Правительство Кемеровской области - Кузбасса
Кузбасский государственный технический университет имени Т.Ф. Горбачева
Администрация города Кемерово
ООО «НООЦЕНТР»

VI МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-ПРАКТИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

«ПРОБЛЕМЫ СТРОИТЕЛЬНОГО ПРОИЗВОДСТВА И УПРАВЛЕНИЯ НЕДВИЖИМОСТЬЮ»

24-25 ноября 2020 года

Сборник научных статей

Кемерово 2020

УДК 69.003: 658.155

Проблемы строительного производства и управления недвижимостью: Материалы VI Междунар. науч.-практ. конф. ,24-25 ноября 2020 г., Кемерово: ФГБОУ ВО «Кузбас. гос. техн. ун-т им. Т. Ф. Горбачева». – 2020. – 357 с.

ISBN 978-5-00137-194-6

В сборнике представлены труды ученых и специалистов, направление деятельности которых связано с тематикой конференции, сотрудники промышленных предприятий, учебных заведений и НИИ, специалистов органов государственного управления, аспирантов, магистрантов, студентов и других заинтересованных лиц.

Конференция призвана рассмотреть современное состояние и проблемы строительного комплекса, жилищно-коммунального хозяйства, а также выявить прогрессивные разработки в области строительного производства и управления недвижимостью для их последующего внедрения.

Ответственность за достоверность материалов, изложенных в статье, несет автор.

ISBN 978-5-00137-194-6

УДК 69.003: 658.155
©КузГТУ, 2020

Уважаемые участники конференции!

Добрый день. Я очень рад поздравить Вас с открытием VIМеждународной научно-практической конференции «Проблемы строительного производства и управления недвижимостью». Вот уже в шестой раз данная конференция проводится в Строительном институте Кузбасского государственного технического университета имени Т.Ф. Горбачева. Она проводится в рамках научных мероприятий, посвященных 70-летию КузГТУ и приурочена к празднованию 300-летия Кузбасса в 2021 году.

Сейчас Кузбасс является одной из основных строительных площадок России. Строится культурный кластер, объекты индустрии для проведения Чемпионата мира по волейболу 2022 года, планируется объезд города Кемерово (трасса федерального значения Р 255 «Сибирь»), Притомская набережная протяженностью 11 км, вторая очередь Президентского кадетского училища и другие объекты федерального уровня, поэтому проведение данной конференции в настоящее время очень актуально.

Впервые мы проводим конференцию в заочном формате. Это связано с продолжающейся во всем мире пандемией вируса Covid 2019. При проведении конференции в подобном формате, конечно, есть недостаток личного общения, хотя оно очень полезно для всех её участников. Надеюсь, что представленные в сборнике трудов статьи помогут работникам высших учебных заведений, инженерным работникам и студентам узнать о новых разработках и решениях в строительном секторе экономики.

На пленарном заседании конференции, которое будет проходить в дистанционном формате, планируется заслушать доклады ведущих специалистов Кемеровской области в изыскательской и проектной деятельности, а также сотрудников КузГТУ.

В заключении я хочу поблагодарить каждого, кто в такое не простое время нашел возможность и принял участие в работе конференции. Кроме того, желаю всем здоровья, оптимизма, успехов и новых достижений!

Директор
Строительного института
КузГТУ, к.т.н. ***Покатилов А.В.***

Добрый день дорогие коллеги и гости!

Я рад приветствовать Вас на сегодняшней научной конференции, посвященной вопросам строительного производства и управление недвижимостью.

Строительная отрасль в настоящее время испытывает серьезное давление. Прежде всего, оно связано с уменьшением финансирования и снижением уровня экономики из-за пандемии COVID-2019. И в тоже время Кемеровская область – Кузбасс готовится к празднованию памятной для нашего региона даты – 300-летие промышленного освоения Кузбасса.

К 6 июля 2021 года должны быть построены: «Ледовый дворец «Кузбасс», социально-культурный кластер, объекты индустрии для проведения торжественных мероприятий «Московская площадь», к чемпионату мира по волейболу 2022 года будет построен волейбольный комплекс «Кузбасс-Арена». Кроме того, в ближайшее время начнется реализации важного проекта для города Кемерово – строительство северо-западного обхода города Кемерово, по которому пройдет автомобильная дорога Р-255 «Сибирь» с мостовым переходом через реку Томь.

Очень приятно, что КузГТУ не остается в стороне от такого рода событий, происходящих в Кузбассе, и проводит VI Международную научно-практическую конференцию «Проблемы строительного производства и управление недвижимостью».

Также хотелось бы отметить, что развитие преподавательского состава является важным этапом подготовки квалифицированных специалистов в области строительства.

Желаю всем участникам конференции успехов в работе, постоянного повышения уровня знаний, счастья, здоровья!

