здания. М., 2004.
3. Метод постановки опыта и расчета коэффициента теплопроводности для сверхтонких тепловых изоляционных материалов, методические рекомендации по теплотехническим расчетам М-001-2003. М., 2009.

Г.И. Каверина

ВЛИЯНИЕ КЛИМАТА ВОЛГОГРАДСКОЙ ОБЛАСТИ НА РАБОТУ ЦЕНТРАЛЬНО И ВНЕЦЕНТРЕННО АРМИРОВАННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Волжский институт строительства и технологий
(филиал Волгоградского государственного
архитектурно-строительного университета)

Представлены результаты экспериментально-теоретических исследований влияния переменного-влажностных режимов на изменение напряжённого состояния железобетонных элементов во времени.

Глобальное изменение климата приводит к повышению температуры и изменению относительной влажности внешней среды. В Волгоградской области наблюдается повышение температуры среды до 35°C – 37°C. При значительной солнечной активности температура на почве достигает до 50°C, а температура бетона повышается до 65°C – 70°C. Анализ экспериментальных данных показывает, что при нагреве бетона до 60°C прочность бетона и модуль упругости уменьшается на 20 %, при этом значительно увеличиваются влагопотери из бетона. Процессы влагопотерь происходят в последовательности, соответствующей возрастанию энергии связи с твёрдым скелетом. Большая часть усадки проявляется при удалении влаги, находящейся между кристаллами гидросиликата кальция.

За счёт потерь адсорбционно-связанной влаги усадочные деформации возрастают в 2–2,5 раза по сравнению с нормальными условиями эксплуатации. Деформации ползучести при нагреве до 60°C и свободным влагообменом со средой также возрастают. Скорость возрастания мер ползучести бетона наиболее интенсивная в первые 30 суток после загрузки.

Процесс нарастания удельных деформаций ползучести с повышением температуры оказывает влияние на функцию возраста, т.е. старение материала идёт более интенсивно, в результате чего основные перераспределения напряжений во времени, вследствие действия ползучести бетона, наблюдаются в начальный период после загрузки. Экспериментальные исследования по определению удельных деформаций ползучести проводились в условиях климата Волгоградской области и в лаборатории при уровнях загрузки $\sigma/R = 0,4$ в возрасте 14, 32, 220 суток.

Процесс релаксации напряжения изучался на неразрезной двухпролетной балке с пролетом 100 см, размерами поперечного сечения $b = 8$ см, $h = 10$ см, армированной одиночной арматурой $A_s = 1,01\text{см}^2$, при

$\mu = 0,0125$, $n = 9,95$ в условиях климата Волгоградской области при мгновенной осадке одной из опор. Продолжительность исследований релаксации составила 100 суток. Расчёт производился с использованием теории старения и ядра интегральных уравнений ползучести определялись с учётом климатического фактора. Результаты расчёта приведены на рис. 1.

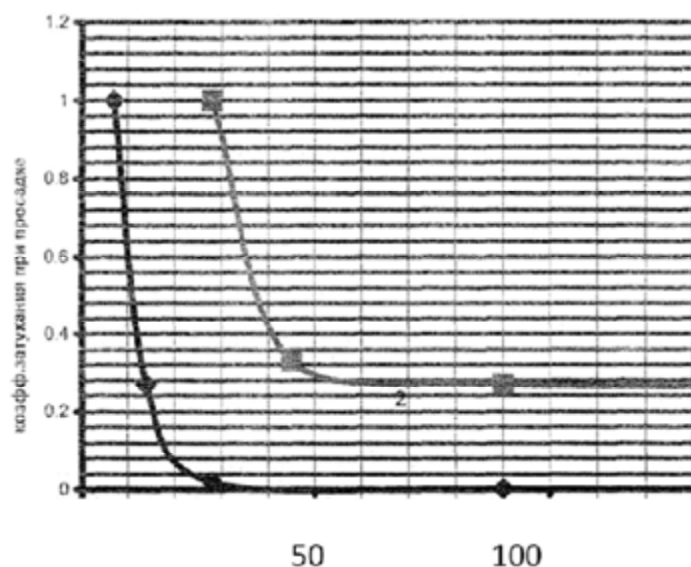


Рис. 1. Результаты расчета:

1 – коэффициент затухания упруго-мгновенных напряжений в балке, вызванный осадкой одной из опор в семидневном возрасте; 2 – в 28-суточном возрасте

Анализ исследований показал, что в условиях повышенных температур релаксация напряжений протекает наиболее интенсивно в начальный период загрузки и заканчивается в течение первых 30 суток, скорость релаксации зависит от возраста бетона, в котором наблюдается мгновенная просадка опоры.

Параллельно исследовались вопросы нарастания удельных деформаций усадки с повышением температуры. Исследования проводились на образцах размером $10 \times 10 \times 40$ в условиях климата Волгоградской области. Получены законы изменения усадочных деформаций во времени.

Усадочные напряжения в арматуре и бетоне изучались на центрально и внецентренно армированных элементах размером $30 \times 100 \times 200$ с процентом армирования 0,01 и 0,03. Результаты исследований приведены на рис. 2.

Усадочные напряжения растяжения в бетоне в железобетонных элементах в летний период могут превышать временное сопротивление на растяжение, что приводит к появлению усадочных трещин.

Величина усадочных напряжений значительно зависит от вида напряжённого состояния и возрастает при внецентренном армировании элементов.

Сжимающие напряжения в арматуре от усадки могут достигать значительных величин (25–30 % от временного сопротивления) и должны учитываться в расчетах по образованию и раскрытию трещин.

Значительную роль в процессах релаксации усадочных напряжений играет увеличение быстро натекающей ползучести при повышенных температурах в начальный период загрузки.

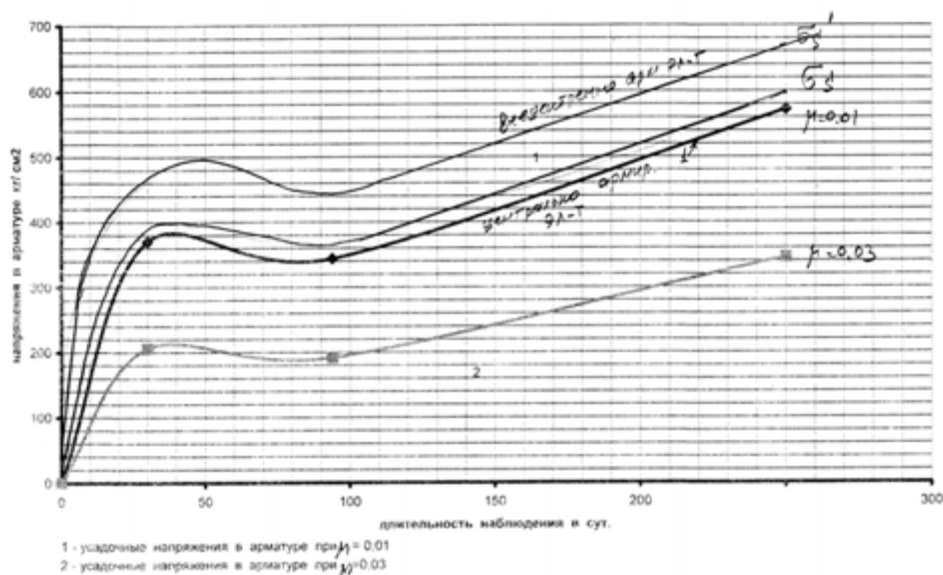


Рис. 2. Результаты исследований

Исследования показывают, что изменения температурно-влажностных условий среды оказывают значительное влияние на напряжённо-деформированное состояние конструкций и должны учитываться в проектных решениях.

Выводы:

1. Усадочные деформации значительно зависят от условий эксплуатации.

2. Усадочные напряжения в условиях повышенных температур в зависимости от процента армирования могут принимать значения выше нормативной прочности бетона на растяжение, что приводит к появлению усадочных трещин, а в сочетании с нагрузкой к раскрытию трещин выше допустимых по нормам.

3. Повышенная скорость нарастания быстро натекающей ползучести в начальный период загрузки приводит к интенсивной релаксации упруго-мгновенных напряжений.

4. При проектировании конструкций в условиях повышенных температур необходимо учитывать возможные изменения физико-механических характеристик материалов и их влияние на изменение напряжений во времени.

О ПОВЫШЕНИИ ЭФФЕКТИВНОСТИ МЕСТНЫХ ОТСОСОВ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Цементные заводы относятся к числу предприятий с большим выделением пыли. Одной из причин, приводящей к выделению большого количества пыли в воздух рабочей зоны, является недостаточно эффективная работа систем обеспыливающей вентиляции.

Для систем аспирации предприятий по производству цемента характерны проблемы, связанные с недостаточно эффективной работой местных отсосов от технологического оборудования. Это приводит к тому, что запыленность воздуха в рабочей зоне может в десятки раз превышать ПДК, а выбросы в атмосферу не соответствовать установленным нормативам ПДВ предприятий [2].

Проведенный анализ дисперсного состава цементной пыли отобранной в системе аспирации упаковочного цеха и в воздухе рабочей зоны показал, что в систему аспирации попадает большое количество крупных фракций с размерами до 20 мкм, а выбивающиеся из технологического оборудования и витающие в воздухе рабочей зоны частицы пыли имеют размер менее 10 мкм [1].

В связи с этим, для повышения эффективности работы систем аспирации, необходимо, чтобы распределение скорости всасывания в приемном отверстии местного отсоса, соответствовало распределению скорости в подтекающей струе. Из теории пограничного слоя известно [3], что частицы пыли по размеру больше толщины пограничного слоя, подвержены действию скоростей основного течения, и поэтому легко выносятся осевым потоком, а для трогания частицы пыли величиной меньше толщины пограничного слоя, для создания необходимых скоростей требуются очень большие скорости основного течения. С этой цели следует использовать вставки, обеспечивающие желаемую неравномерность всасывания. На рис. 1 представлен вихревой отсос, в нижней части которого укреплены направляющие лопатки, что позволяет интенсивно раскручивать всасываемый поток. Возникающее вихревое движение, побуждает в пограничном слое большие скорости течения, поэтому мелкие частицы пыли легко увлекаются к центру вихревого отсоса и осевым потоком выносятся в систему обеспыливающей вентиляции.

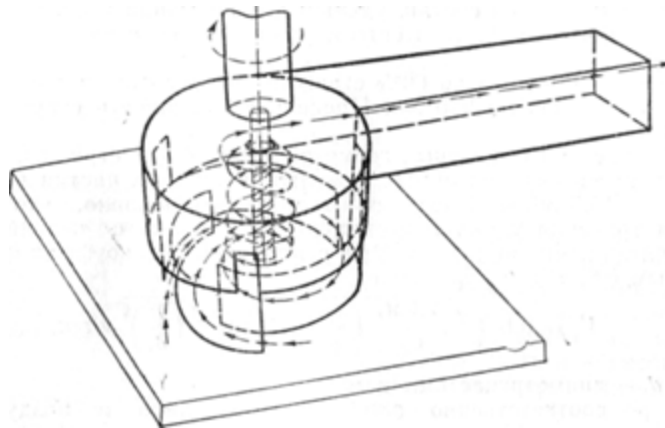


Рис. 1. Схема вихревого пылеприемника

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Азаров В.Н., Есина Е.Ю., Азарова Н.В. Анализ дисперсного состава пыли в техно-сфере: учебное пособие / Волгогр. гос. архит.-строит. ун-т. Волгоград: ВолгГАСУ, 2008. — 46 с.

2. Кабаева И.В. О запыленности воздуха на предприятиях стройиндустрии Волгоградской области // Проблемы охраны производственной и окружающей среды: сб. матер. науч.-техн. конф. 24–27 декабря 2001 г. / Волгогр. гос. арх.-строит. акад. Волгоград : ВолгГАСА, 2001. — С. 241.

3. Очистка воздуха от пыли / Сборник № 19 – Москва: Изд-во Стройиздат., 1966. – 165 с.

Т.Н. Клавдиева, Д.Г. Новикова

НЕКОТОРЫЕ ПРЕДСТАВЛЕНИЯ О МЕХАНИЗМЕ ДЕЙСТВИЯ ДОБАВОК В ЦЕМЕНТНЫХ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОМПОЗИЦИЯХ

Волжский институт строительства и технологий
(филиал Волгоградского государственного
архитектурно-строительного университета)

Механизм действия добавок рассмотрен с позиций формирования капиллярно-пористого тела строительного композита, как дисперсной многофазной системы, и с точки зрения характера возникающих при этом связей.

Развитие представлений о механизме действия добавок неразрывно связано с теорией гидратации и твердения минеральных вяжущих веществ. Это две стороны общей проблемы, так как результаты изучения добавок в строительные композиты служат экспериментальной основой для теоретической разработки вопросов твердения вяжущих, а надежные данные о механизме гидратации и твердения цемента помогают находить оп-

тимальные решения при использовании уже известных добавок, расширять сферы их применения в строительстве и изыскивать новые высокоэффективные добавки.

Уделяя особое внимание процессу гидратации вяжущих как основе твердения бетонной смеси при образовании цементного камня, необходимо также рассмотреть условия формирования капиллярно-пористых тел с точки зрения характера возникающих при этом связей и их прочности, проследить за ролью масштабного фактора в синтезе прочности цементного камня в композите.

Известно, что структура цементного камня представлена твердой фазой и поровым пространством, заполненной жидкостью или газом, причем важнейшие свойства композита зависят от физических и физико-химических характеристик и каркаса, и порового пространства. Следовательно, целесообразно такое совместное рассмотрение капиллярно-пористого цементного камня в композите, которое позволит одновременно учесть как формирование его твердой фазы, так и порового пространства. Это предполагает общность подхода к ним, построенного по единому достаточно строгому признаку. Крайне желательно, чтобы одновременно с помощью выбранного признака учитывались и дефекты структуры твердой фазы цементного камня, от которых зависят физико-механические свойства композита.

В качестве основы для подобной систематизации логично выбрать линейные размеры капилляров, пор и элементов каркаса. В развитие представления об уровнях структуры рекомендуется следующая общая градация капилляров и структурного каркаса с учетом дефектов в последнем.

Надмолекулярный уровень дисперсности:

$$D = 2 \cdot 10^8 - 4 \cdot 10^9 \text{ м}^{-1} (10^{-9} < \ell < 5 \times 10^{-9} \text{ м}),$$

где ℓ – размер частиц, дисперсность $D = 1/\ell$.

Несмотря на весьма узкий интервал изменения ℓ , первый уровень дисперсности твердой фазы очень важен, так как он включает в себя размеры частиц, отвечающие устойчивым трехмерным зародышам.

Выделение надмолекулярного уровня в самостоятельный уровень, при изучении структурообразования, необходимо по трем причинам:

– во-первых, этот уровень дисперсности соответствует самой начальной стадии формирования первичного каркаса будущей структуры цементного камня, протекающей в объеме коагуляционной структуры свежего цементного теста. При этом непрерывный структурный каркас еще может не образоваться, однако уже имеются отдельные контакты между возникшими или уже растущими частицами новой фазы;

– во-вторых, в надмолекулярный уровень дисперсности точно вписывается дисперсность «пор геля», занимающих около 28 % объема твердой фазы.

Субмикроскопический уровень:

$$D = 10^7 - 2 \cdot 10^8 \text{ м}^{-1} (5 \cdot 10^{-9} < \ell < 10^{-7} \text{ м}).$$

В этот уровень попадает основная масса гидратных новообразований, слагающих структуру цементного камня, в том числе и в зоне его контакта с заполнителями и арматурой. Этой же дисперсностью обладают отдельные оставшиеся в цементном камне не полностью прогидратированные зерна вяжущих.

Важность этого уровня дисперсности для теории и практики очевидна. Именно на этом уровне в полной мере проявляются особенности коагуляционного, условно-коагуляционного и кристаллизационного структурообразования, а также формируется поровое пространство цементного камня. Частицы указанной дисперсности обладают всеми основными хорошо известными свойствами коллоидных частиц: способностью к броуновскому движению, ближней и дальней коагуляции, полупроницаемостью, приводящей к осмотическим явлениям и т.д.

Микроскопический уровень:

$$D = 10^4 - 10^7 \text{ м}^{-1} (10^{-7} < \ell < 10^{-4} \text{ м}).$$

В отличие от двух предыдущих уровней, установление верхних пределов размеров частиц твердой фазы для этого уровня носит весьма условный характер, хотя и оправдано практическими соображениями: к нему отнесен весь спектр частиц вяжущих, включая самые крупные фракции, и некоторые новообразования: гидроксид кальция, составляющий около 15 % общей массы твердой фазы цементного камня, гипс, основные соли, например, гидросиликаты кальция, карбонат кальция и некоторые другие соединения.

Влияние добавок в строительный цементный композит сказывается на микроскопическом уровне преимущественно не непосредственно, а косвенно, так как добавки влияют на структурно-механические свойства цементного камня на более высоких уровнях дисперсности.

Макроскопический уровень:

$$D < 10^4 \text{ м}^{-1} (\ell < 10^{-4} \text{ м}).$$

Уровень характерен для композита с мелким и крупным заполнителем в его составе и для изделий из него. Ему соответствуют макронеоднородности и макродефекты, проявляющиеся, в частности, в существовании масштабного фактора при механических испытаниях композита.

К макроскопическому уровню относятся и размеры крупных воздушных пузырьков, каверн и раковин, их число и диаметр можно значительно уменьшить с помощью добавок, в частности пластифицирующих.

Таким образом, предлагаемая классификация позволяет с единых позиций рассмотреть структуру цементного камня и текстуру бетона с учетом их порового пространства.

Анализируя образование цементного камня в строительном композите, в том числе и с добавками, с учетом уровней дисперсности, можно сказать:

– на первом этапе, с первых минут после затворения цемента водой (когда процессы гидратационного твердения еще только начинаются), характерна преимущественно коагуляционная структура с обязательными для нее прослойками дисперсионной среды, причем равновесное значение толщины этих прослоек, как и продолжительность сохранения подобной структуры, в большой мере зависит от применяемых добавок;

– на втором этапе, по мере развития процессов гидратации, на фоне коагуляционной структуры возникают, а затем начинают доминировать условно-коагуляционные и кристаллизационные структуры, причем их относительный вклад в общее структурообразование зависит также от химической природы и концентрации добавок.

Анализ образующихся структур с позиций уровней дисперсности показывает, что условно-коагуляционная и кристаллизационная структуры формируются вначале на надмолекулярном (образование зародышей новой фазы), а затем на субмикроскопическом уровне, на стадии роста кристаллов и появления первичного каркаса. Если же говорить о контактных поверхностях, – а именно они и определяют характер и прочность связей в цементном камне и композите, – то они занимают лишь часть площади новообразований, а условно-коагуляционные контакты в первом приближении можно рассматривать как точечные.

Существенно также, что условно коагуляционные и кристаллизационные структуры упрочняются в процессе гидратационного твердения часто путем увеличения площади контакта между частицами вследствие выделения из пересыщенных растворов в этой зоне двумерных зародышей. Подобное наращивание «шва», приводящее к упрочнению структуры, происходит потому, что участки, непосредственно примыкающие к контактными поверхностям, в силу их геометрических особенностей и по некоторым другим причинам становятся энергетически наиболее выгодными для предпочтительного роста здесь новой фазы.

Таким образом, если твердая фаза цементного камня в строительном композите по своей дисперсности относится преимущественно к надмолекулярному и субмикроскопическому уровням, а участвующие в ней исходные фазы и наиболее крупные гидратные новообразования даже к микроскопическому уровню, то основные реакции и процессы, приводящие к формированию структуры и обуславливающие ее прочность и деформационные свойства, протекают на молекулярном уровне, т.е. лежат вне перечисленных уровней дисперсности.