Генеральный директор
ООО «НООЦЕНТР» к.т.н.,
председатель Кемеровского
отделения РОМГГиФ ***Герасимов О.В.***

Участникам международной научно-практической конференции

С большим удовольствием приветствую участников конференции, посвященной проблемам строительного производства и управление недвижимостью.

Строительная отрасль занимает одно из ключевых положений в современном мире.

Крайне трудно представить какую-либо сферу деятельности, которая в той или иной степени не пересекается и не зависит от строительной.Как следствие, все те испытания, которые переживает мировая экономика и общество в последнее время приводят к изменениям в строительной отрасли. Пандемия, вызванная распространением новой коровирусной инфекцией COVID-2019, изменение климата, нестабильность на мировых финансовых и сырьевых рынках приводит к изменению привычных вещей и в том числе появлению новых технологий и нестандартных подходов к решению, как ранее считалось, обыденных задач.

На региональном уровне строительная отрасль также сталкивается с теми трудностями, что и во всём мире, однако, в последние годы наблюдается значительная динамика в сторону роста темпов развития строительства Кузбасса. Изменения затрагивают все сферы строительства: непосредственно саму стройку, проектирование, изыскания, образование, технологии, менеджмент, взаимодействие с региональной властью. Подготовка Кузбасса к празднованию памятной для нашего региона даты – 300-летие промышленного освоения Кузбасса также явилось драйвером для развития отрасли – в регионе уже в ближайшее время будут реализованы крупные объекты федерального уровня.

Увеличение темпов развития отрасли ведёт к увеличению спроса на квалифицированных специалистов различных строительных профессий. Обмен навыками и умениями в профессиональном сообщество происходит по средствам проведения конференций, собраний, выставок и конкурсов. Радостно осознавать, что КузГТУ не остается в стороне данного вопроса и проводит VI Международную научно-практическую конференцию «Проблемы строительного производства и управление недвижимостью».

Желаю всем участникам конференции здоровья и удачи в профессиональной сфере!

Директор ГБУ
Проектный институт «Кузбасспроект» ***Дубенский М.С.***

СЕКЦИЯ 1 «АРХИТЕКТУРА И СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ»

УДК 624

АРДЕЕВ В.Н., доцент (КузГТУ)
СОКОЛОВ М.В., к.т.н. доцент (КузГТУ)
г. Кемерово, Россия

ОЦЕНКА ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ ПОКРЫТИЯ ЗДАНИЯ 4-ГО КОРПУСА КУЗГТУ

Специалистами Строительного института КузГТУ проведено обследование и оценка технического состояния покрытия здания 4-го корпуса КузГТУ, расположенного по адресу: Кемеровская область, г. Кемерово, ул. 50 лет Октября, 19.

Необходимость обследования связана с оценкой состояния кровли, покрытия объекта. Цель обследования заключалась в установлении дефектов, степени повреждения конструкций, отклонений элементов, категории технического состояния несущих и ограждающих строительных конструкций покрытия. На основе данных обследования даны рекомендации по устранению выявленных дефектов и повреждений.

В соответствии с техническим заданием проведен комплекс работ, включающий:

– обследование технического состояния стальной кровли;

– обследование технического состояния металлодеревянных ферм и стропильных конструкций;

– обследование технического состояния чердачного помещения.

– обследование технического состояния перекрытия 5-го этажа.

Объект представляет собой 5-и этажное здание основными размерами в плане 73,7×16,3 м.Ситуационный план обследуемого здания показан на рис. 1. Главный фасад здания приведен на рис. 2.

Основные несущие конструкции здания: стены – кирпичные, перекрытия – сборные железобетонные из пустотных плит; покрытие – система деревянных стропил в левом (оси «1-2» и правом (оси «3-4») крыле здания и деревянные и металлодеревянные фермы пролетом 15 м в центральной зоне (оси «2-3». Общий вид кровли праведен на рис. 3.

Покрытие в здании имеет не отапливаемый чердак, выполненный в двух уровнях, на котором располагаются системы теплоснабжения здания, вентиляционные узлы и короба, технологические проходы, окна для осмотра и обслуживания кровли. По полу чердака имеется утепление из стекловаты.