М.П. Нестеренко, Д.С. Педь, Т.А. Склярченко

АНАЛИТИЧЕСКОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ ВИБРАЦИОННЫХ МАШИН ДЛЯ ФОРМОВАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ИЗДЕЛИЙ С УЧЕТОМ ВЛИЯНИЯ БЕТОННОЙ СМЕСИ НА РАБОЧИЙ ОРГАН

Полтавский национальный технический университет
имени Юрия Кондратюка, Украина

Предлагается подход к решению актуальной для отрасли производства строительных материалов задачи математического моделирования пространственных процессов в вибрационной форме, которая уплотняет смесь.

Строительная отрасль в наше время требует экономии энергии при изготовлении железобетонных изделий. При изготовлении крупногабаритных железобетонных изделий широко применяют вибрационные формы, в каких дебалансний вибровозбудитель с вертикальным или наклонным к вертикали на угол до 15° дебалансним валом обеспечивает пространственные колебания бетонной смеси. Уточнены расчеты виброформовочного оборудования позволят снизить металлоемкость и энергозатраты на производство тех или других железобетонных изделий и тем самым повысить их конкурентоспособность.

В расчетах вибрационного оборудования для формирования железобетонных изделий используются разные подходы к составлению математических моделей процесса формирования железобетонных изделий, о чем свидетельствуют публикации разных лет. Известные математические модели можно условно распределить на две группы: плоские динамические модели движения рабочего органа, что рассматривают движение в вертикальной или горизонтальной плоскости [1, 2, 3], и пространственные, которые рассматривают движение рабочего органа в пространстве [6, 7]. При решении составленных уравнений движения рабочего органа учитывается затухание энергии колебательного движения с помощью коэффициента затухания колебаний или поправочного коэффициента, который может с известным приближением характеризовать определенную среду как проводник колебаний. Да, например, коэффициент χ распространения волн в горизонтальной плоскости принят согласно гипотезе Б.Б. Голицина [4] различается соответственно для трех типов колебаний: сферических, колочных и плоских. Согласно данной гипотезы количество энергии, которая поглощается бетонной смесью, пропорционально количеству энергии, которая подводится к данному слою смеси и его толщине. Его размерность – $\frac{1}{\text{см}}$.

В вертикальной плоскости принимают безразмерный коэффициент ζ в соответствии с реологическими свойствами бетонной смеси [3].

В математических моделях вибрационных машин, в которых рассматриваются пространственные колебания рабочего органа, бетонная смесь учитывается в виде твердого тела как присоединена масса к колебательной системе [6, 7]. В «плоских» математических моделях рассматривается влияние бетонной смеси на поглощение энергии с учетом ее реологических свойств [1, 3, 5]. Вопрос учета влияния реологических свойств бетонных смесей на процесс формирования изделия в моделях пространственных колебательных систем не развязан и потому является актуальным.

Целью работы является составление динамической модели «вибромашина–уплотняемая среда» в виде системы дифференциальных уравнений, которые описывают процесс уплотнения бетонной смеси с учетом влияния реологических свойств последней на процесс формирования.

Разработана динамическая модель вибрационной машины на примере формы с пространственным движением рабочего органа, колебания которого возбуждаются одним вибровозбудителем, установленным на торце или на продольной стороне формы (рис. 1). Она учитывает влияние бетонной среды, которая уплотняется, на рабочий орган. Влияние среды на рабочий орган учитываем введением в уравнение коэффициентов затухания колебаний: в горизонтальной плоскости – χ [1], в вертикальной плоскости – ζ [3].

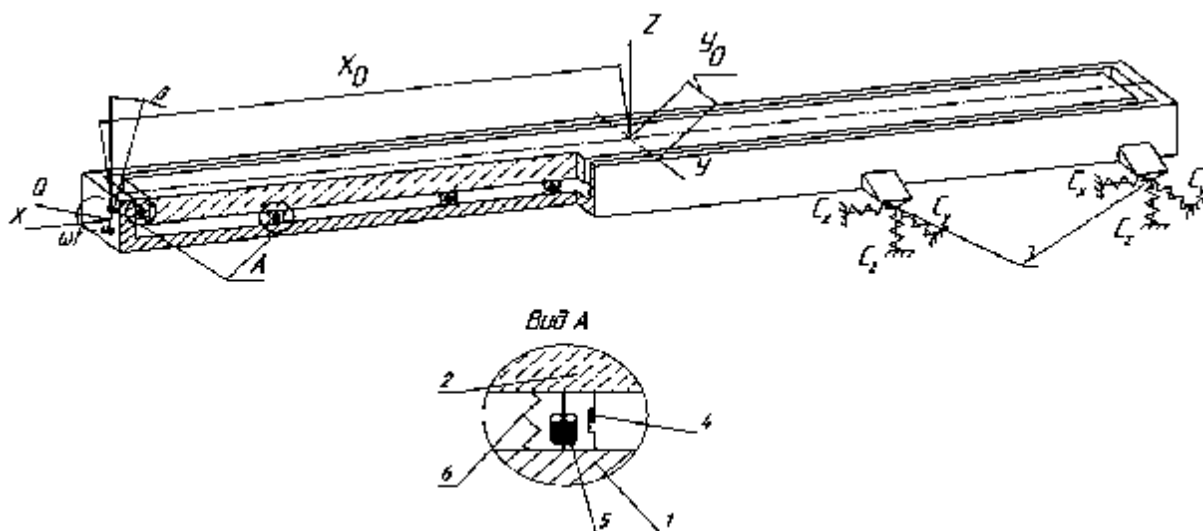


Рис. 1. Динамическая модель вибрационной формы:
1 – вибрационная форма; 2 – бетонная смесь; 3 – вибропоры;
4 – реологическая модель Сен-венана; 5 – реологическая модель Ньютона; 6 – реологическая модель Гука

При его определении руководствуемся совокупностью реологических моделей Сен-Венана, Ньютона и Гука, которые достаточно точно описывают свойства бетонной смеси.

$$\left\{ \begin{array}{l}
M_0 \cdot \left(\frac{\partial^2 X_0(t)}{\partial t^2} \right) + C_{11} \cdot X_0(t) + C_{15} \cdot \eta(t) - Q \cdot \chi \cdot (X_0(t) - X_V) \cdot \\
\quad \cdot (\cos(\alpha) \cdot \cos(\beta) \cdot \cos(\omega \cdot t) - \sin(\alpha) \cdot \sin(\omega \cdot t)) = 0; \\
M_0 \cdot \left(\frac{\partial^2 Y_0(t)}{\partial t^2} \right) + C_{22} \cdot Y_0(t) + C_{24} \cdot \theta(t) - Q \cdot \chi \cdot (Y_0(t) - Y_V) \cdot \\
\quad \cdot (\sin(\alpha) \cdot \cos(\beta) \cdot \cos(\omega \cdot t) - \cos(\alpha) \cdot \sin(\omega \cdot t)) = 0; \\
M_0 \cdot \left(\frac{\partial^2 Z_0(t)}{\partial t^2} \right) + C_{33} \cdot Z_0(t) + Q \cdot \zeta \cdot (\sin(\beta) \cdot \cos(\omega \cdot t)) = 0; \\
J_X \cdot \left(\frac{\partial^2 \theta(t)}{\partial t^2} \right) + C_{24} \cdot X_0(t) + C_{44} \cdot \theta(t) + Q \cdot \chi \cdot (X_0(t) - X_V) \cdot \\
\quad \cdot ((Z_V \sin(\alpha) \cdot \cos(\beta) + Y_V \sin(\beta)) \cdot \cos(\omega \cdot t) + Z_V \cos(\alpha) \sin(\omega \cdot t)) = 0; \\
J_Y \cdot \left(\frac{\partial^2 \eta(t)}{\partial t^2} \right) + C_{51} \cdot Y_0(t) + C_{55} \cdot \eta(t) - Q \cdot \chi \cdot (Y_0(t) - Y_V) \cdot \\
\quad \cdot ((Z_V \cos(\alpha) \cdot \cos(\beta) + X_V \sin(\beta)) \cdot \cos(\omega \cdot t) - Z_V \sin(\alpha) \sin(\omega \cdot t)) = 0; \\
J_Z \cdot \left(\frac{\partial^2 \psi(t)}{\partial t^2} \right) + C_{66} \cdot \psi(t) - Q \cdot \zeta \cdot ((X_V \sin(\alpha) - Y_V \cos(\alpha)) \cdot \cos(\beta) \cdot \\
\quad \cdot \cos(\omega \cdot t) + (X_V \cos(\alpha) + Y_V \sin(\alpha)) \sin(\omega \cdot t)) = 0.
\end{array} \right. \quad (1)$$

где t – время вибродействия; M_0 – масса формы с оборудованием; C_{11} – коэффициенты жесткостей упругой подвески; X_0 – координаты центра масс; η – углы поворота осей \bar{X} , \bar{Y} , \bar{Z} подвижной системы координат относительно неподвижной X , Y , Z ; Q – вынуждающая сила; α – угол наклона оси дебалансного вала к вертикали в поперечной плоскости; β – угол наклона оси дебалансного вала к вертикали в продольной плоскости; ω – угловая скорость вращения дебаланса вибровозбудителя; Z_V – координаты оси вращения дебаланса вибровозбудителя; J_X – моменты инерции формы с оборудованием и бетонной смесью относительно соответствующих осей X , Y , Z ; χ – коэффициент затухания колебаний в бетонной смеси вдоль осей X и Y , его размерность m^{-1} ; ζ – коэффициент, который учитывает реологические свойства бетонной смеси вдоль оси Z , коэффициент безразмерный.

Рассмотрим обстоятельно структуру уравнений системы на примере первого уравнения.

$$M_0 \cdot \left(\frac{\partial^2 X_0(t)}{\partial t^2} \right) + C_{11} \cdot X_0(t) + C_{15} \cdot \eta(t) - Q \cdot \chi \cdot (X_0(t) - X_V) \cdot (\cos(\alpha) \cdot \cos(\beta) \cdot \cos(\omega \cdot t) - \sin(\alpha) \cdot \sin(\omega \cdot t)) = 0, \quad (2)$$

$$(X_0(t) - X_V)$$

Первая составляющая данного уравнения,, что является произведением массы вибрационного оборудования вместе с бетонной смесью и ускорения представляет действие сил инерции на колебательную систему вдоль оси X. Друга и третья составляющие, отвечает жесткости вибрационных опор на сдвиг и кручение. Последняя часть уравнения – $Q \cdot \chi \cdot (X_0(t) - X_V) \cdot (\cos(\alpha) \cdot \cos(\beta) \cdot \cos(\omega \cdot t) - \sin(\alpha) \cdot \sin(\omega \cdot t))$ представляет произведение вынуждающей силы дебаланса (наклоненного к оси X на угол α) и коэффициента затухания колебаний χ . Затухание колебаний в произвольной точке учитывается произведением коэффициента затухания χ и расстояния от оси вращения дебаланса виброизбуджувача к центру масс подвижной системы $(X_0(t) - X_V)$. Данный коэффициент введенный по осям X и Y. Аналогично составлены уравнения движения системы по осе Y и по осе Z (в вертикальной плоскости) за отличием, что затухание колебаний учитываем безразмерным коэффициентом ζ .

Решение данного уравнения выполняем с помощью прикладной программы «Maple» за следующей блок – схемой (рис. 2).

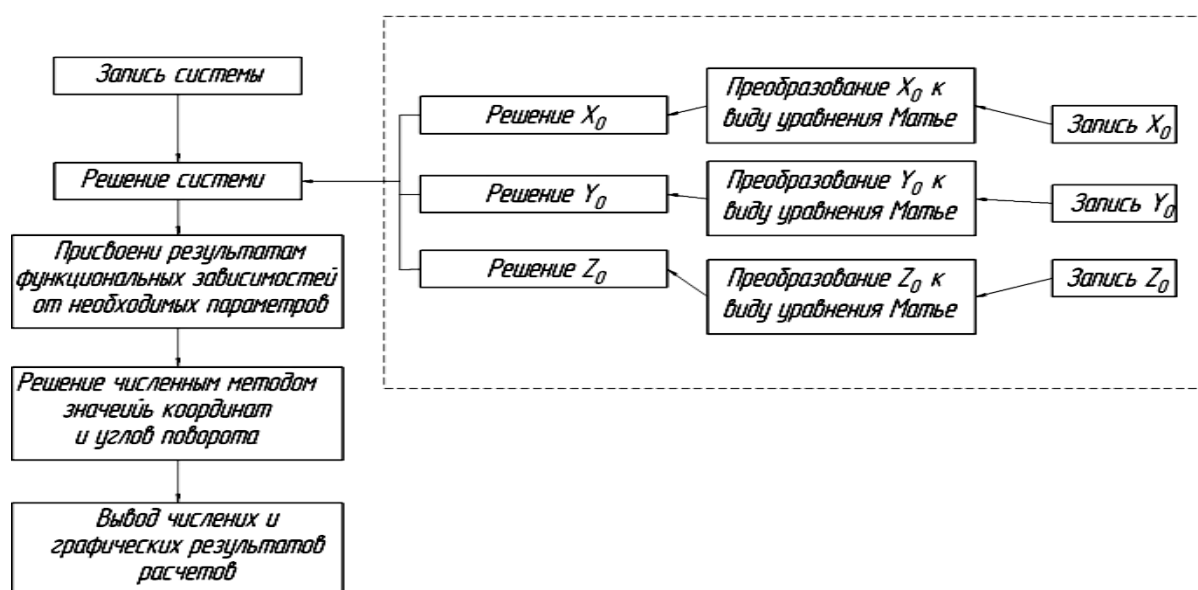


Рис. 2. Блок-схема решения предложенной системы уравнений на ПЕОМ с помощью системы компьютерной алгебры «Maple»

Вывод. Решение системы уравнений дает возможность определить виброперемещение произвольных точек бетонных смесей или рабочего органа для заданных свойств бетонных смесей и режимов уплотнения и получить значение количество тратящей энергии на процесс уплотнения, что важно при конструировании вибромашин и выборе мощности их привода.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Ахвердов И.Н. Основы физики бетона / М.: Стройиздат, 1981. — 464 с.
2. Гольдштейн Б.Г., Петрунькин Л.П. Глубинные вибраторы для уплотнения бетона. М.: Машиностроение, 1966 — 169 с.
3. Гусев Б.В., Зазимко В.Г. Вибрационная технология бетона. К.: Строитель, 1991. — 160 с.
4. Десов А.Е. Вибрированный бетон. М.: Госстройиздат, 1956. — 230 с.
5. Сивко В.И. Основы механики вибрируемой бетонной смеси / К.: Высш. шк., 1987. — 168 с.
6. Овчинников П.Ф. Виброреология / К.: Научная мысль, 1983. — 272 с.
7. Нестеренко М.П., Склярченко Т.О. Дослідження руху віброплощадки з кінчними опорами // Вісник КДПУ. Вип. 6 (53). Ч. 1. Кременчук: КДПУ ім. Михайла Остроградського, 2008. — С. 91–93.
8. Орисенко О.В., Нестеренко М.П. Исследование пространственного движения рабочего органа вибрационной машины для формирования трубчатых железобетонных ви́робів // Сборник научных трудов (отраслевое машиностроение, строительство). Полтава: ПОЛТНТУ, 2000. Вип. 6, 1. — С. 172–175.
9. Олехнович К.А., Виноградов Ю.И. Исследования характера многокомпонентных колебаний малошумных виброплощадок / Полтава: Полтав. инж.-строит. ин-т, 1980. — 13 с.

Д.Г. Новикова, И.В. Надеева

ФОРМИРОВАНИЕ МАКРОСТРУКТУРЫ ВЫСОКОПОРИСТОЙ СТРОИТЕЛЬНОЙ КОМПОЗИЦИИ

Волжский институт строительства и технологий
(филиал Волгоградского государственного
архитектурно-строительного университета)

Проведены исследования отходов металлообработки, изготовлены опытные образцы строительной композиции с использованием в качестве компонентов-шамов. Сделан вывод об использовании отходов металлообработки при формировании пористой структуры композита.

Одним из направлений повышения эффективности производства и применения строительной, в частности, стеновой керамики является уменьшение плотности за счет создания пористой структуры материала,

что позволяет снизить материалоемкость производства и увеличить теплозащиту.

В качестве порообразователей используются различные материалы (рисовая и гречневая шелуха, семечки, древесные опилки и т.д.). Нами предлагается в качестве порообразователя использовать шламы подшипникового производства. Введение вторичного сырья в состав масс для получения строительной композиции делает производство ресурсосберегающим, менее дорогостоящим и в определенной степени способствует решению экологических проблем окружающей среды.

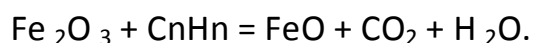
Для решения вопроса оптимизации макроструктуры и свойств высокопористой композиции с использованием отходов – шлама металлообработки в качестве порообразователя решались следующие задачи:

- исследование свойств и структуры шлама металлообработки;
- анализ традиционной технологии изготовления высокопористой керамики с учетом введения шлама как порообразователя;
- расчет химического состава шихты по шихтовому составу массы глинисто-шамотной керамики;
- исследование свойств и структуры (поровое пространство), расчет пористости и микроскопические исследования.

Для производства пористой строительной композиции в качестве основного компонента используем глину. В качестве выгорающей порообразующей добавки в работе используется шлам металлообработки предприятия ОАО «ВПЗ–15», предварительно высушенный до постоянной массы и измельченный. В качестве отошающей добавки используется шамот (отходы собственного производства, половняк-бой).

По данным химического анализа шлам содержит металл, неметаллические фракции (продукты разрушения абразивного инструмента при шлифовании) и СОЖ. Более 10–15 % шлама – конгломераты, которые представляют собой окисленные металлические и неметаллические частицы, цементированные СОЖ. При нагревании шлама до 800–900 °С и выше образуется парогазовая смесь, состоящая из водорода, окиси углерода, двуокиси углерода и паров остаточной влаги. Создание же пористой структуры материала достигается вспучиванием глинистого сырья выделяющимися газами.

Опытные образцы исходного состава шихты глинисто – шамотной композиции с добавкой 11 % шлама изготовлены методом полусухого прессования (рис. 1, 2). Присутствие в шихте шламовых отходов, содержащих в своем составе до 30–50% неокисленной стали, обеспечивает переход окиси железа в закись при непосредственном участии органических соединений по схеме:



Особенно большую геохимическую роль в данных системах играют восходящие потоки жидких и газообразных углеводородов, приходящихся на органическую составляющую шламовых отходов (20 % СОЖ).

Образцы исходного состава по структуре представляют собой пористую композицию в основном с закрытыми порами. Опытные образцы, в состав которых введен шлак металлообработки, представлены пористой однородной структурой. Размер пор колеблется от 100 до 500 мкм. Если поры на образцах исходного состава образованы в результате консолидации (формования) порошковых керамических частиц, то поры опытных образцов имеют явное «вулканическое» происхождение, на что указывает форма поры, приближающаяся к сферической и гладкость краев поверхности поры, то есть введение новой компоненты шлама металлообработки способствует порообразованию.



Рис. 1. Структура исходного образца глинисто-шамотной керамики

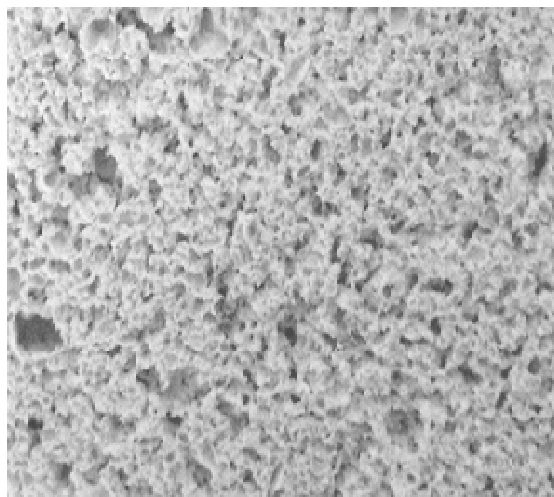


Рис. 2. Структура образца глинисто-шамотной керамики с добавкой шлама металлообработки

Таким образом, предлагаемое использование шлама металлообработки в качестве порообразователя при формировании высокопористой строительной композиции позволяет не только оптимизировать и прогнозировать макроструктуру и свойства, но и разрабатывать новые строительные материалы при расширении сырьевой базы их производства.