Рисунок 1 – Ситуационный план обследуемого здания

Рисунок 2 – Главный фасад обследуемого здания

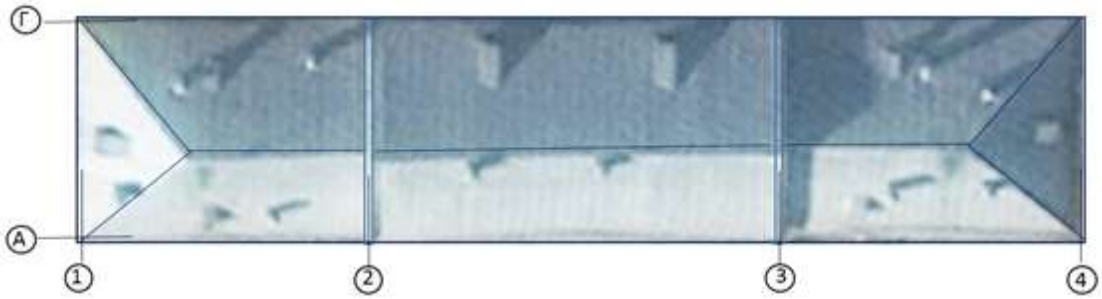


Рисунок 3 – Общий вид кровли

Кровля 4-х скатная с перепадом высот в осях «2» и «3», в которых расположен актовый зал. Кровельное покрытие из стальных листов по деревянной обрешетке опирается на стропильную систему из брусьев, мауэрлата, продольных и поперечных балок, стоек, а также металлодеревянных ферм. Стропильная конструкция опирается на внешние несущие стены и кирпичные столбики вдоль внутренних несущих стен в осях «1-2» и «3-4». Схемы основных стропильных конструкций приведены на рис. 4.

Отвод воды с кровли осуществляется централизовано по скату кровли. Для отвода воды применяются ендовы, водосборные воронки и трубы. Элементы располагаются в угловых зонах здания и в местах перепада уровня кровли. По периметру кровли имеется металлическое ограждение.

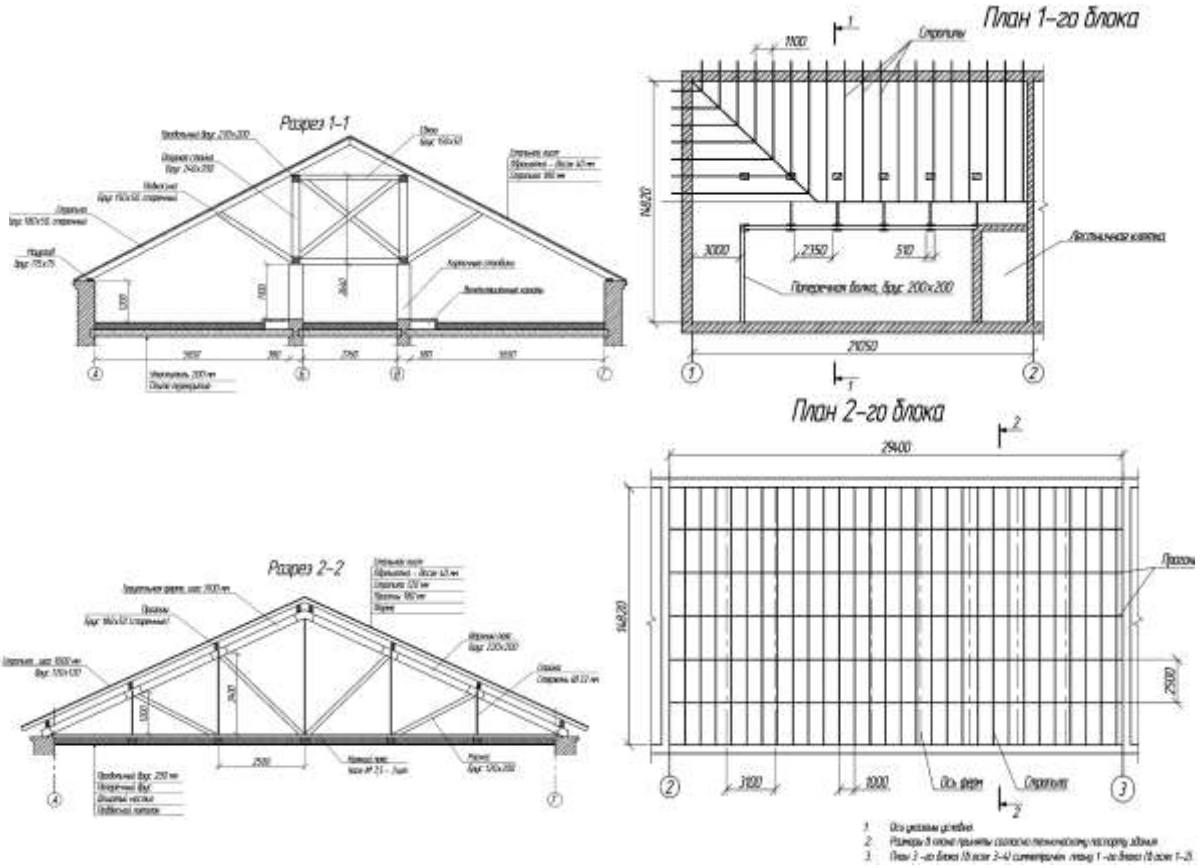


Рисунок 4 – Схемы стропильных конструкций здания

Кровельное покрытие. При обследовании технического состояния кровли было отмечено, что кровля выполнена из отдельных стальных листов, соединяемых в внахлест. Листы кровли закреплены по деревянной обрешетке из необрезных досок, расположенных поперек стропильных элементов.

Общее состояние покрытия кровли удовлетворительное: отсутствуют места загиба, излома или отрыв листов кровли; не обнаружены следы протекания вода между листами; отсутствует коррозия листов (рис. 5).

Однако имеются местные дефекты: нарушение целостности листов, наличие отверстий, трещин, порывов (рис. 6), возникшие в результате механических воздействий. Дефекты располагаются над лестничной клеткой 1-го блока (оси «1-2»), в месте сгнившей части мауэрлата (по оси «1» длина поврежденного участка – 4,4 м), более мелкие отверстия – в юго-восточном угле здания.

Рисунок 5 – Кровельное покрытие

Рисунок 6 – Порыв и отверстия в стальных листах кровли

Стропильные конструкции. Кровля в осях «1-2» и «»3-4» трехскатная, стропильная: стропила составного сечения из спаренных досок 180×50 мм; мауэрлат – брус 175×75 мм; основные и дополнительные опорные балки – брус 230×200 мм; стойки – брус 200×240 мм (см. рис. 4). Подкосы выполнены из бруса 150×50 мм. Опорные стойки и продольные балки опираются на кирпичные столбы сечением 380×510 мм высотой 1,7 м от уровня утеплителя.

При обследовании несущих конструкций покрытия были обнаружены следы гниения опорной балки вблизи опорного столба, мауэрлата и дощатого настила кровли в карнизной зоне по оси «1» +8,75 м, длина поврежденного участка составила 4,4 м (рис. 7).

Рисунок 7 – Следы загнивания элементов стропильных систем

В обоих случаях степень повреждения поверхности критические, требуется полная замена участка мауэрлата, дощатого настила в карнизной зоне и частичная замена опорной балки. Причиной развития гниений является местное разрушение металлических листов кровли (наличие отверстий) и, как следствие, замачивания конструкций в районе карниза.По периметру здания в осях вдоль оси «Г» от «2» –4,5 м по оси «2» +3,0 м отмечается разрушение кирпичной кладки карниза (выпадение кирпичей) в результате местных повреждений металлических листов кровли при чистке снега (рис. 8).

Вид изнутри

Рисунок 8 – Следы разрушения карниза и разрыва мауэрлата

Несущие стропильные конструкции в осях «2-3» реализованы в виде треугольных деревометаллических ферм с нисходящими раскосами пролетом 15 м. Фермы опираются на наружные стены с шагом 3,0 м. По верхнему поясу устроены прогоны, расположенные по узлам ферм. По прогонам установлены стропила с шагом 1,0 м под дощатый настил кровли. Для устройства перекрытия к нижним поясам ферм в узловых точках (с шагом 2,5 м) подвешены продольные брусья сечением 0,2×0,2 м, между которыми с шагом 0,5 м установлены поперечные брусья сечением 0,06×0,2 м для крепления дощатого настила и устройства подвесного потолка. Стропильные металлодеревянные фермы находятся в нормальном, работоспособном состоянии.При обследовании состояния перекрытия 5-го этажа были обнаружены следы протекания вдоль наружных стен и по перекрытию, преимущественно в зоне лестничных клеток, вблизи перепада у стыка кровли блоков «1-2» и «2-3» (рис. 9). По характеру расположения и следам распространения можно сделать вывод, что протечка происходит с карнизной части кровли как следствие отсутствия нормального отвода дождевой воды на стыке.

Рисунок 9 – Следы замачивания перекрытия и стен 5-го этажа

Система водоотвода. В здании имеется организованная система внешнего сбора и отвода дождевой воды с кровли. В системе применены водосборные горловины, водоотводящие трубы диаметром 150 мм. Сбор воды осуществится по нижнему краю кровли и отводом к крайним точкам здания (на углах здания), а также, к местам перепада уровней кровли. Стоит отметить, что трубы, расположенные на перепаде высот, осуществляют сбор воды с кровли в обоих уровнях.В результате визуального осмотра

признаков порывов, обрывов или отсутствие элементов труб обнаружено не было. Выходные отверстия имеют заданный номинальный диаметр, не имеют посторонних предметов. Все элементы системы водоотвода закреплены. В местах перепада уровней кровли имеются характерные следы водоизлива с кровли: замачивания фасадов здания с частичным вымыванием раствора; следы искривления стальных листов вдоль торца кровли; коррозии водоотводящих труб (рис. 10). Данный дефект вызывает замачивание внутренних поверхностей стен и перекрытий 5-го этажа зданий.