А.В. Орисенко, Н.Н. Нестеренко

КОНСТРУКЦИЯ УДАРНО-ВСТРЯХИВАЮЩЕЙ УСТАНОВКИ ДЛЯ ФОРМОВАНИЯ СТЕНОВЫХ БЛОКОВ ИЗ ЛЕГКИХ БЕТОНОВ НА ОСНОВЕ АНАЛИЗА КОНСТРУКТИВНЫХ ОСОБЕННОСТЕЙ УПЛОТНЯЮЩИХ МАШИН

Полтавский национальный технический университет
имени Юрия Кондратюка, Украина

Приведен анализ конструктивных особенностей машин, которые применяются для формования строительных конструкций из легких бетонов, и предложена конструкция ударно-встряхивающей установки для формования строительных блоков, разработанная на основе проведенного анализа.

Достаточно широкого распространения в строительстве приобрели конструкции на основе легких бетонов: арболит, пенобетон, керамзитобетон, полистиролбетон. Номенклатура строительных изделий из легких бетонов насчитывает более тысячи видов и разновидностей, некоторые из них изготавливаются массово, другие единицами.

Слабым звеном в современной технологии изготовления легких бетонов является процесс их уплотнения, обусловленный упругостью и небольшой плотностью частиц заполнителя [1–3].

Во время формования легкобетонных изделий наилучшие показатели имеют ударные площадки, поскольку при формовании легкобетонных изделий на обычных вибрационных площадках, как правило, возникает неравномерное уплотнение смеси по высоте изделия и расслоение, что уменьшает теплозащитные и прочностные характеристики изделий.

Прессование, трамбование, послойное формование, виброуплотнение под пригрузом и другие известные способы формования изделий из легких бетонов имеют разные технологические недостатки, устранение которых связано с осложнением конструкции формовочного оборудования [2–5, 13, 14].

Ударные установки для формования изделий методом шок-бетон получили большое распространение в США, Швеции, Финляндии, Германии, Голландии [6, 7].

Первые патенты на ударные установки были выданы в 1933–1934 годах в Голландии и Великобритании [8].

В 60-х Ф.Г. Брауде провел работу над сравнением экспериментальных и аналитических данных возможностей ударно-вибрационных столов [9], он предложил выполнять оценку величины динамического действия виб-

рационного стола на бетонную смесь, как для сравнения эффективности работы ударных столов, так и для подбора их параметров.

Стремление к улучшению эффективности работы самых простых площадок способствовало возникновению большого количества предложений по их модернизации и усовершенствованию.

Использование виброударных площадок на упругих прокладках является одним из эффективных путей перехода от вибрации к виброудару. Применение виброударных режимов изменяет механизм взаимодействия площадки и смеси, и характер распространения колебаний.

В источниках [2–4] предложены рациональные методы формования изделий из легких бетонов, но использованное оборудование, является энергозатратным. Поэтому возникает потребность разработки оборудования, которое отвечало бы современным требованиям энергосбережения и уменьшения металлоемкости.

Создание виброударных площадок основано на замене эластичных пружин на упругие прокладки, которые подобраны таким образом, что во время работы площадки возникают периодические удары рамы о прокладки.

Виброударные площадки появились значительно позже вибрационных. Самые простые виброударные площадки выпускались заводом «Баррикада» [2] (рис. 1). Их конструкция аналогична вибрационным площадкам и имеет подвижную раму 1 и неподвижную 2, одновальный вибратор 3, и отличается строением опорных частей. Вместо пружин использовались упругие прокладки 4 выполненные в виде полутруб.

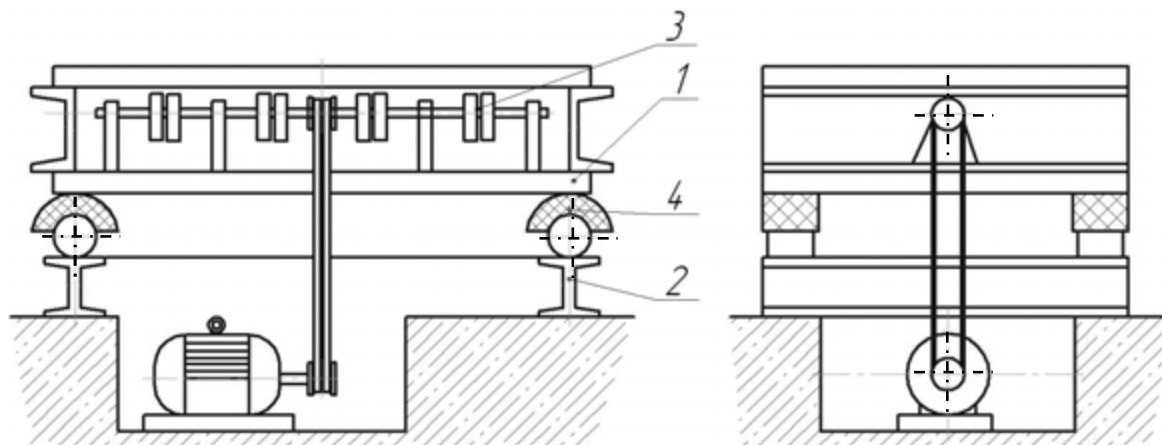


Рис. 1. Схема виброударной площадки завода «Баррикада»:

1 – подвижная рама; 2 – неподвижная рама;

3 – одновальный дебалансный вибратор; 4 – упругие прокладки

Виброударная площадка с формой на упругих прокладках действует на бетонную смесь виброударом и не требует применения массивного фундамента. Форма не имеет жесткого крепления к площадке, что в некоторых случаях может дать технологическое преимущество. В этом случае жесткость прокладок и сила прижимания пружин подбирается таким об-

разом, чтобы при работе вибратора возникал отрыв формы от прокладок и она ударялась о раму площадки с сохранением периодичности удара.

Другим типом виброударных площадок являются двомассовые площадки с виброударным приводом. Такая конструкция предусматривает упругое крепление вибратора к раме площадки с таким расчетным подбором пружин подвески, что в процессе работы возникает периодическое соударение формы с вибратором.

Работа ударных площадок заключается в том, что форма заполненная бетонной смесью поднимается на высоту 10–15 мм после чего свободно падает на массивную опору. Частота ударов формы составляет 200–300 ударов в минуту. Если форма соударяется с рамой площадки, падая на упругие прокладки, то возникают затухающие колебания. Такие площадки называют ударно-встряивающими. Упругость прокладок и частоту ударов подобрают таким образом, чтобы колебания формы затухали между ударами. Такие площадки позволяют формовать изделия из жестких смесей при расходах воды до 110 л/м^3 [13].

Полтавским национальным техническим университетом имени Юрия Кондратюка разработаны площадки ударного действия типа УВУ, которые показаны на рисунке [10, 11].

Установка УВУ-8 грузоподъемностью 8т и габаритами подвижной рамы $2 \times 6 \text{ м}$ в 1976 году была использована для формования панелей из бетонной смеси марок М50 и М75 на заводе экспериментального домостроения в г. Гадяч Полтавской области. Установка УВУ-6 (рис. 2) использовалась на открытом полигоне Полтавского завода ЖБИ №7 для формования фундаментных блоков [11].

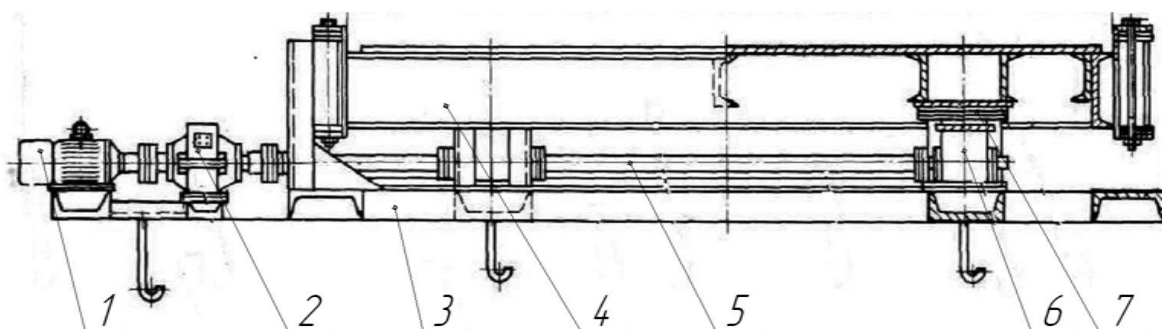


Рис. 2. Общий вид ударно-встряивающей площадки УВУ-6 разработанной КБ «Вибротехника» ПолтНТУ:

- 1 – электродвигатель; 2 – редуктор; 3 – неподвижная рама;
- 4 – подвижная рама; 5 – вал-вставка;
- 6 – кулачковый механизм; 7 – упругие прокладки

Анализ работы ударных установок типа УВУ показывает стабильный динамический режим при переменной массе уплотняющихся изделий и отсутствие расслоения бетонной смеси. Их недостатком является сверх-

нормативная вибрация фундамента и повышенный шум. Эти недостатки были устранены путем установки упругих прокладок между подвижной и неподвижной рамами [12]. В результате удара о упругие прокладки уровень шума от работы установки снижается до уровня санитарных норм без дополнительных защитных мероприятий. Такие установки сначала назывались вибровстряхивающими [15], но со временем их начали называть ударно-встряхивающими [13], поскольку такое название более точно характеризует их режим работы.

За основу для создания новой экономически и технологически эффективной установки для изготовления строительных изделий из легких бетонов взяты ударно-встряхивающие установки, разработанные в Полтавском национальном техническом университете имени Юрия Кондратюка. В результате обобщения опыта конструирования и эксплуатации этих установок нами предложена конструкция машины представленная на рис. 3 [16] и изготовлен промышленный образец (рис. 4).

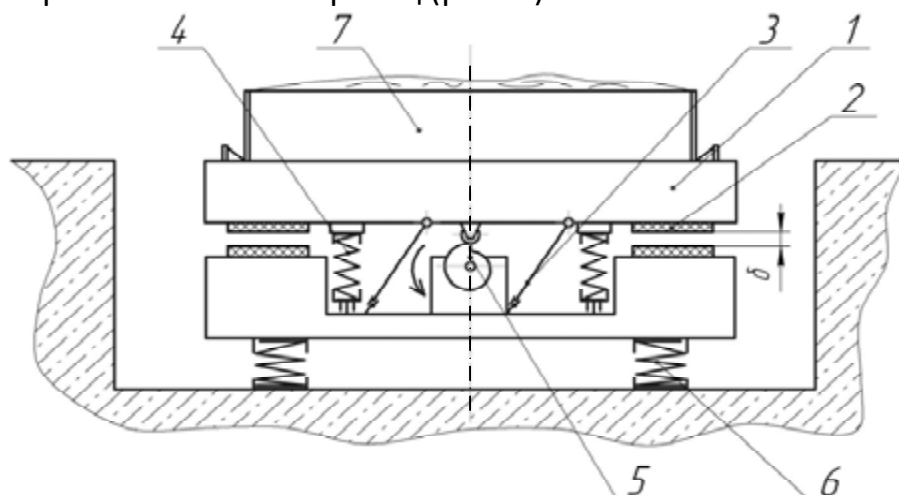


Рис. 3. Конструкция ударно-встряхивающей установки для уплотнения изделий из бетонных смесей:

1 – подвижная рама; 2 – упругие прокладки; 3 – рессоры;
4, 6 – упругие элементы; 5 – кулачковый механизм; 7 – форма

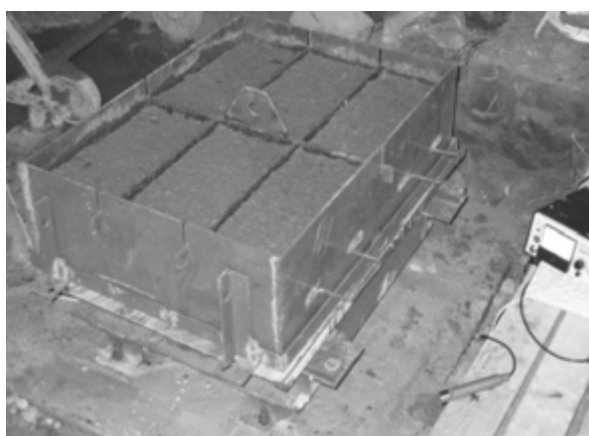


Рис. 4. Промышленный образец ударно-встряхивающей установки

Электродвигатель поддерживает постоянное число оборотов кулачкового механизма, обеспечивая постоянную периодическую вынуждающую силу. Упругие прокладки имеют постоянные, заданные при проектировании параметры, которые определяют фиксированную частоту собственных колебаний системы. Технологическая эффективность уплотнения установки определяется максимальной скоростью удара, которая обеспечивается подбором зазора Δ и массы подвижной части. Величина остаточной деформации уплотняющейся смеси пропорциональна времени действия приложенной силы. Дополнительное доуплотнение бетонной смеси обеспечивается установленным сверху, на бетонной смеси, безинерционного пригруза (рис. 5).

Неподвижная часть пригруза 1 под действием внешней силы осуществляет вынужденные периодические колебания. Поддрессоренная масса подвижной части пригруза 2 движется по направляющим 3 относительно подвижной и крепится на направляющих 3 посредством пружин 4.

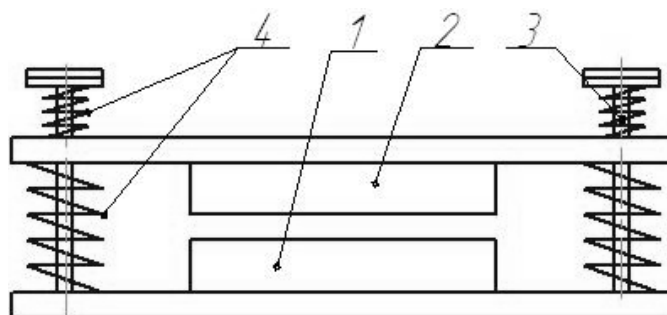


Рис. 5. Схема безинерционного пригруза:

1 – неподвижная часть пригруза, 2 – подвижная часть пригруза,
3 – направляющая 4 – пружина

Известно, что сила инерции всегда находится в противофазе с ускорением. Учитывая что в момент подъема подвижной рамы (рис. 3) вверх, в подвижной части пригруза (рис. 5) силы инерции будут направлены вниз. Этим самым создается дополнительный импульс на уплотняемую смесь. В итоге время напряженного состояния смеси определяется как сумма силы, которая возникает во время удара подвижной рамы об упругие прокладки и дополнительной силы от действия безинерционного пригруза. Действие силы от пригруза будет отставать от основной силы. Отставание дополнительной силы определяется жесткостью пружин пригруза (рис. 4).

Выводы и перспективы последующих исследований. Проведен анализ литературных источников, проанализированы методы формования легкобетонных смесей, подобран ударно-встряивающий метод формования как наиболее соответствующий требованиям для формования изделий из легких бетонов.

Предложена новая, более совершенная, конструкция ударно-встряивающей установки для уплотнения изделий из бетонных смесей,

которая позволит повысить производительность труда на небольших формовочных постах. Ее металлоемкость почти вдвое меньше существующих аналогов. Во время изготовления экспериментального образца была разработана рабочая документация согласно хозяйственному договору №2693/07 ПолтНТУ с предприятием «ТехноПроджек-м» г. Химки (Россия). Был изготовлен опытный образец, который прошел всесторонние лабораторные и производственные испытания; по результатам этих испытаний откорректирована документация.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Назаренко І.І. Вібраційні машини і процеси будівельної індустрії: навчальний посібник / К.: КНУБА, 2007. — 230 с.
2. Савинов О.А., Лавринович Е.В. Теория и методы вибрационного формования железобетонных изделий / Л., 1972. — 153 с.
3. Бауман В.А. Вибрационные машины в строительстве и производстве строительных материалов. справочник / М.: Машиностроение, 1970. — 548 с.
4. Назаренко И.И., Пенчук В.А., Гарнец В.Н., Бондаренко Ф.Ф. Механизация и автоматизация трудоемких процессов на предприятиях сборного железобетона / К.: Будивельник, 1988. — 192 с.
5. Лавришек Э.В., Пескин Ю.З. Совершенствование оборудования для формования железобетонных изделий // Промышленность строительных материалов. 1970, №1. — 42 с.
6. Горобцев М.Н. Вибрационная техника строительной индустрии: обзорная информация / М.: ЦНИИТЭстроймаш, 1979. — 52 с.
7. Фоломеев А.А. Новое в технологии формования сборного железобетона за рубежом // Новое в технологии формования сборного железобетона: материалы семинара. М., 1974. — С. 27–45.
8. Рябов Л.И., Шлемов Ю.А. Зарубежные вибрационные площадки // Строительные и дорожные машины. 1974, №8. — С. 26–27.
9. Брауде Ф.Г. Сравнительное исследование процесса уплотнения бетонных смесей на вибрационных, вибрационно-ударных и ударных вибростолах // Вопросы проектирования и расчета машин для формования железобетонных изделий: труды ВНИИГСа, Вып.20. М.:ЦБТИ Минстрой РСФСР, 1962. — С. 25–62.
10. Олехнович К.А., Шахов А.Н. О формовании арболитовых изделий // Бетон и железобетон. 1988, №8. — С. 11–13.
11. Олехнович К.А., Жовнир А.С. Новые вибровстряхивающие установки для формования облегченных конструкций // Реферативная информация, серия «Строительная индустрия». М., 1975, №11. — С. 6–7.
12. Олехнович К.А. А.С. №31527 (СССР) МКИ4 В28В1/08. Устройство для уплотнения бетонных смесей / Оpubл.в Б.И. 1973. №22.
13. Олехнович К.А. Ударно-встряхивающие установки для формирования легкобетонных изделий // Бетон и железобетон. 1980, №9. — С. 2.
14. Олехнович К.А. Установка для формирования легкобетонных изделий // Строительство и архитектура, Строительные материалы и изделия: реферативная информация о законченных научно-исследовательских работах в вузах УССР. Вып. 6. К.: Вища школа, 1975. — С. 67–68.
15. Олехнович К.А. Возможности повышения технологической эффективности встряхивающих (ударных) формовочных установок // Строительные и дорожные ма-

шины. Технология металлов. Электротехника: доклады к XXIV научной конференции ЛИСИ. Л., 1966. — С. 77–78.

16. *Нестеренко М.П., Орисенко О.В., Нестеренко М.М.* Пат. №33711 Україна. МПК (2006) B28B 1/08. Пристрій для ущільнення виробів із бетонних сумішей / № u2008 02245; заявл. 21.02.08; опубл. 10.07.08, Бюл.№13. — 4 с.

В.А. Перфилов, У.В. Алаторцева

НАНОМОДИФИЦИРОВАННЫЕ ФИБРОБЕТОНЫ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Разработаны новые составы фибробетона с улучшенными физико-механическими свойствами. Комплексное введение в сырьевую смесь металлических волокон-фибр «Миксарм» с коническими анкерами на концах, а также применение комплексной добавки, включающей пластифицирующую добавку «СП-3» и многостенные углеродные нанотрубки, способствовало увеличению прочности фибробетона.

Дисперсное фибровое армирование позволяет в большой степени компенсировать главные недостатки бетона – низкую прочность при растяжении и хрупкость разрушения. Фибровое армирование способствует стойкости бетона к воздействию агрессивной среды, позволяет уменьшить толщину конструкций и значительно снизить или полностью исключить расход арматуры. Таким образом, создаются благоприятные условия для снижения материалоемкости и трудоемкости строительства. Однако до настоящего времени применение фибробетона практически отсутствует из-за дороговизны стальной фибры, незначительного повышения прочности на сжатие, так как упрочнение бетона на макроуровне не изменяет микроструктуру применяемых цементных вяжущих материалов. Отсутствует оптимальная технология приготовления фибробетонной смеси.

Задачей научных исследований является повышение эффективности процесса получения модифицированной фибробетонной смеси, направленное на увеличение ее прочности на сжатие и растяжение при изгибе за счет использования компонентов, упрочняющих структуру фибробетона на микро- и наноуровнях.

При изготовлении фибробетонов в качестве вяжущего использовался портландцемент М500 Себряковского цементного завода. В качестве крупного заполнителя применялся щебень из гранитных пород. Мелкий заполнитель представлен кварцевым песком Оленьевского и Орловского карьеров с модулем крупности 2,2. Для повышения прочности и трещиностойкости фибробетона на макроуровне применялись стальные волокна-фибры с конусообразными анкерами на концах, блокирующие развитие макротрещин. В качестве макроупрочнителя использовалась фибра «Мик-

сарм» [1] на основе стальной проволоки, выпускаемой ОАО «Северсталь-метиз» по ТУ 1211-205-46854090-2005. Эта фибра с конусообразными анкерами разработана люксембургской компанией AWD, мировым лидером в производстве фибры. Коэффициент удержания фибры в бетоне достигает 95 %. Стальные фибры «Миксарм» имеют длину от 30 мм до 54 мм, а диаметр – до 1 мм. Плотность стальных фибр «Миксарм» составляет 7800 кг/м³. Временное сопротивление разрыву не менее 1100 МПа.

Исследования влияния объемного содержания стальной фибры «Миксарм» длиной 54 мм и диаметром 1 мм на механические свойства фибробетонов были проведены на основе состава тяжелого бетона класса В30. Размер бетонных образцов в соответствии с ГОСТ 10180 составлял 100×100×400 мм.

Анализ результатов испытаний показал, что во всех составах фибробетонов с объемным содержанием фибры от 0,25 % до 2,5 % происходит увеличение прочности на сжатие и на растяжение при изгибе. Наиболее оптимальным является состав фибробетона с концентрацией фибры, составляющей 2 % от объема смеси. Дальнейшее увеличение расхода фибры приводит к ее комкованию (образованию «ежей»), снижению прочности на сжатие и к мизерному увеличению прочности на растяжение при изгибе, а также к неоправданному удорожанию фибробетона.

Таким образом, для дальнейших исследований тяжелых бетонов с целью повышения прочности применялась стальная фибра «Миксарм» диаметром 1 мм и длиной 54 мм (относительная длина – 54) [1] в количестве, составляющем 2 % от общего объема смеси.

В составе комплексной модифицирующей добавки использовались многостенные углеродные нанотрубки диаметром 8–40 нм, длиной 2–50 мкм и суперпластификатор «СП-3». Нанотрубки представляют собой полые цилиндрические трубки из одного или нескольких атомов углерода. Использование нанотрубок значительно изменяет микро- и наноструктуру фибробетонов. Этот эффект связан с тем, что высокопрочные нанотрубки являются центрами кристаллизации новообразований цементного камня. В результате образуется упрочненная армированная микроструктура цементного камня, что значительно повышает прочность фибробетона. Дозировка нанотрубок производится в зависимости от расхода пластификатора и составляет не более 0,5 % или тысячные и десятитысячные доли процента от массы вяжущего (до 15 грамм на 1 кубометр фибробетона).

В качестве пластификатора наибольшую эффективность проявляет добавка «Полипласт СП-3» (ТУ 5870-006-58042865-05). Эта добавка относится к классу суперпластификаторов и обладает пластифицирующее – водоредуцирующим, снижающим водоцементное отношение, действием.

Особенности технологии изготовления фибробетонов с нанодобавками заключаются в дозировании и перемешивании нанодобавок совместно

с пластификаторами. Так как углеродные нанотрубки нерастворимы в воде, предварительно изготавливался коллоидный раствор с применением ультразвукового диспергатора с частотой 22 кГц в течение 1–3 минут. Полученный раствор, обладающий длительной устойчивостью (до 2-х недель), смешивают с пластифицирующей добавкой в небольшом количестве воды и вводят в фибробетонную смесь с остальной водой затворения.

Фибровые волокна диаметром 1 мм и длиной 54 мм вводились в количестве 2 % от объема смеси. В составе комплексной модифицирующей добавки использовались вышеуказанные многостенные углеродные нанотрубки и суперпластификатор «СП-3».

Анализ результатов испытаний показал, что введение в фибробетонную смесь комплексной модифицирующей добавки, включающей нанотрубки и суперпластификатор «СП-3» способствует увеличению прочности на сжатие по сравнению с образцами без добавки на 50 %, прочности на изгиб – почти в 2 раза.

По результатам научных исследований разработана компьютерная программа по подбору состава фибробетона с нанодобавками [2].

Для практического применения новых составов фибробетонов на предприятиях строительной индустрии, а также в монолитном строительстве были разработаны Технические условия «Фибробетонные смеси с упрочнителем из фибры «Миксарм» и нанодобавками» [3]. Они распространяются на конструкционные тяжелые фибробетоны с упрочнителем из фибры «Миксарм», имеющие следующие объекты применения: монолитное строительство, покрытия промышленных полов, автомобильных дорог и аэродромов, тоннельные сооружения, банковские хранилища, трубопроводы, железнодорожные шпалы, сваи, тротуарные покрытия, стеновые панели, панели перекрытия и покрытия, черепица и многие другие строительные изделия и конструкции.

Таким образом, повышение эффективности процесса получения модифицированной фибробетонной смеси, а также применение в составе смеси стальной фибры «Миксарм» с конусообразными анкерами на концах, суперпластификатора «Полипласт СП-3» и многостенных углеродных нанотрубок диаметром 8–40 нм и длиной 2–50 мкм способствует повышению однородности структуры, снижению количества дефектов, увеличению прочности фибробетона на сжатие и растяжение.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Перфилов В.А., Алаторцева У.В., Тюрин А.А. Фибробетон ускоренного твердения // «Известия ВУЗов. Строительство», Новосибирск, 2009. №1 — С. 48–51.
2. Перфилов В.А., Митяев С.П. Расчет фибробетона с нанодобавкой // Свидетельство о государственной регистрации программы для ЭВМ № 2009612195 от 29.4.2009 г.
3. Перфилов В.А., Алаторцева У.В. «Фибробетонные смеси с упрочнителем из фибры «Миксарм» и нанодобавками» // Технические условия ТУ 574510-002-02068077-2008. — 13 с.

В.А. Перфилов, А.В. Котляревская, О.А. Кусмарцева

МОДИФИЦИРОВАННЫЕ ФИБРОПЕНОБЕТОНЫ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Разработаны новые составы фибропенобетонов с улучшенными физико-механическими свойствами. Введение в сырьевую смесь полимерных и базальтовых волокон-фибр, а также пластифицирующей и модифицирующей добавок способствовало увеличению прочности и коэффициента конструктивного качества фибропенобетона.

В настоящее время возрастает потребность в применении легких теплоизоляционных элементов ограждающих конструкций, обладающих необходимой прочностью на сжатие и растяжение, высокой трещиностойкостью и долговечностью. Этим требованиям в полной мере соответствуют дисперсно-армированные пенобетоны неавтоклавного твердения. В качестве армирующих бетонную матрицу компонентов наибольшее распространение получили полимерные и базальтовые фибровые волокна, которые, обладая малой плотностью, способствуют трехмерному повышению прочности и препятствуют образованию микротрещин.

Проведенные теоретические и экспериментальные исследования показали, что бетоны, упрочненные полимерными и базальтовыми волокнами, имеют высокие значения физико-механических характеристик. Армирование высокодисперсными волокнистыми наполнителями позволяет компенсировать главные недостатки обычного бетона – низкую прочность при растяжении и хрупкость разрушения (трещиностойкость). Применение высокодисперсных волокнистых наполнителей в цементных бетонах оказывают положительное влияние на процессы структурообразования, физико-механические и эксплуатационные свойства бетона. Это достигается за счет улучшенной адгезии волокон к цементной матрице, сравнительно высокой прочности и модуля упругости волокон, их стойкости по отношению к щелочной среде [1].

Задачей научных исследований является увеличение прочности на сжатие и растяжение и увеличение коэффициента конструктивного качества ячеистых материалов с использованием полимерных и базальтовых дисперсных волокон, а также повышение эффективности процесса приготовления сырьевой смеси.

При изготовлении ячеистых материалов подбор составов фибробетонов осуществляли по разработанной компьютерной программе ЭВМ [2].

В качестве связующего использовался портландцемент М500 (ПЦ 500) Себряковского цементного завода. В качестве заполнителя применялся дробленый керамзитовый гравий крупностью 0–5 мм, а также кварцевый песок с модулем крупности 1,8–2,0. Для повышения прочности (особенно на растяжение) ячеистых материалов на микроуровне применялась дисперсная арматура в виде тончайшего строительного микроармирующего волокна (ВСМ) диаметром 20–50 мкм и длиной 3–18 мм с прочностью на разрыв до 500 МПа, производимого компанией ООО «Си Айрлайд» [3] по ТУ 2272-006-13429727-2007, а также в виде базальтового волокна диаметром 13–17 мкм и длиной 6–12 мм с прочностью на растяжение до 2000 МПа.

Применение полимерных и базальтовых волокон-фибр способствует на стадии перемешивания образованию реологически однородной смеси с высокой пластичностью и нерасслаиваемостью. После затвердевания полученный фибробетон имеет пространственно армированную микроструктуру цементного камня, препятствующую образованию усадочных трещин.

Создание пористой структуры ячеистых материалов осуществлялось путем применения пенообразователя ПБ-2000 в соответствии с ТУ 2481-185-05744685-01. Плотность пены составляет $1,07 \text{ г/см}^3$, кратность пены – не менее 9,0, а ее устойчивость – не менее 720 с.

В качестве суперпластификатора использовалась поверхностно-активная добавка Sika ViscoCrete – 3, представляющая собой водный раствор акриловых полимеров 30 %-ой концентрации, без содержания формальдегидов, плотностью – $1,076 \text{ кг/л}$. Она удовлетворяет требованиям для суперпластификаторов ONORM EN 934-2. Добавка не содержит хлориды или другие вещества, вызывающие коррозию, поэтому она может быть использована в железобетонных конструкциях. При введении указанного полимерного суперпластификатора происходит его адсорбция на поверхности частиц цемента, приводящая к эффекту межмолекулярного отталкивания цементных частиц и повышению подвижности смеси при снижении водоцементного отношения, что способствует последующему увеличению прочности затвердевшего фибропенобетона.

В составе добавки, модифицирующей микро- и наноструктуру ячеистых материалов, использовались многослойные углеродные нанотрубки диаметром 8–40 нм и длиной 2–50 мкм. Использование нанотрубок значительно изменяет микро- и наноструктуру материалов. Этот эффект связан с тем, что высокопрочные нанотрубки являются центрами кристаллизации новообразований цементного камня. В результате образуется упрочненная микроструктура цементного камня, что значительно повышает прочность затвердевших ячеистых материалов.

Способ приготовления сырьевой смеси для изготовления фибропенобетонных бетонов заключается в следующем.

Так как углеродные нанотрубки нерастворимы в воде, приготовили суспензию с применением ультразвукового диспергатора. Предварительно суперпластификатор Sika ViscoCrete – 3 совместно с водой затворения и дополнительно вводимой модифицирующей добавкой – углеродными нанотрубками обрабатывают в течение 30–60 секунд в ультразвуковом диспергаторе с частотой 20 кГц. Полученный продукт перемешивают в смесителе при последующем введении компонентов связующего, заполнителя, пенообразователя и волокон в течение 5–6 минут.

Предлагаемый способ получения модифицированной сырьевой смеси позволяет упрочнить структуру ячеистых материалов на микро- и наноровнях.

Для экспериментальной проверки сырьевой смеси, приготовленной предлагаемым способом, изготовили по стандартной методике образцы-балочки размером 10×10×40 см, твердеющие в естественных условиях. Физико-механические свойства фибропенобетонов, приготовленных по предлагаемому способу, в сравнении с известными составами [4], показали их преимущества.

Анализ экспериментальных данных показывает, что введение в сырьевую смесь, приготовленную по предлагаемому способу, дисперсной арматуры из полимерных и базальтовых волокон, суперпластификатора Sika ViscoCrete – 3 и многослойных углеродных нанотрубок диаметром 8–40 нм и длиной 2–50 мкм способствует увеличению прочности на сжатие по сравнению с известными составами [4] на 9,0 %, прочности на растяжение при изгибе – на 18,8 %, повышению коэффициента конструктивного качества при сжатии – на 10 %, на растяжение при изгибе – на 19,0 %.

Таким образом, применение в составе сырьевой смеси дисперсной арматуры из полимерных и базальтовых волокон, суперпластификатора Sika ViscoCrete – 3 и многослойных углеродных нанотрубок диаметром 8–40 нм и длиной 2–50 мкм способствует увеличению прочности и коэффициента конструктивного качества фибропенобетонов, приготовленных по предлагаемому способу.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Перфилов В.А., Аткина А.В., Кусмарцева О.А.* Фибробетоны с высокодисперсными волокнистыми наполнителями // Международная научно-практическая конференция «Малоэтажное строительство» в рамках Национального проекта «Доступное и комфортное жилье гражданам России: технологии и материалы, проблемы и перспективы развития в Волгоградской области», Волгоград, ВолгГАСУ, 2009. — С. 89–91.

2. *Перфилов В.А., Митяев С.П.* Расчет фибробетона с нанодобавкой // Свидетельство о государственной регистрации программы для ЭВМ №2009612195 от 29.4.2009 г.

3. Компания ООО «Си Айрлайд», www.airlaid.ru.

4. *Моргун Л.В., Моргун В.Н.* Патент РФ №2206544 от 20.06.2003. Сырьевая смесь для изготовления ячеистых материалов и способ ее изготовления.

А.А. Пушкарская, Д.Г. Новикова, О.Ю. Пушкарская

РАЗРАБОТКА СТРОИТЕЛЬНОГО КОМПОЗИТА НА ОСНОВЕ ТЕХНОГЕННЫХ ОТХОДОВ

Волжский институт строительства и технологий
(филиал Волгоградского государственного
архитектурно-строительного университета)

Разработаны составы жаростойкого бетона на основе комплексного использования отходов производства.

Разработка строительных материалов на основе комплексного использования техногенных отходов обусловлена эколого-экономическими факторами: во-первых, значительным ростом цен на цемент и, во-вторых, ухудшением экологической ситуации в результате образования и накопления промышленных отходов. Исследования показывают, что широкое применение промышленных отходов позволило бы на 15–20 % расширить минерально-сырьевую базу производства строительных материалов. Создание на базе существующих предприятий безотходных и малоотходных технологических систем – одна из важнейших экономических и экологических задач, решение которой позволит не только повысить эффективность производства, но и снизить загрязнение почвы, водного и воздушного бассейнов.

Несомненно, разработка новых составов строительных композитов, в частности, на основе комплексного использования техногенных отходов промышленных предприятий, в частности, Волгоградской области, является актуальной задачей.

В настоящей работе решались следующие задачи:

- исследование физико-химических процессов при изготовлении жаростойкого композита с наполнителем из карбида кремния;
- разработка составов жаростойкого композита с наполнителем из карбида кремния;
- комплексное исследование физико-механических свойств образцов из жаростойкого композита.

В результате проведенных теоретических и лабораторных исследований разработаны составы жаростойкого композита с наполнителем из карбида кремния.

По результатам экспериментальных работ по разработке состава композиционного материала строительного назначения, в частности, жаростойкого композита составов №1, №5, №6 была изготовлена опытно-промышленная партия щитов для высокотемпературной печи (табл. 1). Со-

гласно нормам, проводилось отслеживание ходимости экспериментальных щитов в сравнении с рядовыми, без введения добавок и заполнителя карбида кремния. Результаты испытаний жаростойкой композиционной массы для опытно-промышленной партии щитов представлены в табл. 2 в сравнении с применяемыми бетонными щитами: проектная марка бетона – 250, среднее временное сопротивление сжатию – 52,8 МПа.

Таблица 1

Составы жаростойких композитов

Компоненты состава	№ рецепта					
	1	2	3	4	5	6
	Содержание, %					
Кварцевый песок	36	36	36	30	30	15
Портландцемент	14	24	24	30	30	30
Щебень гранитный фракция +3,0 мм	48	38,5	38	-	-	33
Карбид кремния черный фракция –0,05 мм	-	-	-	38	18	10
Карбид кремния Зеленый, спеки фракция +1,0 мм	-	-	-	-	20	10
Поливиниловый спирт		1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
Однозамещенный фосфорнокислый кальций			0,5	0,5	0,5	0,5

Таблица 2

Физико-механические показатели жаростойкого композита

Физико-механические показатели	Рецепт № 1	Рецепт № 5	Рецепт № 6	Изменение физико-механических показателей
Плотность кажущаяся, г/см ³	1,77	1,91	2,03	Увеличение на 11%
Пористость, %	21,4	12,1	14,3	Снижение на 47%
Предел прочности при сжатии, МПа	20,6	27,2	27,2	Увеличение на 27,6%
Термическая стойкость (вода, 800 °С)	одна	СЕМЬ	СЕМЬ	Увеличение на 70%
Водопоглощение, %	13,0	7,1	7,1	Снижение на 40%



Рис. 1. Сборка щитов из жаростойкого композита

Полученная величина показателя прочности жаростойкого композита выше проектной в 2 раза подтверждает оптимальность подобранной рецептуры и целесообразность введения заполнителя из материалов карбида кремния не востребованных потребителем в строительный композит, изготовление конструкций по безобжиговой технологии.

Н.А. Пушнова

ХОЛОДНАЯ РЕГЕНЕРАЦИЯ АСФАЛЬТОБЕТОНА С ПРИМЕНЕНИЕМ КАРБИДНОЙ ИЗВЕСТИ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Представлены начальные результаты испытаний для проведения холодной регенерации асфальтобетона с применением карбидной извести марки КИ-80.

Холодная регенерация основана, в частности, на применении битумных эмульсий, заранее приготавливаемых с использованием дорогостоящих поверхностно-активных эмульгаторов и оборудования эмульсионных баз. Поверхностно-активные эмульгаторы часто приобретают за рубежом, что существенно удорожает их использование и регенерацию, в целом. Так же в Саратовском государственном техническом университете (СГТУ) разработана холодная технология регенерированного асфальта с дисперсным битумом, исключая необходимость применения битумных эмульсий. Проблема технологии заключается в недостаточно высокой водостойкости дорожного покрытия и в его повышенном водонасыщении. Все это приво-

дит к необходимости улучшения физико-механических свойств материала дорожного покрытия.

Называет необходимость исследований по производству и применению в дорожном строительстве холодных регенерированных смесей на более дешевых эмульгаторах, ускоряющих процесс формирования покрытия.

В своей магистерской работе проводим исследования по технологии холодной регенерации асфальтобетона с применением карбидной извести (марки КИ-80) в качестве эмульгатора и активного заполнителя. Известь обладает высокой адсорбционной способностью, химической активностью, повышает прочность и водостойкость асфальтобетона, нейтрализует вредное действие глинистых примесей при укреплении грунтов и является хорошим эмульгатором, который ускоряет формирование регенерированной смеси. Применение карбидной извести, марки КИ-80 в Волгоградской области, является экономически обоснованным, так как она относится к порошкообразным побочным продуктом производства карбида кальция и ежегодно выпускается Волгоградским ОАО «Химпром» в большом количестве.