Рисунок 10 – Узлы сопряжения системы водоотвода с дефектами на уровне кровли

В соответствии с требованиями СП 17.13330.2016 угловые водоотводящие трубы отвечает требованиям по расположению и внутреннему диаметру. В свою очередь, водоотводящие трубы, расположенные вдоль осей «2» и «3», не отвечают требованиям свода правил и имеют неверное конструктивное решение. Водоотводные трубы, расположенные по осям «2» и «3» должны обеспечить пропуск воды с участков площадей кровли, расположенных в разных уровнях. Для чего на кровле с повышенным уровнем «блок 2», установлены дополнительные водосборные воронки, осуществляющие сброс воды через короткие трубы в воронки, расположенные на нижнем уровне кровли.

Короткие трубы препятствуют нормальному сбросу воды с нижнего уровня кровли, что вызывает, перелив воды из воронки на карнизную часть здания. Кроме того, по результатам расчета фактическая водосборная площадь для труб вдоль осей «2» и «3» составляет 224 м^2, что не соответствует нормативной площади сбора для труб диаметром 150 мм (нормативная площадь водосбора – 117,8 м^2). Согласно нормам, требуемая площадь трубы должны быть не менее 340 см^2.

Следовательно, для обеспечения нормального (нормативного) отвода воды необходимо увеличить пропускную способность труб на стыках

кровли переменного уровня. Для чего необходимо обеспечить раздельный отвод воды с нижнего и верхнего уровня кровли в осях «2» и «3» (установить дополнительные водосборные трубы).

По итогам обследования здания учебного корпуса № 4 КузГТУ установлено, что кровля, покрытия, перекрытия 5-го этажа, перехода и дворового фасада здания находятся в ограниченно-работоспособном состоянии. На основании проведенного обследования и выявленных дефектов рекомендованы следующие мероприятия:

1. Устранить отмеченные дефекты кровли;

2. Для устранения замачивания карнизных участков кровли в местах перепада высот (оси «2» и «3») и обеспечения нормального (нормативного) отвода воды необходимо увеличить пропускную способность труб на стыках кровли переменного уровня за счет разделения площади водосбора нижнего и верхнего уровней кровли в осях «2» и «3» (установить четыре дополнительные водосборные трубы).

3. При проведении ремонтных работ, при возможности, рекомендуется перейти на использование современных утеплителей.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. ГОСТ 31937-2011. Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния. – Москва: МНТКС, 2011. – 89 с.

2. СП 17.13330.2011. Кровли. Актуализированная редакция СНиП II-26-76.

УДК 624.078

ДОБРЫНИН Р.Р., младший научный сотрудник (КузГТУ)
Научный руководитель: КУЗНЕЦОВ И.В., к.т.н, зав. кафедрой (КузГТУ)
г. Кемерово, Россия

К ВОПРОСУ О НАЗНАЧЕНИИ И РЕАЛИЗАЦИИ ДЕФОРМАЦИОННЫХ ШВОВ В КАРКАСНЫХ ЗДАНИЯХ НЕСТАНДАРТНЫХ ФОРМ

В капитальном строительстве значимую долю, как по количеству, так и по значению занимают каркасные здания. Каркас зданий в стандартной форме представляет собой шарнирно либо жестко сопряженные колонны с балками или фермами.

Однако, в зависимости от назначения здания, проектируются и возводятся и более сложные здания различных конфигураций, в основу которых входит стальной либо смешанный каркас (торговые центры, спортивные комплексы и стадионы, ангары и т. д.) [1, 2].

В таких зданиях, зачастую, несущие конструкции каркаса поддаются воздействию дополнительных внутренних усилий вследствие деформативности отдельных элементов [3].

К примеру: стальная однопролетная балка покрытия с небольшим арочным очертанием и разными отметками опирания встает на условную жесткую неподвижную опору с одной стороны, а на железобетонную колонну – с другой (рис. 1).