Гидрат окиси кальция карбидный марки КИ-80 имеет следующие технические характеристики:

Таблица 1

Технические характеристики карбидной извести марки КИ-80

Наименование показателей	Должно быть по ТУ [1]	Фактические показатели
1. Массовая доля окиси кальция в пересчете на гидрат окиси кальция, проц., не менее	80,0	82,28
2. Массовая доля влаги, проц., не более	10,0	4,91
3. Массовая доля карбида кальция, проц., не более	0,80	0,40

В работе для испытаний использовался битум марки БНД 60/90. Была определена массовая доля вяжущего q_b , % от массы асфальтобетона, которая высчитывается по формуле [2]:

$$q_b = \frac{G_1 - G_2}{G_1 - G} \cdot 100; \quad (1)$$

где G – масса лотка, г; G_1 – масса лотка с навеской регенерированной смеси до выжигания, г; G_2 – масса лотка с навеской регенерированной смеси после выжигания, г.

Массовая доля содержания вяжущего составляет $q_6 = 4,6\%$ от массы асфальтобетона. Также определен состав минеральной части смеси. После выжигания зерна мельче 0,071 мм обычно слипаются и застревают в ячейках сита, поэтому, как правило, выполняют мокрый рассев с водой для всей минеральной части или для мелких зерен с последующим высушиванием и взвешиванием.

Таблица 2

Определение зернового состава минеральной части смеси после выжигания битума

№ сит с отверстием, мм	Вес для каждого сита, г	Частный остаток, %	Полный остаток, %	Прошло через сито, %	Показатели по ГОСТ 9128-97[3] тип Б, %	
					минимум	максимум
20	-	0,00	0,00	100,0	90,0	100,0
15	41,0	8,50	8,50	91,50	80,0	100,0
10	67,0	14,05	22,55	77,45	70,0	100,0
5	111,0	23,27	45,82	54,18	50,0	60,0
2,5	58,0	12,16	57,98	42,02	38,0	48,0
1,25	11,0	2,40	60,38	39,62	28,0	37,0
0,63	24,0	5,03	65,41	34,59	20,0	28,0
0,315	48,0	10,06	75,47	24,53	17,0	22,0
0,16	91,0	19,08	94,55	5,45	10,0	16,0
0,071	17,0	3,56	98,11	1,89	6,0	12,0
менее 0,071	9,0	1,89	100,0	1,89	6,0	12,0
	$\Sigma=477$	$\Sigma=100$				

Примечание: рассев минеральной части после выжигания битума определяли без воды, что способствовало заниженному количеству зерен мельче 0,071 мм.

В соответствии с полученными данными и показателями по ГОСТ 9128-97 строим графики для определения типа асфальтобетона (рис. 1).

Фактический зерновой состав имеет отклонение от кривых стандартных плотных смесей, а соответствует составу мелкозернистых смесей по ГОСТу 30491-97[4] с содержанием щебня менее 50%, за исключением зерен мельче 0,071 мм, содержание которых будет обеспечено за счет карбидной извести (табл. 3).

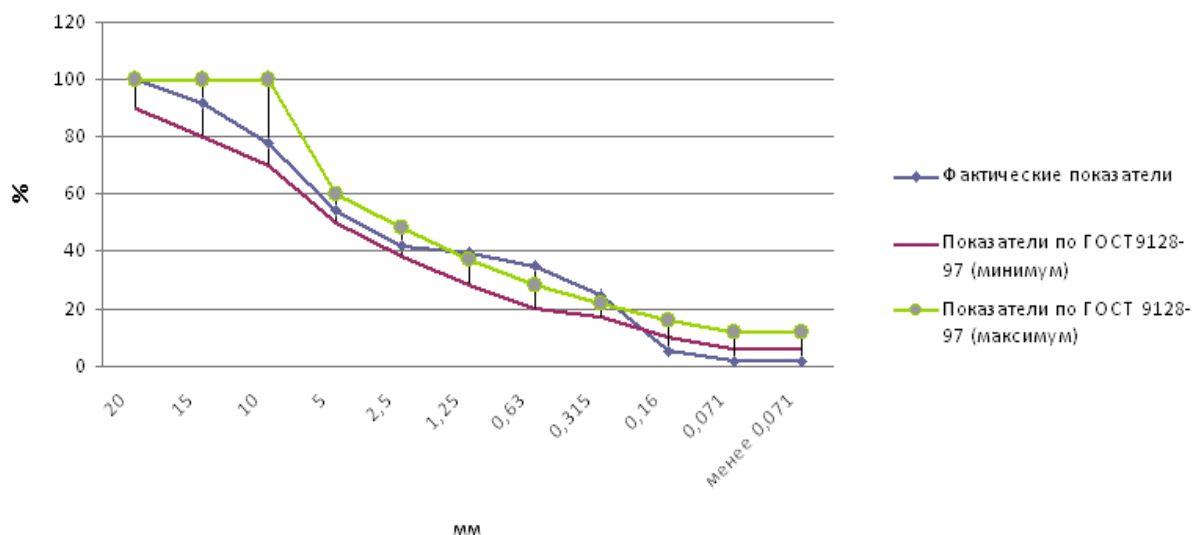


Рис. 1. Зерновой состав минеральной части после выжигания битума

Таблица 3

Зерновой состав минеральной части мелкозернистых смесей по ГОСТ 30491-97

Конструктивный слой	Максимальная крупность зерен щебня (гравия), мм	Содержание, % по массе		
		Щебня не более	Зерен мельче 0,63 мм, не менее	Зерен мельче 0,071 мм, не менее
Покрытие	20	50	38	10

В дальнейшем нужно определить оптимальное процентное содержание каждого компонента в регенерируемой смеси. Для испытаний применяем 10% карбидной извести в минеральной части. В составе карбидной извести содержатся 87% зерен мельче 0,071 мм, поэтому в 10% карбидной извести этих зерен будет 8,7%. По результатам испытаний минеральная часть после выжигания содержит 1,9% зерен мельче 0,071 мм, тогда общее количество таких зерен будет равно $8,7+1,9=10,6\%$, т.е. не менее 10%, что соответствует ГОСТу 30491-97, а содержание щебня должно быть не более 50%, зерен мельче 0,63 мм не менее 38% ($34,6+10$) (табл. 2). В соответствии с данными необходимо приготовить органоминеральную смесь по следующей технологии:

- взвешивание раздробленного старого асфальтобетона в количестве 6 кг;
- взвешивание карбидной извести в количестве 570 г, перемешивание со старым асфальтобетоном;

- увлажнение смеси водой в количестве 590 г, нагретой до 80–90°C;
- нагрев битума БНД- 60/90 до 90°C;
- введение 132 г битума (2% от минеральной части) в подготовленную водно-минеральную смесь с перемешиванием до однородного состава;
- формирование под прессом 10 образцов нагрузкой 40 МПа [4].

Затем проводят испытание образцов через 14 суток для определения физико-механических показателей органоминеральной смеси, которые должны соответствовать ГОСТу 30491-97 или табл. 4.

Таблица 4

Физико-механические показатели
органоминеральных смесей для покрытий

Наименования показателей	Значения для смесей	
	С вязкими, в том числе эмульгированными органическими вяжущими	
Предел прочности на сжатие, МПа, при температурах, °С, не менее	20	1,6
	50	0,8
Водостойкость, не менее	0,75	
Водостойкость при длительном водонасыщении, не менее	0,65	
Водонасыщение, % по объему	от 2,0 до 6,0	
Набухание, % по объему, не более	2,0	

Дополнительно будет выяснено влияние меньшего количества карбидной извести на физико-механические свойства, а также уточнение содержания минерального порошка при мокром рассеивании остатка минеральной части после выжигания битума.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК.

1. ТУ 2133-395-05763458-2006 «Карбидная известь КИ-80 по паспорту».
2. ГОСТ 12801-98 «Материалы на основе органических вяжущих для дорожного и аэродромного строительства».
3. ГОСТ 9128-97 «Смеси асфальтобетонные дорожные, аэродромные и асфальтобетон. Технические условия».
4. ГОСТ 30491-97 «Смеси органоминеральные и грунты, укрепленные органическими вяжущими, для дорожного и аэродромного строительства».

Т.И. Рубан, Б.Н. Савелова

ОЦЕНКА ДЕФОРМАТИВНОСТИ СТЕКЛОПЛАСТИКОВЫХ РЕБРИСТЫХ ПЛИТ ПРИ ДЛИТЕЛЬНОМ ЗАГРУЖЕНИИ

Волжский институт строительства и технологий
(филиал Волгоградского государственного
архитектурно-строительного университета)

Приведены результаты экспериментальных исследований деформативности ребристых плит в условиях ползучести.

Если прочность стали составляет 2100 кг/см^2 и объемный вес 7800 кг/м^3 , то стеклопластик при такой же прочности имеет удельную массу 1900 кг/м^3 . По прочностным характеристикам стеклопластик является лидирующим среди множества композиционных материалов. Кроме того, он обладает специфическими свойствами: радиопроницаемость, коррозионностойкость, способность пропускать до 70 % ультрафиолетовых лучей и светопрозрачность, немагнитные свойства. Стеклопластик применяется в авиации и ракетостроении, в строительстве и машиностроении. Наряду с высокими прочностными характеристиками, стеклопластику присуща и ползучесть. На базе работы [1] предложен новый способ практического расчета [3], позволяющий оценить не только деформативность, но и ресурс конструкций из стеклопластика. Цель работы – проверить данный подход при сопоставлении с результатами длительных испытаний плиты.

С целью практического приложения предлагаемой инженерной методики расчета изгибаемых элементов из полимерных композитов в режиме ползучести к исследованию НДС структурной плиты из стеклопластика марки КАСТ-В, были проведены испытания плиты на длительном нагружении.

В ходе эксперимента решению подлежали следующие задачи:

- проверить конструктивные решения плиты из стеклопластика;
- определить деформативно-прочностные свойства структуры при длительном воздействии нормативных нагрузок.

Материал, конструкция эксперимент

Исследованию подлежала структурная плита из КАСТ-В (рис. 1) с ортогональной решеткой ребер и верхней обшивкой. Размер плиты в плане $0,6 \times 1,2 \text{ м}$ высота ребер 150 мм, толщина элементов 8 мм. Модель плиты была собрана из сплошных пластин (ребер). Узлы сопряжения выполняются жесткими на компаунде с использованием эпоксидной смолы. Обшивки структуры закреплены к ребрам на клеевинтовом соединении.

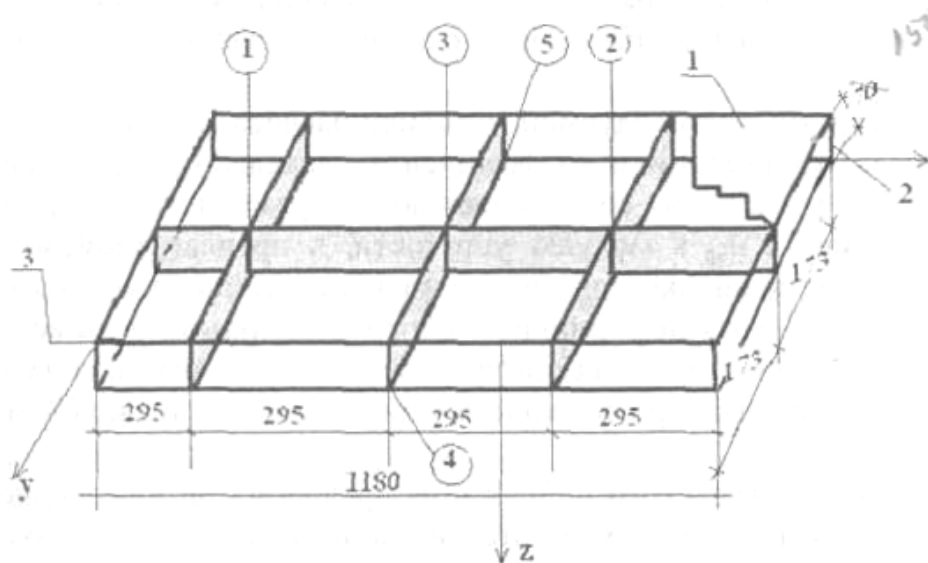


Рис. 1. Конструкция плиты:

1 – обшивка ($\delta = 8$ мм); 2 – ребра; 3 – клеевое соединение;
1...5 – места установки индикаторов

Опирание плиты осуществляется на четыре вертикальные жесткие связи. В качестве расчетной схемы принята статически неопределимая стержневая система с жесткими узлами. В составе нагрузок учтена и расчетная снеговая нагрузка для территории Волгоградской области, $q = 1,2$ кН/м².

Для проверки конструктивного решения и правильности выбора расчетной схемы плита загружалась в двух режимах: кратковременном и длительном. В ходе испытаний контролировалась температура и влажность воздуха. Загружение производилось ступенями. В качестве грузов использовался кирпич и чугунные диски массой по 3 кг. Длительное нагружение производилось равномерно распределенной нагрузкой по всей поверхности интенсивностью $q = 1150$ кг/м² в течении 18 суток, перемещение узлов плиты измерялись индикаторами часового типа с ценой деления 0,01 мм.

Расчет прогибов плиты выполнен по методике [2].

Рибристые плиты работают на поперечный изгиб, как свободно лежащие балочные плиты. Применим закон деформирования, элемента таврового сечения, в виде:

$$\varepsilon_t = \frac{\sigma_t}{E} + \sigma_t \cdot (at^\beta + ct^{r/\ln\tau}), \quad (1)$$

где ε_t – полная деформация; σ_t – напряжение; E – модуль упругости материала, неизменный во времени и разный при растяжении и сжатии; a , β , c , r – постоянные параметры, определяемые на опыте и разные при растяжении и сжатии; t – текущее время; τ – долговечность, определяемая из опытов и разная при растяжении и сжатии.

Численные значения параметров уравнения деформирования для КАСТ-В следующие:

$$\begin{array}{ll}
 E_p = E_c = 2,4 \cdot 10^4 \text{ МПа}; & c_p = 3,89 \cdot 10^{-9} \text{ МПа}; \\
 a_p = 1,349 \cdot 10^{-8} \text{ МПа}; & c_c = 2,754 \cdot 10^{-9} \text{ МПа}; \\
 a_c = 1,259 \cdot 10^{-8} \text{ МПа}; & r_p = 4,01; r_c = 4; \\
 \beta_p = 0,198; & \tau_p = 1 \cdot 10^{16}; \ln \tau_p = 36,84; \\
 \beta_c = 0,147; & \tau_c = 6 \cdot 10^{15}; \ln \tau_c = 36,33.
 \end{array}$$

Эти значения соответствуют уровням напряжений в ребрах плиты, не превышающих $\sigma_t \sigma \leq 0,4 \sigma_{вр}$.

В работе [2] получены разрешающие уравнения для определения положения нейтральной оси сечения и кривизны изгибаемого элемента:

$$\chi_t = \frac{3M}{\frac{E_p(h_p^3 b - c_p^3 a)}{1 + E_p A_p} + \frac{E_c(h_c^3 b - c_c^3 a)}{1 + E_c A_c}},$$

где $h_p + h_c = h$; $c_c + \sigma = h_c$; $c_p + \sigma = h_p$; $h_p + h_c = h$; $c_c + c_p = c$; $c_c + \sigma = h_c$; $A_{p,c}(t, \sigma) = a_{p,c} t^{\beta_{p,c}} = c_{p,c} t^{r/\ln \tau_{p,c}}$.

Прогиб балки в сечении с координатой x в момент времени t определяется по обобщенной формуле Мора:

$$f_{x,t} = \int_t M'(x) \cdot \chi(t, x) dx,$$

где $M'(x)$ – изгибающий момент от единичной силы, приложенной в начальный момент времени к тому поперечному сечению, которому принадлежит искомый прогиб; l – длина балки; $\chi(t, x)$ – кривизна изгибаемого элемента в сечении балки с координатой x в момент времени t .

$$f_t^{\max} = \frac{5}{128} \cdot \frac{q l^4}{\frac{E_p(h_p^3 b - c_p^3 a)}{1 + E_p A_p} + \frac{E_c(h_c^3 b - c_c^3 a)}{1 + E_c A_c}}. \quad (3)$$

По расчетам установлено: $f_t^{\max} f_t^{\max} = 0.000515 \text{ м} = 0,515 \text{ мм}$. Время загрузки плиты $t = 1437600 \text{ с}$ (18 суток) – это время полного ступенчатого нагружения. Относительный прогиб f_t^{\max} / l плиты составил 1/2890, что меньше нормативного 1/150.

Выводы: максимальный прогиб плиты, вычисленный по формуле (3), составил 0,515 мм. По экспериментальным данным плита при ступенчатом нагружении максимально прогнулась на 0,415 мм, при длительном – 0,425 мм, что не превышает предел нормативного прогиба. С увеличением времени полная деформация возрастает, нейтральная ось поперечного сече-

ния плиты медленно изменяет свое положение. Плита рассчитана с использованием инженерного метода расчета на деформативность стеклопластиковых плит [2]. Данные исследования подтвердили работоспособность предложенного расчета.

Стеклопластиковые плиты рекомендуется использовать в химически агрессивной среде промышленных и сельскохозяйственных зданий.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Савицкий Г.М., Савёлова Б.Н. Методика разделения деформации ползучести стеклопластика на составляющие // Механика стержневых систем и сплошных сред : межвуз. темат. сб. тр. Л.: ЛИСИ, 1974. — С. 102–108.

2. Исупова В.И., Савелова Б.Н. К определению прогибов ребристых плит из стеклопластика в условиях ползучести // Методы расчета сложных строительных конструкций с учетом свойств материалов : межвуз. темат. сб. тр. Л.: ЛИСИ, 1990. — С. 9–13.

3. Рекомендации по проектированию и расчету строительных конструкций с применением пластмасс. М.: Стройиздат, 1969. — 149 с.

Д.В. Рыженко, О.И. Пушкарев

ИССЛЕДОВАНИЕ КОМПОЗИЦИЙ НА ОСНОВЕ КАРБИДА КРЕМНИЯ

Волжский институт строительства и технологий
(филиал Волгоградского государственного
архитектурно-строительного университета)

Приведены результаты комплексных исследований композитов на основе карбида кремния в результате алюмотермического процесса

Современное производство карбида кремния требует значительных затрат электроэнергии, которые предопределяются тем, что процесс основан на эндотермической реакции восстановления кремнезема углеродом.



на осуществление которой теоретически необходимо 600 кДж, что соответствует затратам электроэнергии 4 кВт·ч на 1 кг карбида кремния.

Если в реакции (1) заменить часть углерода, необходимого для восстановления кремнезема до кремния, на алюминий, то реакция будет протекать по уравнению



с выделением тепла порядка 300 кДж на 1 кг SiC.

Восстановление кремнезема комплексным восстановителем из углерода и алюминия реализует энергетически выгодный металлотермиче-

ский процесс с получением абразивного материала из карбида кремния и корунда. Известно, что протекание алюмотермического процесса возможно лишь в том случае, когда количество тепла, выделяющееся в реакции, превышает 230 кДж на 1 кг шихты, поэтому следует ожидать, что реакция (2) должна идти самопроизвольно.

Поскольку собственно получение алюминия является энергоемким процессом, практическое применение алюмотермического восстановления кремнезема может рассматриваться только при использовании вторичного алюминия или алюмосодержащих шлаков, получающихся при электролизе глинозема.

Как видно из реакции (2), в ней отсутствует выделение окиси углерода и образуется одновременно с карбидом кремния другой абразивный материал – корунд. Единовременное образование в одной системе корунда и карбида кремния должно обеспечивать получение композиции с мелкокристаллической структурой типа эвтектоидной. Абразивное зерно из такого материала – совокупность множества резцов из карбида кремния в матрице из корунда. При работе зерна разрушение отдельных кристаллов – микрорезцов локализуется на границе фаз, составляющих композицию, что обеспечивает повышение прочности зерна. Такое зерно является перспективным для использования при силовом и обдирочном шлифовании, а также при изготовлении ударопрочной минералокерамики [3].

Для проведения алюмотермического процесса приготавливалась шихта из кварцевого песка, порошка алюминия и нефтяного кокса по принятому стехиометрическому соотношению. Использовался кварцевый песок Орловского месторождения, с содержанием SiO_2 не менее 99,1 %, Fe_2O_3 не более 0,25 %. Порошок алюминиевый марки АПВ, отвечающий ТУ 48-5-152-78. Нефтяной кокс малосернистый (ГОСТ 22898-78) с содержанием активного углерода 80–85 %. В качестве материала для устройства нагревателя (керн) применялся возвратный керновый хорошо прографитированный материал (с производственных печей) крупностью 0–30 мм.

Процесс осуществляли в крупнолабораторной печи сопротивления мощностью 160 кВт. Контроль температуры в реакционной зоне печи осуществлялся пирометром с помощью специальной визуальной трубы.

Полученные продукты отделяли от слоев, подвергшихся частичному разложению, и от полупродуктов. Из отсортированного материала приготавливали пробы для испытаний.

Получаемые продукты подвергали химическому, рентгеноструктурному, микроскопическому, микрорентгеноспектральному анализам. Определяли микромеханические характеристики, прочность единичных зерен, разрушаемость, режущую способность, эксплуатационные свойства зерна в шлифинструменте.

Установлено, что во всех пробах оксид алюминия находится в виде α - Al_2O_3 , а карбид кремния представлен смесью кубического β -SiC и гексагонального SiC. Полученный композит представляет собой материал (рис. 1) с мелкозернистой двухфазной структурой (размер фаз 2–20 мкм; серая фаза – корунд, светлая – карбид кремния).

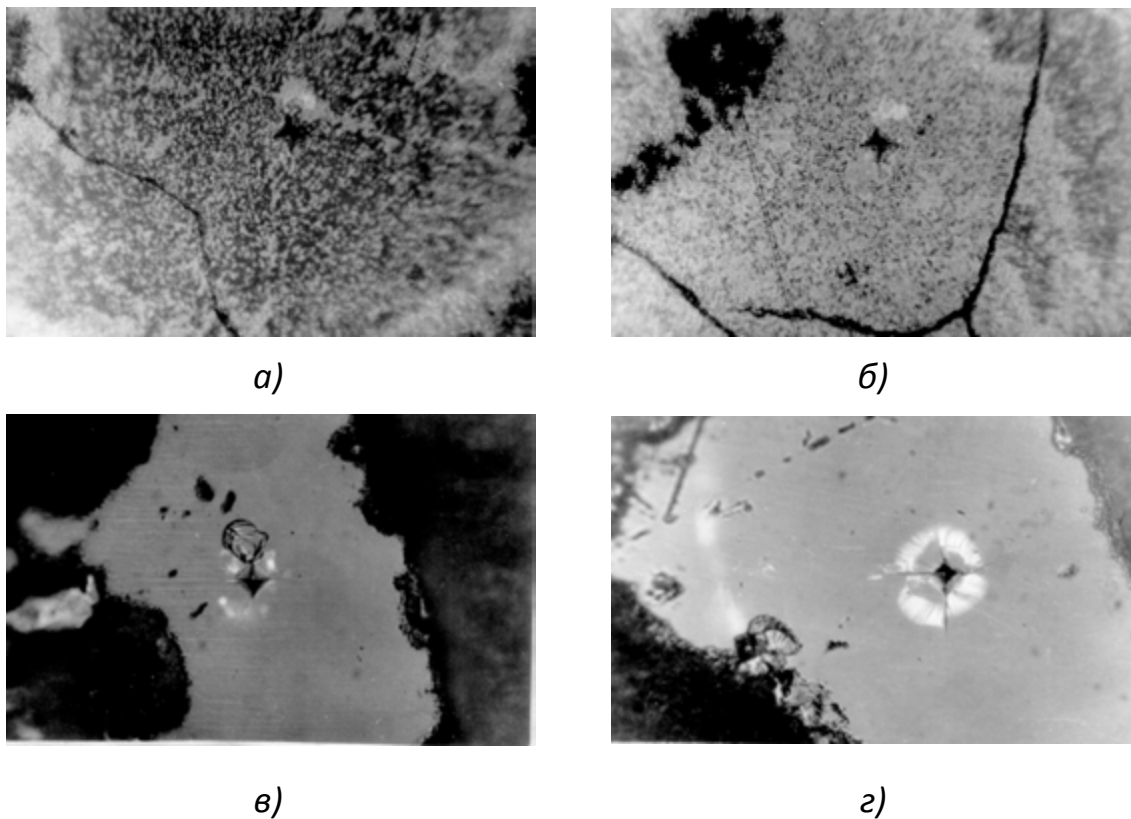


Рис. 1. Микроструктура образцов с отпечатками пирамиды Виккерса при $P = 10 \text{ Н}$, $200\times$:
а, б – двухфазная структура образцов композиционного материала на основе SiC и Al_2O_3 ; крупнозернистые двухфазные системы SiC и Al_2O_3 ; *в* – корунд; *г* – карбид кремния

На рис. 2 приведен график зависимости диагонали отпечатка и зоны хрупкой повреждаемости при микроиндентировании пирамиды Виккерса в поверхность образца от нагрузки в логарифмических координатах для областей двухфазной системы карбида кремния и корунда.

Из рис. 2 видно, что мелкодисперсная двухфазная структура по диагонали отпечатка индентора (микротвердости) близка к карбиду кремния и корунду, а по зоне хрупкой повреждаемости (микропрочности) значительно отличается от них (за исключением отдельных участков поверхности) в сторону большей трещиностойкости. Поскольку характер этих зависимостей при всех нагрузках одинаков, то сопоставление исследуемых образцов материала целесообразно производить при одной и той же нагрузке, например, 10 Н (табл. 1).

Эта двухфазная структура имеет большую пластичность и гасит трещины при их движении. Например, на некоторых образцах трещин в районе отпечатка индентора не образуется даже при нагрузке 10 Н. В то время как на большинстве высокотвердых материалов, в том числе и на алмазе, они появляются при нагрузках 0,20 – 0,40 Н. Более крупнозернистые двухфазные системы SiC и α -Al₂O₃ по сравнению с мелкозернистыми имели более низкую трещиностойкость.

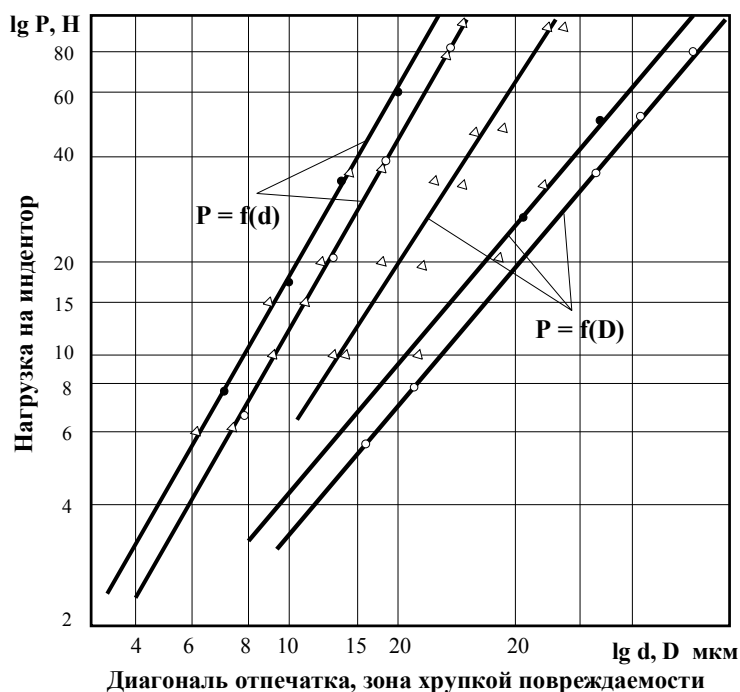


Рис. 2. Зависимость диагонали отпечатка и зоны хрупкой повреждаемости от нагрузки на индентор:

● – SiC; ○ – Al₂O₃; Δ – двухфазная структура образцов композиционного материала на основе SiC, α – Al₂O₃

Таблица 1

Сравнительные микромеханические показатели исследованных образцов продукта

Характеристика образцов	Вид фазового состава	Микротвердость, H, ГПа	Микропрочность, σ, ГПа
SiC	–	31,0	2,3
Al ₂ O ₃	–	22,000	2,0
Исследованные образцы	Двухфазная структура	23,0 – 32,0	4,5 – 5,9
	Светлая фаза	30,0	2,1
	Темная фаза	20,0	1,7

Д.В. Рыженко, О.И. Пушкарев

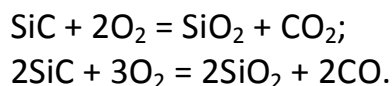
ИССЛЕДОВАНИЕ ПРОЦЕССОВ ВЫСОКОТЕМПЕРАТУРНОГО ОКИСЛЕНИЯ КЕРАМИЧЕСКИХ МАТЕРИАЛОВ НА ОСНОВЕ КАРБИДА КРЕМНИЯ

Волжский институт строительства и технологий
(филиал Волгоградского государственного
архитектурно-строительного университета)

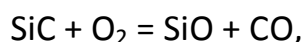
Показаны результаты процессов высокотемпературного окисления по данным термогравиметрического и петрографического анализов.

В процессе обработки и последующей эксплуатации керамики в коррозионноактивных и абразивных средах в зоне контакта абразива и керамического материала возникают высокие температуры. В связи с этим необходимо исследовать влияние физико-химических факторов, в частности, температуры, на процессы окисления и, в конечном итоге, на качество изделий из керамики.

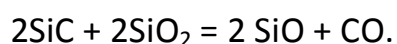
Результаты термодинамических расчетов показывают, что при окислении карбида кремния наиболее вероятно образование SiO_2 в соответствии с реакциями:



Термодинамическая вероятность реакции:



приводящей к образованию SiO , увеличивается с ростом температуры и уменьшением парциального давления кислорода. Образующийся на поверхности образцов слой оксида кремния обладает защитными свойствами до температуры 1630°C . При более высоких температурах начинается взаимодействие материала с оксидным слоем по реакции:



Исследование кинетики окислительных процессов керамических материалов на основе карбида кремния при высоких температурах проводилось в условиях программированного нагрева в интервале температур $20 - 1400^\circ\text{C}$ на воздухе и в среде кислорода.

Изучалась кинетика окисления в среде кислорода при атмосферном давлении и температурах $1200-1400^\circ\text{C}$ горячепрессованного карбида

кремния с добавкой 4 % Al_2O_3 и содержащего также 4 % WC . Окисление самосвязанного карбида кремния (рис. 1) начинается при температуре $\sim 1000^\circ\text{C}$. В интервале температур от 1000 до 1300°C наблюдается первый размытый экзотермический пик (рис. 2, кривая 1). Соответствующая кривая 2 показывает, что эффект изменения массы на этом участке очень мал. Вторым экзотермическим пиком на кривой 3 наблюдается при более высоких температурах. В области $1400\text{--}1500^\circ\text{C}$ существенно увеличивается прирост массы образцов, ввиду того, что SiC активно окисляется до SiO_2 , а окисление кремния протекает в соответствии с реакцией:

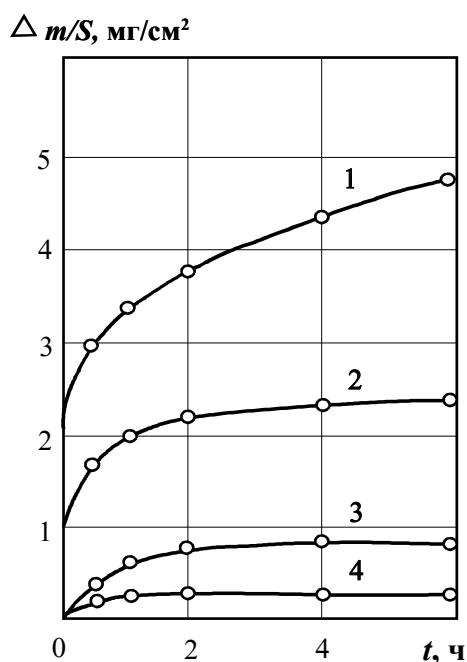
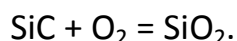


Рис. 1. Кинетические кривые окисления самосвязанного карбида кремния при температурах:
1 – 1400°C ; 2 – 1300°C ;
3 – 1200°C ; 4 – 1100°C

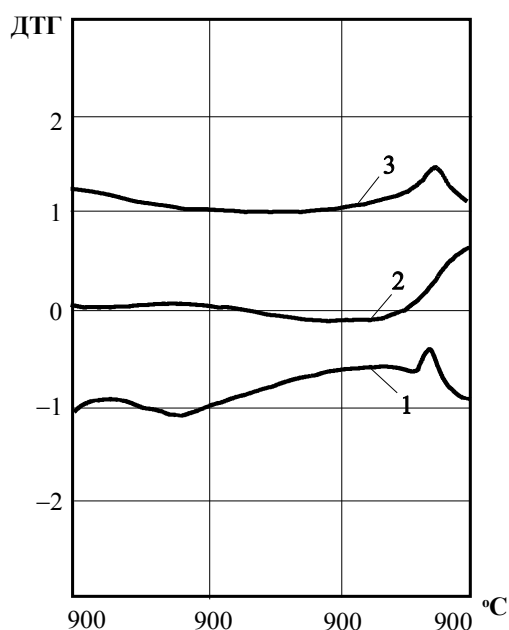


Рис. 2. Термограмма процесса окисления самосвязанного карбида кремния

Изменение массы образцов самосвязанного карбида кремния в результате нагрева при 1000°C не обнаружено. Отсутствие окисления при температурах до 1100°C подтверждается также электронно-микроскопическими исследованиями. В частности, на образце, выдержанном 3 часа при 1050°C , оксидный слой отсутствует и четко видна текстура, сформировавшаяся за счет предварительной механической обработки. Существенно протекает процесс окисления, начиная с температуры 1300°C . При этом на поверхности частиц в течение двух часов образовывается оксидная пленка, которая препятствует дальнейшему проникновению кислорода в материал, и процесс окисления практически прекращается.

При температуре 1400°С окисление самосвязанного SiC протекает очень активно, приращение массы увеличивается во времени, что, по-видимому, объясняется повышением скорости диффузии кислорода и оксидов углерода через слой SiO₂.

По своему характеру образующаяся на поверхности образцов самосвязанного SiC пленка является аморфной. Микрорентгеноспектральным анализом установлено, что после окисления в поверхностном слое резко возрастает содержание кальция и алюминия из-за диффузии примесей, имеющих высокое сродство к кислороду.

Петрографический анализ продуктов окисления самосвязанного SiC при температуре 1450 °С показал наличие нескольких аморфных фаз переменного состава, показатель преломления которых колеблется от 1,53 до 1,54°. По видимому, это алюмосиликаты кальция и магния, составляющие 55–60 мас. % поверхностного активного слоя. Другим продуктом окисления, обнаруженным кристаллографически, является аморфный диоксид кремния с показателем преломления 1,455.

И.В. Стефаненко

ПЕРСПЕКТИВЫ РАЗВИТИЯ ВЫСОКИХ ТЕХНОЛОГИЙ В СТРОИТЕЛЬНОЙ ИНДУСТРИИ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Одно из важнейших направлений в радиационно-химической технологии в период всей истории развития этой области – разработка научных и инженерных основ создания новых дешевых и экологически чистых строительных материалов и изделий [1–5]. Интенсивное развитие работ в данном направлении в нашей стране и за рубежом подтверждается опубликованными оригинальными и обзорными работами, а также материалами всероссийских и международных конференций [6–8]. Такое развитие обусловлено положительными результатами исследований; промышленной конъюнктурой, определяемой технико-экономическими преимуществами производства и сбыта материалов.

В связи с повышенным интересом в последнее время к снижению гамма-фона в помещениях исследована группа радиационно-модифицированных материалов. В результате анализа установлено, что такие композиты имеют очень низкие (< 30 Бк/кг) радиационные показатели [9]. Это обстоятельство позволило сделать вывод: такие материалы могут быть широко использованы в строительстве жилищ со значительно низким гамма-фоном или служить защитным средством в эксплуатируемых помещениях для нормализации радиационной обстановки.

В настоящее время с использованием радиационной технологии в мире производится продукции на сумму несколько миллиардов долларов в год при ежегодном темпе роста 15–20% [5]. Радиационная технология проникает в разные отрасли промышленности, среди них: очистка газовых выбросов, обработка целлюлозы, термическая переработка горючих ископаемых, стерилизация медицинских препаратов и кормов сельскохозяйственных животных, утилизация отходов промышленных предприятий и др. [8, 10, 11].

Развитие радиационной технологии в настоящее время обусловлено высокой энергетической эффективностью излучения, приводящей к существенному энергосбережению по сравнению с традиционными видами технологий, высокой проникающей способностью излучения, возможностью дозирования излучения при обработке материалов, отсутствием загрязнения облученной продукции, возможностью утилизации отходов производств и получения готовых изделий с очень низкой эффективной удельной активностью.

Значительное повышение цен на топливо в последнее время в мире привело к повышению цен на углеводородное топливо и электроэнергию (по сравнению, например, с 1990 г. в 6 раз), что, естественно, отразилось на повышении цен на сырье для производства пластмасс и каучука. Эта ситуация послужила основной причиной новых тенденций в использовании ионизирующих излучений: снижение расхода сырья, уменьшение отходов производства, высокая эффективность использования энергии и др.

Всё это, а также опыт создания и эксплуатации промышленных γ -установок и установок с ускорителями электронов, позволило к концу XX века перейти к серийному выпуску ускорителей и γ -установок [14].

Общая мощность радиационных установок в конце 1998 г. составила ~38 МВт, в том числе установок с ускорителями электронов – более 24 МВт. Следует подчеркнуть, что мощность каждой установки, вводимой в эксплуатацию, устанавливается всё более высокая, а это влияет на производительность выпускаемой продукции и экономику процесса [13].

Радиационная технология получила широкое развитие по модифицированию обычных строительных материалов с синтетическими моно- или олигомерами с последующей радиационной полимеризацией их в пористой структуре. Работают γ -установки по модифицированию бетона, паркетной планки, оконных рам, полиэтиленовых сантехнических изделий (труб и радиаторов), манжет и плёнок, искусственного мрамора и прессованных волокнистых материалов из биомассы растительного происхождения. Большой объём производства создан по выпуску поропластов, резиновых самослипающихся изоляционных лент (см. табл. 1).

Эффективными и технически оправданными являются процессы радиационного отверждения лакокрасочных покрытий на изделиях древесины, металла, пластмассы и др. материалов.