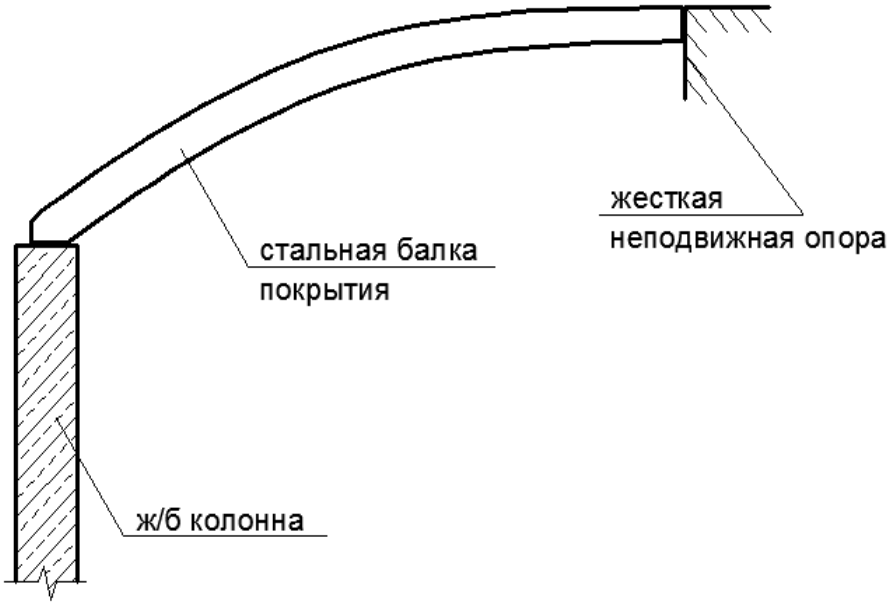


Рисунок 1 – Схема опирания стальной однопролетной балки покрытия

Стандартным решением в такой ситуации будет шарнирное опирание балки с обеих сторон. При этом ж/б колонна может быть жестко защемлена на своей опоре вследствие различных конструктивных причин (рис. 2). Из рис. 2 видно, что под действием внешних силовых факторов колонна начнет перемещаться в сторону. В этом случае в колонне возникает сложное напряженное состояние: действует продольная сила и изгибающий момент.

Для обеспечения несущей способности необходимо существенно увеличить расход рабочей арматуры. С учетом изгибной жесткости колонны, в стальной балке покрытия возникают дополнительные продольные сжимающие усилия, которые приводят к сокращению запаса прочности балки.

Решением представленной проблемы является схема, представленная на рис. 3. В месте опирания балки покрытия на колонну устанавливается подвижный шарнир, который позволяет избавиться от изгибающих моментов в колонне и дополнительных продольных сил – в балке.

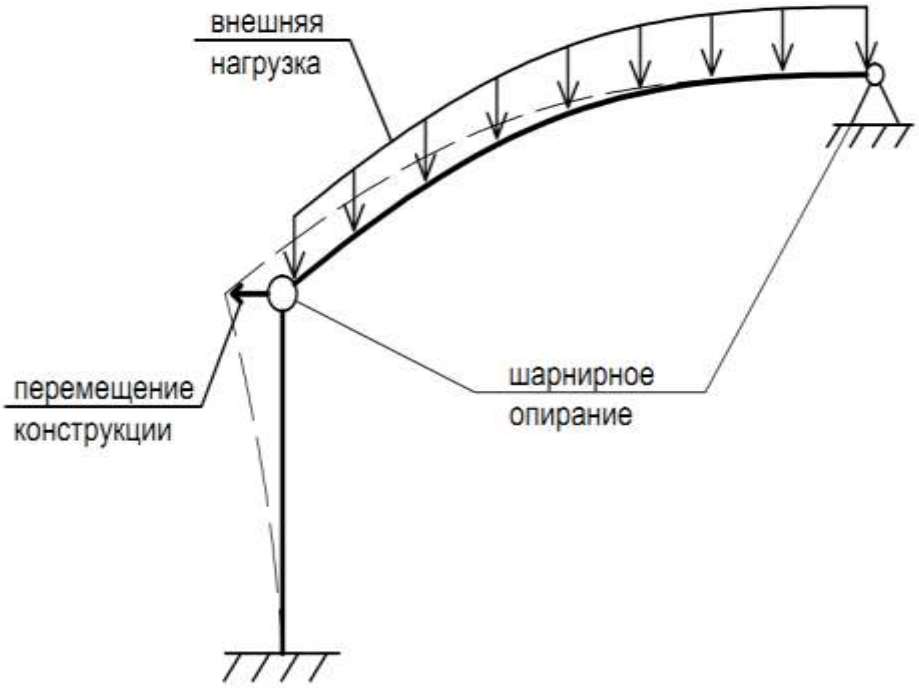


Рисунок 2 – Схема деформаций конструкции при шарнирном опирании балки покрытия

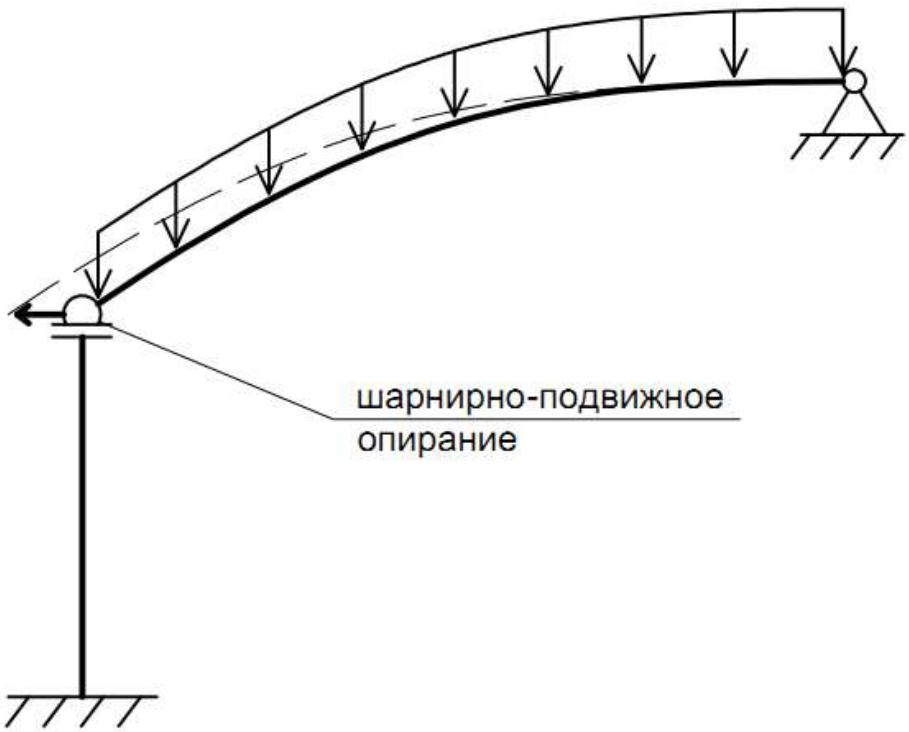


Рисунок 3 – Схема деформаций конструкции при шарнирно-подвижном опирании балки покрытия

При больших пролетах и грузовых площадях таких балок горизонтальные перемещения на опоре могут достигать десятки миллиметров. В таком случае для реализации шарнирно-подвижного узла опирания используются резиновые опорные части (РОЧ), широко применяемые в мостостроении (рис. 4) [4].

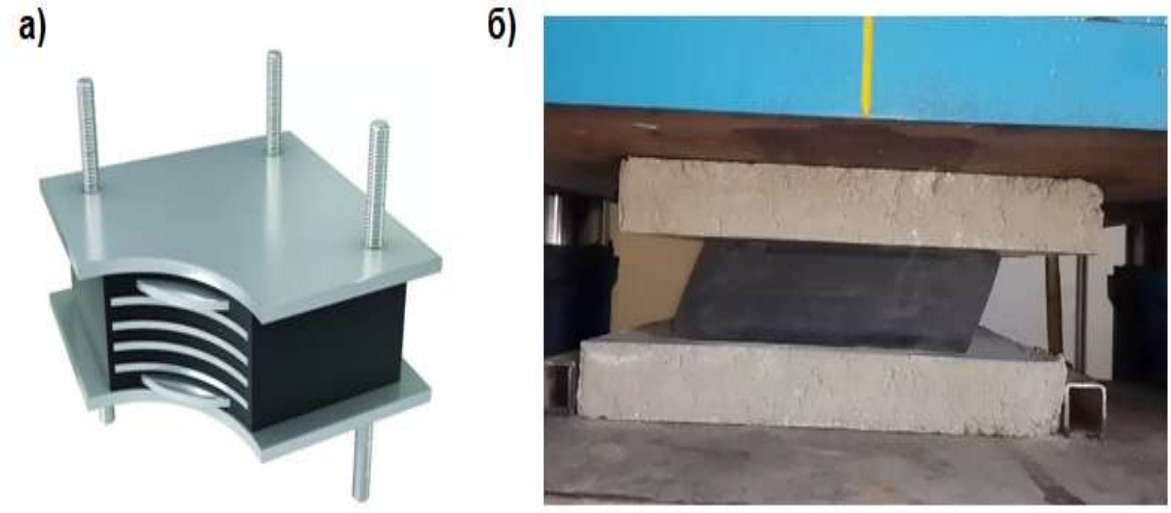


Рисунок 4 – а) 3D модель резиновой опорной части; б) горизонтальная деформация РОЧа

Таким образом, при проектировании стальных каркасов зданий нестандартных форм следует назначать дополнительные деформационные швы для предотвращения «паразитных» внутренних усилий, возникающих вследствие деформативности каркаса. При этом реализация таких швов может быть нестандартной, что показано на приведенном примере.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Кудишин Ю.И. Металлические конструкции: учебник для студ. учреждений высш. проф. образования / Ю.И. Кудишин, Е.И. Беленя, В.С. Игнатьева и др. – Москва: Издательский центр «Академия», 2011. – 688 с.

2. Горев В.В. Металлические конструкции. В 3 т. Т. 2. Конструкции зданий: Учеб. для строит. вузов / В.В. Горев, Б.Ю. Уваров, В.В. Филиппов, Б.И. Белый и др. – Москва: Высш. шк., 2004. – 528 с.