Таблица 1

Страны и сроки реализации радиационных технологий в производстве строительных материалов и изделий

Материалы, изделия, процессы	Страны																					
	Австралия	Великобритания	Германия	Дания	Индия	Италия	Испания	Канада	Китай	Нидерланды	Польша	Россия	СНГ	США	Таиланд	Финляндия	Франция	Чехословакия	Швеция	Югославия	Япония	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	
Радиационно-модифицированные древесно-полимерные материалы	1973	1966	1967	1964	1969	1971	1973	1967		1967	1967	1959	1959	1965	1967	1965	1967	1974		1967	1967	
Бетонно-полимерные материалы		1969	1970	1987		1974		1972	1989			1969		1965			1969		1972	1976	1972	
Отверждение лакокрасочных покрытий	1969	1969	1968	1970		1972	1970	1975	1990	1967	1969	1966	1966	1966	1972	1968	1967	1971		1972	1967	
Гипсополимерные материалы (искусственный мрамор)	1991	1994	1973		1994							1989	1990	1979			1987				1979	
Волокнистые модифицированные материалы		1984	1983		1992			1997			1996	1986	1985	1986		1985	1983				1979	

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
Полиэтиленовые термоусаживаемые трубки, манжеты, муфты и матрицы для формирования бетона		1969	1972	1971	1969	1974	1973	1968		1975	1976	1963	1964	1965	1968	1969	1970	1974	1974		1972
Сантехнические изделия		1974	1977			1979			1993			1975		1971			1976				1978
Теплоизоляционные материалы		1964	1971	1978	1978		1974	1978		1976		1981	1984	1978	1980	1979	1972	1979	1972	1978	1965
Резиновые ленты и термостойкие материалы	1974	1979	1968	1978	1970	1969		1968			1977	1965		1967			1970	1974	1976		1974
Радиационно-модифицированные бумажные материалы		1975	1978					1978		1976			1972	1973		1977	1977				1974

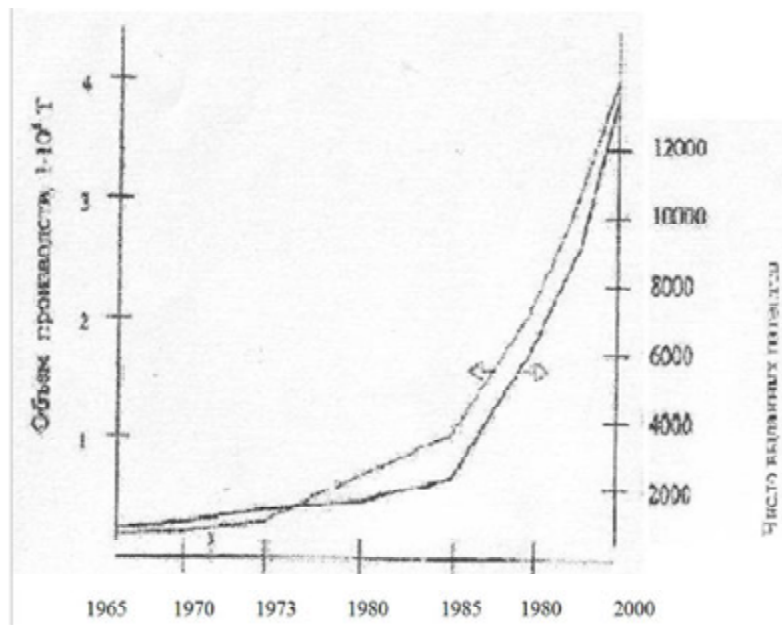


Рис. 1. Рост мирового объема производства модифицированных материалов и изделий, число выданных патентов.

Этот метод позволяет увеличить скорость процесса сушки, ликвидируя шлифовку и полировку, сократить производственные площади, расход сырья и материалов. Указанные процессы нашли широкое применение в различных странах мира (см. табл. 1 и рис. 1) [8, 10, 12, 13].

То или иное развитие промышленности и техники характеризуется патентной активностью. Рассматривая перспективы развития затронутой проблемы, следует подчеркнуть, что рост числа выданных патентов за последние 10 лет вырос более чем на 6000. Анализируя тенденцию роста производства материалов, следует заметить, что интенсивность их изготовления значительно увеличилась с 70-х годов, а с 80-х годов прошлого века расширились способы, методы и изготовление устройств переработки материалов, как следствие активной изобретательской работы в этой области. Интерес к этим работам и объем производства продолжает нарастать, судя по увеличивающемуся объему издающейся информации. Прогнозирование развития и применение высоких технологий с источниками ионизирующих излучений в строительной индустрии и защите окружающей среды показывает, что это направление в XXI веке будет быстро расти по сравнению с 1990 г. [14].

Основными стимулирующими факторами развития являются: возможность получения новых композиционных материалов с высокими физико-техническими параметрами и организация безотходного производства, широкого использования отходов промышленности; высокая коммерческая выгода; экологическая чистота (отсутствие загрязнения воздуха и воды); возможность организации производства практически в любых районах мира [29].

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Брегер А.Х. и др. Основы радиационно-химического аппаратостроения. М.: Атомиздат, 1967. — 498 с.
2. Борисов Е.А., Райчук Ф.З., Ширяева Г.В. Технология радиационно-химического производства бетоно-полимерных и древесно-пластмассовых материалов. Серия РХТ. Вып. 12. М.: Энергоатомиздат, 1982. — 48 с.
3. Рудой Б.А., Путилов А.В. Радиационная технология за рубежом. М.: Энергоатомиздат, 1982. — 60 с.
4. Баженов Ю.М. Бетонополимеры. М.: Стройиздат, 1983. — 52 с.
5. Козлов Ю.Д., Путилов А.В. Технология использования ускорителей заряженных частиц в индустрии, медицине и сельском хозяйстве. М.: Энергоатомиздат, 1997. — 470 с.
6. Transactions of the First International Meeting on Radiation Processing // Radiation Physics and Chemistry, 1977. Vol. 9. N 1–6.
7. Transactions of the Third International Meeting on Radiation Processing // Radiation Physics and Chemistry, 1981. Vol. 1–2. N 1, 2, Vol. 18. N 3–6.
8. Доклады четвертого Всесоюзного совещания по применению ускорителей заряженных частиц в народном хозяйстве (Ленинград, 28—30 сентября 1982 г.). Л.: НИИЭФА им Д.В. Ефремова, 1982. Т. 1–4. — 1045 с.
9. Сидельникова О.П. Радиационный контроль в строительной индустрии. М.: АСВ, 2002. — 207 с.
10. Transactions of the Second International Meeting on Radiation Processing // Radiation Physics and Chemistry, 1979. Vol. 14. N 1–6.
11. 7-th International Meeting on Radiation Processing // Invited Papers, April 23–28 Center, The Netherlands, 1989.
12. Iya V.K. Radioisotopes and radiation technology. CW Chem. Eng. World, 1984. V. 19. N 9. — P. 71–78.
13. Козлов Ю.Д. Радиационно-химическая технология в производстве строительных материалов и изделий. М.: Энергоатомиздат. 1989. — 101 с.
14. Козлов Ю.Д., Стефаненко И.В., Ермолаев С.В. и др. Высокие технологии с использованием источников ионизирующих излучений в промышленности. Учебное пособие. М.: Энергоатомиздат, 2006. — 715 с.

С.Ю. Сторожаков, С.В. Медведько

ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ТРИГИДРАТА АЦЕТАТА НАТРИЯ В КАЧЕСТВЕ ДОБАВКИ В БЕТОННЫЕ СМЕСИ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университе

В производстве политетраметилэфира гликоля (спандекса) как побочный продукт образуются твёрдые и жидкие отходы тригидрата ацетата натрия (ацетата натрия) в объёме свыше 100 тонн в год (при полной загрузке производства). Эти отходы большей частью не используются, либо вывозятся в промотвал, либо сбрасываются со сточными водами (жидкие

отходы). Тем самым загрязняются почвы, грунтовые воды и среда обитания человека по месту расположения производства. Нами проведено изучение физико-химических свойств отходов. Разработаны и выданы рекомендации по выделению основного вещества путём строгого выдерживания технологических показателей и подсушки продукта, предложены новые пути использования отходов.

Изучены физико-химические свойства ацетата натрия. Он хорошо растворяется в воде, водный раствор имеет слабо-щелочную среду — рН 7–9. Путём химического анализа установлен следующий состав побочного продукта (% масс): ацетат натрия безводный — 56–61, вода — 39–44 и 0,1–2 % (масс.) нерастворимого в воде остатка (в основном целевого полимера) в виде порошка.

Ацетат натрия относится к 4 классу опасности, обладает умеренно раздражающим действием, не обладает кумулятивными свойствами, т.е. безопасен в обращении, его остатки в объектах окружающей среды, например, в воде подвергаются биологическому разложению, т.е. продукт экологически чист.

Введение солей карбоновых кислот, полимеров оказывает влияние на свойства композиций, используемых для приготовления бетонов. В связи с этим представлял интерес изучить комплексное влияние отходов производства спандекса, в основном состоящих из ацетата натрия на свойства бетонных смесей и физико-механические показатели бетонов.

Тригидрат ацетата натрия (карбоксилат натрия) $\text{H}_3\text{COONa}\cdot 3\text{H}_2\text{O}$, представляет кристаллический порошок белого цвета с температурой плавления 57–60°C, хорошо растворимый в воде. Процесс растворения тригидрата идет с поглощением тепла, поэтому мы проверяли эту добавку как противоморозную. К испытанию был принят мелкозернистый бетон состава 1 : 3 (на кварцевом песке). Добавка вводилась с водой затворения в количестве 0,58...5,8 % от массы цемента в пересчете на карбоксилат натрия (безводный). Проверялось обеспечение твердения бетонной смеси при отрицательных температурах и влияние раннего замораживания на интенсивность твердения бетона.

Образцы балочки размером 4×4×16 после изготовления помещались на 1,5 суток в морозильную камеру. Температура в камере поддерживалась в пределах –12...15°C. Наблюдения за состоянием образцов позволили отметить, что при этой температуре не замороженными оказались образцы с добавкой карбоксилата 2,9 % и выше, что согласуется с действием нитрита натрия. Последующее твердение проходило в нормальных условиях. Испытания образцов на растяжение при изгибе и на осевое сжатие проведены через 7 суток после замораживания. Результаты представлены в табл. 1.

Таблица 1

Условия твердения	Серия	Кол-во добавки, % от массы цемента	Прочность при изгибе, МПа	Прочность при сжатии, МПа
нормальные	контрольные	–	5,0	12,25
	нитрит натрия	3	3,3	13,3
	КН	0,58	4,2	10,71
	КН	2,9	4,3	11,1
	КН	5,8	4,3	10,8
1,5 суток замораживания, затем нормальные условия	контрольные	–	3,7	11,2
	нитрит натрия	3	3,4	10,3
	КН	0,58	3,3	10,9
	КН	2,9	2,9	12,4
	КН	5,8	2,4	8,3

Результаты испытаний свидетельствуют о том, что введение добавки в количестве 2...3% от массы цемента позволит предохранить бетонную смесь от замораживания при зимнем бетонировании.

Во-вторых, важным направлением исследований является выяснение влияния добавки на физико-механические свойства композиции и бетонов. Карбоксилат натрия (добавка КН) в порошкообразном состоянии обозначен нами как твердый продукт и водный раствор – жидкий продукт. Водный раствор карбоксилата натрия образуется в виде маточника после отделения кристаллов на центрифуге. Водный раствор содержит в качестве основного вещества – карбоксилат натрия 25–30 % (мас.) и небольшое количество (до 5 %) натриевой соли хлорсодержащей кислоты и мономера полиэфира, рН раствора 8–10. Свойства водного раствора соответствуют свойствам твердого продукта, так как в основе обоих продуктов – карбоксилат натрия.

Изучено влияние добавки КН (твердой и жидкой) на удобоукладываемость и прочность бетона. К испытанию был принят мелкозернистый бетон состава 1 : 3 (цемент : песок) стандартной удобоукладываемости (осадка конуса 11,5–12 см). Добавка растворялась в воде затворения. Добавки вводились в количестве от 0,5 до 2 % от массы цемента в пересчете на безводный карбоксилат натрия. Проверялось влияние добавки на прочность и удобоукладываемость бетона, твердеющего в естественных условиях и в условиях тепловлажностной обработки. Испытывались образцы – балочки размером 4×4×16 см. Результаты испытаний представлены в табл. 2.

Таблица 2

Условия твердения	Серия	Кол-во добавки, % Ц по массе	Прочность при изгибе, кгс/см ²	Прочность при сжатии, кгс/см ²	Прирост прочности на сжатие, %
ТВО – тепло-влажностная обработка	Контрольная (без добавки)	0	28,5	116,7	–
	ДС-0,5	0,5	34	157	35
	ДЖ-0,5	0,5	37	142	22,4
	ДС-1	1,0	50	180	55,2
	ДЖ-1	1,0	50	282	143
Естественное твердение	Контрольная	0	36	139	–
	ДС-0,5	0,5	31	162	16,5
	ДЖ-0,5	0,5	22	145,5	4,2
	ДС-1	1,0	26	169,5	21,5
	ДЖ-1	1,0	42	230,5	65
	ДЖ-2	2,0	39	208	49,6
	ДС-2	2,0	38	190,3	37

Обозначения: ДС – добавка КН в виде твердого продукта, ДЖ – добавка КН в виде жидкого продукта.

Установлено пластифицирующее действие добавки КН. Равнопрочные смеси можно получить при введении добавки 0,5 % от массы цемента, сократив количество воды затворения на 10–15 %. Образцы с равным количеством воды затворения имели во всех случаях большую прочность, чем контрольные. Отмечено, что наибольший прирост прочности при сжатии наблюдается при введении добавки КН в количестве 1 % от массы цемента по массе. При этом более эффективно действует жидкая добавка.

Ориентировочно можно сказать, что получение равнопрочных бетонов возможно при уменьшении расхода цемента на 10–15 %. Учитывая малую коррозионную активность карбоксилата натрия в щелочной среде по отношению к арматуре, можно ожидать сохранения пассивности арматуры в железобетонных конструкциях.

В.Д. Тухарели

ПРИМЕНЕНИЕ НАНОТЕХНОЛОГИЙ ДЛЯ ПРОИЗВОДСТВА БЕТОНОВ «НАПРАВЛЕННОГО» КАЧЕСТВА

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

В предлагаемой статье рассмотрены некоторые нанотехнологии, позволяющие целенаправленно регулировать свойства бетонов на молекулярном уровне, определяющем их фундаментальные параметры.

Впервые термин «нанотехнология» употребил японский ученый Норио Танигути в 1974 году. Он назвал этим термином производство изделий размером от 1 до 100 нанометров и показал, что вещество может иметь совершенно новые свойства, если взять очень маленькую частицу этого вещества. Нанотехнологии использовались еще в древней Греции и Египте при создании различных красителей. Давно известным подтверждением эффекта нанотехнологии также является получение булата, когда удается изготовить сталь, сочетающую высокую твердость, остроту лезвия, вязкость внутренних слоев изделия и высокую упругость.

Объекты нанотехнологий, делят на следующие характеристические размеры указанного диапазона [1]:

- *наночастицы, нанопорошки* (объекты, у которых три характеристических размера находятся в диапазоне до 100 нм);
- *нанотрубки, нановолокна* (объекты, у которых два характеристических размера находятся в диапазоне до 100 нм);
- *наноплётки* (объекты, у которых один характеристический размер находится в диапазоне до 100 нм).

Но также объектами нанотехнологий могут быть макроскопические объекты, атомарная структура которых контролируемо создаётся с разрешением на уровне отдельных атомов.

Таким образом, нанотехнологии будут качественно отличаться от традиционных, поскольку на таких масштабах привычные, макроскопические технологии часто неприменимы, а микроскопические явления, пренебрежительно слабые на привычных масштабах, становятся намного значительнее.

Строительство, и в том числе производство строительных материалов, может получить большую выгоду от применения нанотехнологий. Идеальными кандидатами для применения наноправления и контроля свойств являются бетоны, представляющие собой сложную, частично находящуюся на наноуровне, структуру, включающую гидратные фазы цемента с разме-

ром частиц 1–100 нм, зерна исходного цемента (10–100 нм), добавки и заполнители. При этом программируемое использование химических добавок в бетоне может обеспечить максимальную эффективность на строительной площадке, а армирование цементного вяжущего трубками и стержнями с нанодиаметром может повысить эффективность используемого вяжущего с точки зрения предотвращения возникновения трещин и обеспечения роста прочности.

Механизмы разрушения традиционных бетонов в значительной степени связаны с образованием трещин, неоднородностью структуры, локальными дефектами, которые позволяют слабый внешний силе разрывать прочные межатомные связи по одной. Это объясняет, почему напряжения, вызывающие растрескивание, в действительности меньше, чем прочность связей, удерживающих атомы вместе. Преодоление внутрискруктурных дефектов – путь к радикальному повышению качества материала.

Говоря о нанотехнологии как таковой, подразумевается такая «тонкая» технология, которая позволяет управлять процессами получения материала на атомно-молекулярном уровне, т.е. с помощью атомно-молекулярного воздействия. А это означает, что уже можно говорить о «направленном» материаловедении, в том числе, и строительном материаловедении [2].

Для строителя-технолога, владеющего основами химической технологии, освоение приемов нанотехнологии не представляет особых трудностей. Один из таких способов заключается в целенаправленном ведении того или иного технологического процесса путем управления атомно-молекулярными процессами с целью получения компонентов системы не только в пределах наночастиц, но и в заданном сочетании их как по объему, так и по массе (числу).

Внедрение элементов нанотехнологии, и в целом нанотехнологии, в строительной индустрии, по всей вероятности, будет сопровождаться переходом от исследования получаемых материалов путем различной комбинации отдельных компонентов к целенаправленной инженерии требуемых молекул, новообразований, наноструктур, наносистем и нанобъектов, т.е. переходом от микромира в наномир.

Среди перспективных технологий пригодных для производства бетонов «направленного» качества, наибольший интерес представляют следующие нанотехнологии:

1. Структурирование воды.

Исследования последних лет показывают, что вода представляет собой сложную систему, состояние которой зависит от целого ряда внешних факторов. Под их воздействием вода способна проявлять такие уникальные свойства, как накопление рассеянной энергии в виде ее различных форм (химической, электромагнитной, магнитной, электрической и дру-

гих), испускание и поглощение электромагнитных волн нетепловой интенсивности и другие. В настоящее время разработаны методы и средства для изменения физико-химических свойств воды и других жидкофазных систем путем безреагентного воздействия:

- кавитационных процессов в вихревых потоках жидкости (трубки Ранке, вихревые гидрокavitационные преобразователи энергии и др.);

- мембранного электроосмоса (электрохимически активированная вода);

- электромагнитных излучений – генераторов сложно поляризованных (продольных) электромагнитных волн и ряда других процессов.

Обобщение результатов поисковых экспериментов по влиянию структурированной воды на прочность бетонов свидетельствует о возможности повышения прочности при сжатии бетонов на 20— 35% и пенобетонов - на 50% по сравнению с образцами, затворенными обычной неактивированной водой.

Следует также отметить, что в экспериментах при использовании структурированной воды наблюдалось сокращение сроков набора бетонами распалубочной прочности. Это открывает широкие перспективы для сокращения сроков, уменьшения энергозатрат и стоимости строительства, особенно при монолитном домостроении в зимних условиях.

2. Измельчение исходных материалов и сырья.

Нанотехнология измельчения исходных материалов реализуется в роторно-пульсационных аппаратах (РПА) и обеспечивает повышение дисперсности обрабатываемых материалов при существенно меньших энергозатратах.

В производстве бетонов широкое применение находят технологические процессы приготовления высокодисперсных систем - активированных водных суспензий цемента. Так, кратковременная обработка на роторно-пульсационном аппарате активированных водных суспензий цемента используемых для растворов, бетонов, пенобетонов и других цементосодержащих композиций, обеспечивает сокращение в 3 раза срока твердения бетонов в естественных условиях, снижение на 30—35% длительности термообработки изделий, уменьшение расхода цемента до 25% или повышение марки бетона, достижение высокой пластичности смесей.

3. Изготовление нанодисперсной арматуры.

В качестве нанодисперсной арматуры могут использоваться природные минералы галлуазит и хризотил, а также синтетические углеродные нанотрубки, имеющие трубчатую структуру и нанометровые диаметры.

Углеродные нанотрубки могут представлять собой либо однослойную трубку, либо многослойную из свернутых в трубку листов. Увеличение прочности при введении многослойных трубок выше, чем отдельных углеродных нанотрубок. Такой эффект объясняется тем, что углеродные трубки

имеют по длине довольно большое количество дефектов. При введении таких нанотрубок в цемент наблюдается изменение его свойств. Установлено, что присутствие углеродных нанотрубок в количестве всего 1% от массы цемента вызывает рост прочности бетонов при сжатии [3].

Применение нанотехнологий для усовершенствования вяжущих и получения так называемых бездефектных бетонов посвящена работа доктора Б. Миддендорфа. Использование атомно-силовой микроскопии в комбинации с жидкостными ячейками позволяет исследовать на наноуровне процессы взаимодействия и механизмы реакции гидратации цемента, химических добавок, заполнителей и пуццолановой реакции микрозаполнителей. Выявленный в работе рост гранулы клинкера в микроструктуре образца при его обработке деминерализированной водой намечает возможные пути к оптимизации бетонов ультровысоких технологий, особенно в отношении их прочности и долговечности.

Профессор Р. Треттин представил результаты опытов по применению фибр в виде углеродных нанотрубок с целью упрочнения цементной матрицы. Нанотрубки были изобретены в Японии в 1991 г., их прочность на разрыв, по некоторым данным, почти в 100 раз превосходит прочность стали. Но эти трубки также чрезвычайно устойчивы и к проявлениям коррозии. Поэтому представляют значительный интерес для целей усовершенствования бетона.

В докладе доктора Ф. Дена рассмотрены вопросы технологии изготовления бетона ультросовременных технологий. Применение обычной техники приготовления бетонов, в т.ч. для дозировки компонентов смеси, не приемлемо: она должна быть существенно модернизирована. Высокая точность измерений, порядок смешивания компонентов и продолжительность процессов смешивания должны непрерывно контролироваться и в необходимых случаях корректироваться. Перерывы в подаче смеси должны быть исключены, т.к. это может негативно сказаться на характеристиках строительных конструкций.

Профессор Е. Фелинг в своем докладе предсказал конструкциям из бетона ультрасовременных технологий более широкое, чем стальным конструкциям, применение при строительстве высотных зданий и перекрытий большого пролета. Это будет следствием как их более высокой долговечности, так и их более высокой «относительной прочности», которую он определил как отношение прочности на сжатие к плотности самого материала[4].

Таким образом нанотехнологии позволяют осуществлять управление отдельными атомами и молекулами с целью получения требуемой наноструктуры и материала с определенными свойствами, также нанотехнологии позволяют значительно повышать качество строительных конструкций и изделий, создавать композиции для производства надежных и долговечных стройматериалов.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. <http://nano-info.ru/nanotechnologies>
2. Чистов Ю.Д., Тарасов А.С. Элементы нанотехнологии в производстве бетонов на основе минеральных вяжущих веществ. ч. 1 // Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века. 2007. №3. — С. 69–71.
3. Middendorf B., Singh N.B. Nanoscience and nanotechnology in cementitious materials // Cement International. 2006. №4. — P. 80–86.
4. Трамбовецкий В.П. Нанотехнологии и строительство // Технологии бетонов: прил. к журн. Строит. материалы, оборудование, технологии XXI века. 2008. №6. — С. 62–64.

Н.И. Швейкина, Т.М. Бочкарева

СОВРЕМЕННОЕ СТЕКЛО

Пермский государственный политехнический университет

Выполнен анализ видов и технологий устройства современных конструктивных систем из стекла при возведении зданий и сооружений.

На сегодняшний день оригинальным и современным конструктивным решением является фасадное остекление зданий. Фасадное сплошное остекление – новое слово в технологии производства и реконструкции зданий, сооружений и целых архитектурных комплексов. Стекланные фасады придают городу воздушный и элегантный образ благодаря широкому выбору вариантов остекления с разнообразной цветовой гаммой и декором. Такие фасады уместны как на высотных, так и на небольших торговых зданиях.

Сплошное остекление выполняет декоративно-защитную функцию.

Основными компонентами сплошного остекления являются:

- стеклянные панели большой площади (2х3м);
- комплекс стальных фитингов, выполненных из нержавеющей стали для крепления панелей, типа спайдер (от англ. «spider» - паук);
- внутренняя или внешняя несущая система (вантовая, ферменная, арочная, балочная и др.)
- элементы герметизации стеклопанелей;
- встроенная интеллектуальная система для автоматизированной эксплуатации фасада.

Современное сплошное остекление отличается от известных ранее технологий минимальным присутствием несущих элементов снаружи и внутри здания; новым методом крепления панелей; встроенной системой обслуживания. Наиболее известные примеры данных фасадов: парижский Центр Искусств, входной комплекс «Пирамида» в Лувре (Франция), здание библиотеки исторического факультета Кембриджского университета и многие другие.

Все крепежные элементы конструкции изготовлены из нержавеющей стали, это гарантирует отсутствие потери внешнего вида и долгий срок службы. Особое внимание необходимо уделять расчету всей конструкции, потому что под воздействием температур и внешних нагрузок опорные элементы стекла могут подвергаться различного вида деформациям. В случае жесткого закрепления стекла возможно образование трещин, которые могут привести к разрушению конструкции в целом. Применяется шарнирное закрепление стекла, такое крепление принимает на себя воздействие нагрузок и частично снимает их передачу на стекло. Стекланные панели крепятся в четырех, шести или восьми точках к опорным конструкциям точечными креплениями и спайдером. Спайдер может выполняться одно-, двух-, трех- и четырехлучевым, он закрепляется при помощи гильзы, привариваемой к опоре конструкций.

При проектировании конструкции и производства монтажных работ следует учитывать возможность разрушения стекла под действием случайных внешних факторов, поэтому конструкция нуждается в тщательном анализе и испытаниях на безопасность. При монтаже применяют прокладки, шайбы, втулки из эластичных материалов, благодаря которым металл непосредственно контактировать со стеклом не может (что предотвращает разрушение стекла).

Швы стыков между модулями необходимо герметизировать, например, нейтральным силиконовым герметиком. К герметику предъявляются особые требования: высокая адгезия, устойчивость УФ-лучам, полная влаго- и воздухопроницаемость. С внутренней стороны фасада можно применять специальные силиконовые профили для уплотнения.

Декоративные и защитные функции остекленного фасада зависят от типа используемого остекления, таких как ламинированное стекло, солнцезащитное, энергосберегающее.

Ламинированное стекло (триплекс): комбинация из двух листов стекла, склеенных прозрачным или упругим слоем органического синтетического вещества, их склеивание производится при нагревании в автоклаве. При ударе стекло покрывается трещинами, но не рассыпается, а остается барьером для вторжения в здание извне.

Солнцезащитное стекло: выполняется из цветной стекломассы. Они делятся на две основные группы: отражающие и поглощающие излучение. В первом случае тонкий слой металла на поверхности стекла препятствует проникновению излучения в помещение. Во втором случае, на расплавленную стекольную массу наносят либо кристаллы металлов, либо окислы металлов, которые обладают способностью поглощать часть солнечного излучения.

Энергосберегающее стекло: существует два типа – с твердым и мягким покрытием. С твердым покрытием (К-стекло) является бесцветным покрытым тончайшим слоем оксида олова. Стекло данного типа обеспечи-

ваает высокую степень изоляции от внешнего излучения, устойчиво к воздействию мощных средств и коррозии, обладает повышенным термическим сопротивлением, и монтаж таких стеклопанелей выполняется покрытием внутрь. Стекло с мягким покрытием (i-стекло) обладает большим теплосопротивлением, имеет мягкое покрытие тонким слоем серебра, характеризуется таким же светопропусканием, что и обычное стекло, при монтаже стеклопакетов также устанавливается покрытием внутрь.

Существуют следующие способы крепления стеклянных фасадов:

- спайдер-системы;
- крепежные системы с безрамным креплением стекол к несущим элементам с помощью специальных болтов-стяжек, при этом некоторые элементы остекления должны быть изогнуты под одинаковый радиус (листы стекла нагревают до текучего состояния, затем выгибают в автоклавах);
- на ажурный или вантовый каркас крепятся элементы остекления, выполненные из закаленного стекла, эта конструкция рассчитывается на большие внешние и внутренние нагрузки.

Для крепления стеклянных панелей в стекле с высокой точностью высверливаются отверстия под фитинги, размеры и форма которых выбирается по расчетам с учетом возможных деформаций и перемещений элементов. Секционное остекление и продуманная система фитингов делает фасад ремонтпригодным, причем замена поврежденной части выполняется быстро. В системах эффективно решена проблема «мостиков холода», так как металлический каркас сконцентрирован внутри или снаружи здания.

Стеклянные фасады имеют хорошие перспективы для использования в нашей стране, в регионах с жарким, холодным и резко-континентальным климатом. Следует ожидать, что на начальных этапах внедрения данных фасадных систем цены будут высокими, затем снивелируются.

Сплошные остекленные фасады обладают повышенной износостойкостью, высокой долговечностью, теплосопротивлением. Отсутствие видимых крепежных элементов фасада позволяет воспринимать его в виде единой конструкции, что открывает неограниченные возможности для архитектурной мысли.

По аналогии проектирования стеклянных фасадов можно создавать другие уникальные сооружения и изделия из стеклянных панелей на системах крепежа из нержавеющей стали.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Тарасова А.Е. Новые технологии: энергия стекла. Журнал «Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века». №1, 2010.
2. <http://divinie.ru/product/doors/fasad>.
3. <http://www.stroy-press.ru>.
4. <http://www.okna-lider.ru>.
5. http://www.profti.ru/komplekt/steklo_i.

В.А. Ярлыкова, Ю.С. Багайсков

ВЫСОКОПОРИСТЫЙ КЕРАМИЧЕСКИЙ МАТЕРИАЛ ШИРОКОГО ФУНКЦИОНАЛЬНОГО НАЗНАЧЕНИЯ

Волжский институт строительства и технологий
(филиал Волгоградского государственного
архитектурно-строительного университета)

Приведены результаты исследований о повышении структурно-механических свойств высокопористых композиционных изделий за счет введения полифракционного порообразователя выгорающего типа, соотношения количества и размеров частиц порообразователя и основного наполнителя.

В ряде производств широкое применение имеют высокопористые изделия на керамической основе. Как правило, это изделия самого различного функционального назначения. К ним относятся фарфоро-фаянсовая продукция, фильтры, строительные теплоизоляционные и звукоизолирующие элементы, абразивные инструменты.

Композиционная структура такого изделия состоит из наполнителя, как правило, высокой степени прочности и жесткости, керамического связующего и пор. Изделия на керамической основе изготавливаются методом формования из полусухих масс, уже могут иметь определенную степень пористости, примерно 40–45%.

Расширить нижний предел по содержанию наполнителя и, соответственно, по увеличению пористости можно за счет введения порообразователя. В качестве порообразователя для керамических систем можно использовать переработанную до определенной крупности скорлупу фруктовых косточек (абрикос, персик). Дело в том, что в этом случае проблемой является обеспечение достаточной для нормальной технологичности производства «сырой» прочности заготовок изделия. Введение порообразователя позволяет за счет частичного (временного) заполнения пор поднять уровень «сырой» прочности, жесткости заготовки. При этом в зависимости от зернистости и количественного содержания порообразователя закладывается структура определенной, как правило, высокой пористости. Но применение порообразователя, с другой стороны, приводит к ряду других технологических проблем, главная из них – неравномерность распределения частиц порообразователя в смеси, что в конечном итоге приводит к неравномерности свойств. Кроме того, это отражается и на степени неуравновешенности изделия цилиндрической формы. Причина – различие в удельном и насыпном весе порообразователя по сравнению с другими

компонентами смеси, особенно с наполнителем. Так, насыпной вес наполнителя – 1,4–1,8 г/см³, связки – 0,8–0,9 г/см³, а косточкового порообразователя примерно 0,6 г/см³.

Работоспособность изделия, уровень физико-механических и, что особенно важно, прочностных свойств, во многом определяется степенью равномерности структуры их композиционного материала. Одним из главных условий равномерности структуры можно принять соответствие количества частиц наполнителя и числа пор:

$$n_1 = n_{\text{пор}},$$

где n_1 и $n_{\text{пор}}$ – количество частиц наполнителя и число пор соответственно.

При данном условии обеспечивается максимальное и примерно равное количество контактов частиц наполнителя между собой, равномерное распределение связки с образованием мостиков. Теоретически, единичная пора образуется в объемном пространстве между четырьмя частицами наполнителя с учетом содержания связующего.

С уменьшением объемного содержания наполнителя, при сохранении условия равенства количества частиц наполнителя и числа пор, размер (диаметр) пор возрастает, приближаясь к диаметру зерна.

Форма единичной поры зависит от многих параметров, прежде всего, от формы наполнителя и количественного содержания связующего, и может теоретически иметь вид от четырехконечной звезды (при малом содержании связки) до шара (при высоком содержании связки). Поры связаны друг с другом тем в большей степени, чем меньше связки в структуре.

У высокопористых изделий размер частиц порообразователя и, соответственно, получаемых крупных пор больше размера наполнителя в 2–4 раза. При этом число частиц порообразователя должно быть в десятки раз меньше числа частиц наполнителя.

Теоретически диаметр зерна порообразователя можно определить из соотношения:

$$d_{\text{пор}} = d_1 \sqrt[3]{\frac{\sum V_{\text{пор}}}{K_{\text{пор}} \cdot \sum V_1}}, \quad (1)$$

где $\sum V_1$ и $\sum V_{\text{пор}}$ – объемы содержания наполнителя и пор; $K_{\text{пор}}$ – коэффициент, характеризующий соотношение количества пор и количества частиц наполнителя.

Важным параметром является размер частиц порообразователя по отношению к зернистости наполнителя. Производным отсюда, в зависимости от содержания порообразователя, будет отношение количества час-

тиц наполнителя (n_1) к количеству частиц порообразователя (n_2'). Это отношение можно определить по формуле:

$$k = \frac{n_1}{n_2'} = \frac{K_1^3}{X} \cdot \frac{\gamma_2'}{\gamma_1} 100, \quad (2)$$

где K_1 – соотношение диаметров порообразователя d_2' и наполнителя d_1 :

$$K_1 = K = d_2' / d_1;$$

где γ_1 и γ_2' – удельные веса наполнителя и порообразователя, соответственно; X – содержание порообразователя в в.ч.

На рис. 1 приведена зависимость отношения количества частиц наполнителя к количеству частиц порообразователя от отношения диаметров порообразователя и наполнителя.

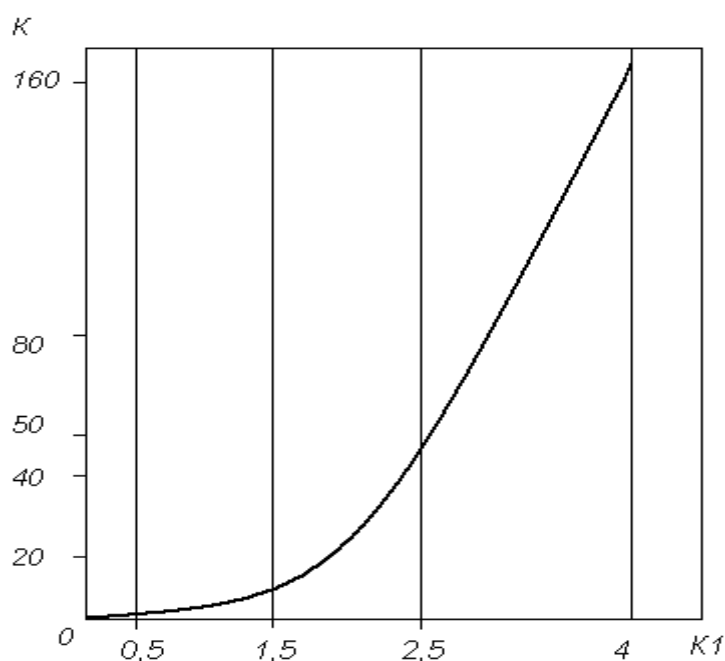


Рис. 1. Зависимость отношения количества частиц наполнителя n_1 к количеству частиц порообразователя n_2 от отношения K_1 диаметров порообразователя d_2 и наполнителя d_1

Видно, что с увеличением отношения диаметров пор по гиперболе возрастает количество частиц наполнителя, приходящееся на единицу частиц порообразователя.

Практичным для образования крупных пор, но малочисленных, является соотношение размеров порообразователя и зерна $K_1 = 3-4$ при содержании порообразователя 10–20 в.ч. Тогда на частицу порообразователя приходится 40–180 частиц наполнителя. Получается высокопористое и высокоструктурное изделие.

При зернистости порообразователя, равной $2,5d_1$ при $n_{\text{изд}}/n_{\text{пор}} = 1$ на 38% наполнителя порообразователя будет приходиться более 500%, что нереально.

Разумнее ограничиваться соотношением $V_{\text{изд}}/V_{\text{пор}} = 1$, тогда на 38% наполнителя нужно 38% порообразователя или на 1 зерно порообразователя размером $2,5d_1$ придется 15–16 зерен наполнителя. Рецептурно на 100 в.ч. наполнителя – примерно 35 в.ч. порообразователя. Однако полученный материал все-таки будет чрезвычайно хрупким, нежестким. Более реально введение 12–15 в.ч. порообразователя, или примерно 30–35% по объему.

Соотношение $K = n_1/n_2$, определяющее количество частиц наполнителя на одну частицу порообразователя, с увеличением содержания порообразователя существенно уменьшается, достигая при 30 в.ч. и $K_1 = 1$ уровня примерно одного зерна на одну частицу. Это соотношение характерно для равномерной структуры обычного изделия: $d_{\text{пор}} = d_{\text{изд}}$.

Для максимальной упаковки, обеспечения наиболее равномерной структуры высокопористого материала в имеющиеся свободные ячейки между частицами наполнителя и основного порообразователя можно вводить наполнитель (порообразователь) другой зернистости с размером частиц менее размера зерен наполнителя. В таком случае необходимо использовать соотношение размеров частицы такого порообразователя и диаметра наполнителя, равное 0,2–0,3 и выше, вплоть до 1,0. Количество частиц полифракционного порообразователя может быть равно количеству наполнителя, что способствует получению равномерной пористой структуры.

На рис. 2 показано строение композиционного материала с полифракционным порообразователем.

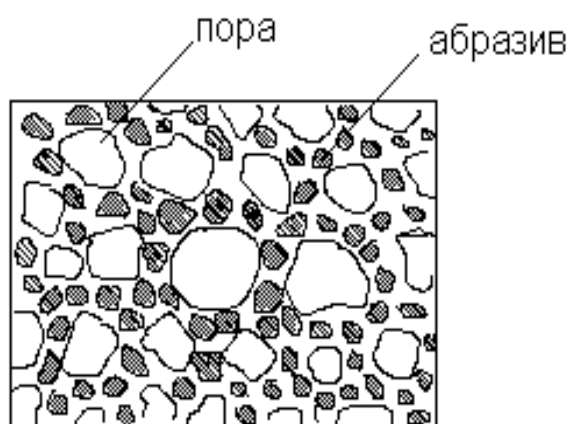


Рис. 2. Строение композиционного материала с полифракционным порообразователем

Таким образом, введением полифракционного порообразователя можно обеспечить:

- высокую равномерность распределения компонентов;
- более развитую структуру открытых пор;
- повышение «сырой» прочности заготовок изделия;
- уменьшение усадки после обжига;
- высокую степень пористости;
- меньшую неуравновешенность изделия.

Совершенствование структуры и повышение механических свойств композиционного материала высокопористых керамических изделий за счет введения полифракционного порообразователя, позволит еще более расширить функциональные возможности этих изделий, увеличить срок их эксплуатации и область применения.

Научное издание

НАУЧНЫЙ ПОТЕНЦИАЛ МОЛОДЫХ УЧЕНЫХ
ДЛЯ ИННОВАЦИОННОГО РАЗВИТИЯ СТРОИТЕЛЬНОГО
КОМПЛЕКСА НИЖНЕГО ПОВОЛЖЬЯ

Материалы
Международной научно-практической конференции
24 декабря 2010 г., Волгоград

ЧАСТЬ I

Материалы публикуются в авторской редакции

Ответственный за выпуск *А.В. Жиделёв*

Компьютерная правка и верстка *А.В. Жиделёв*

Компьютерный дизайн *А.В. Жиделёв*

Подписано в печать 01.03.2011 г.

Формат 60 x 84/16. Бумага офсетная. Печать трафаретная.
Уч.-изд. л. 18,5. Усл. печ. л. 17,2. Тираж 100 экз. Заказ №__

Государственное образовательное учреждение высшего профессионального образования
«Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет»
Отпечатано в полном соответствии с предоставленным УНИР макетом в ООП ВолгГАСУ
400074, г. Волгоград, ул. Академическая, д. 1