3. Катюшин В.В. Здания с каркасами из стальных рам переменного сечения (расчет, проектирования, строительство). – Москва: ОАО «Издательство «Стройиздат», 2005. – 656 с.

4. Богданов Г.И. Опорные части мостов. Ч. 1: учеб. пособие для студентов вузов. / Г.И. Богданов, С.С. Ткаченко, С.А. Шульман – СПб.: Петербургский гос. университет путей сообщения, 2006. – 32 с.

УДК 703(571.17)

ЗАХАРОВА И.В., доцент (КузГТУ)
г. Кемерово, Россия

ДОМ УПРАВЛЯЮЩЕГО КЕМЕРОВСКИМ РУДНИКОМ: К ВОПРОСУ ОБ АТРИБУЦИИ ПАМЯТНИКА АРХИТЕКТУРЫ

Дом управляющего Кемеровским рудником – старейший памятник архитектуры, первый каменный жилой дом на территории Кемерово. Строительство здания связано с деятельностью акционерного общества Кузнецких каменноугольных копей (АО Копикуз), приступившего с 1912 года к реализации планов по созданию в регионе топливно-энергетического комплекса. Строительство промышленных предприятий (шахт и коксохимического завода) и жилых поселков при них велось параллельно, на обоих берегах реки Томи. В 1915-1916 годах на правом берегу наряду с возведением типовых деревянных домов для служащих, казарм для рабочих и бараков для военнопленных было начато строительство большого каменного дома для управляющего, который долгое время так и называли – «каменный дом».

Более чем вековая история каменного дома связана с важнейшими историческими событиями и с именами многих исторических личностей, сыгравших важную роль в промышленном освоении региона, и, следовательно, в зарождении и развитии города Кемерово.

Дом строился для первого управляющего Кемеровским рудником – Владимира Николаевича Великорецкого. В его доме останавливался директор-распорядитель Копикуза Иосиф Иосифович Федорович, приезжавший из Томска на Кемеровский рудник и строящийся коксохимзавод. После решения Совнаркома о национализации Копикуза (19 февраля 1920 года) Кемеровский рудник вошел в состав Сибугля, а в каменном доме поселился управляющий Северной группы рудников Сибугля Ромуальд Эдуардович Ангевич.

В 1922 году в Кемерово для работы в созданной при поддержке В.И. Ленина Автономной индустриальной колонии (АИК) «Кузбасс» приехали первые группы иностранных колонистов. В каменном доме был организован «Дом приезжих» – гостиница для иностранных специалистов. Во время посещения Кемерова в нем останавливались члены Нью-Йоркского комитета АИК Том Риз и Паскаль Косгроув, один из создателей колонии американский профсоюзный лидер Билл Хейвуд, деятель рабочего движения Великобритании Том Манн и другие гости колонии. Самым известным жильцом дома, постоянно проживавшим в нем с 1922 по 1925 год, был директор АИК голландский инженер Себальд Рутгерс. С этих пор каменный дом стали называть домом Рутгерса. Кроме Рутгерса, в Доме приезжих

временно жили главный инженер Кемеровского рудника американец Альфред Пирсон с семьей, голландский архитектор Йоханнес ван Лохем, секретарь колонии американка Рут Кеннелл и другие иностранные специалисты. Р. Кеннелл в своем дневнике оставила описание дома: «В доме было 8 комнат, ванная, большая закрытая веранда, чердак, оштукатуренные и многоцветно разрисованные по трафарету стены, высокие потолки, надежная электропроводка, красивые ставеньки на оконцах и выложенные из кирпича печи, покрытые белой штукатуркой» [1].

В 1930-е годы в доме Рутгерса жили советские руководители Кемеровского рудоуправления. Затем в здании располагался Дом техники с библиотекой, кинотеатр, а после Великой Отечественной войны – размещался штаб по делам военнопленных. В начале 1950-х годов в доме была открыта первая на правом берегу детская музыкальная школа. В 1958 году по решению Кемеровского совета народного хозяйства в доме разместился «Кузбассгипрошахт» – только что созданный филиал Новосибирского государственного института «Сибгипрошахт». После переезда института в 1962 году в новое здание на площади Пушкина, дом Рутгерса был перестроен под детский сад.

В 1988 году исполком Кемеровского городского Совета народных депутатов принял решение о передаче здания детского сада под музей, и с 1991 года в здании находится музей-заповедник «Красная Горка». В 2007 году Дому управляющего Кемеровским рудником (Дому Рутгерса) был присвоен статус объекта культурного наследия регионального значения [2].

Таким образом, насыщенная событиями история здания достаточно хорошо исследована, известна датировка и обстоятельства его возведения. Кроме этого, необходимым элементом атрибуции архитектурного памятника является его стилистический анализ и определение авторства.

Анализируя по архивным фотографиям и немногочисленным сохранившимся проектным чертежам особенности гражданских и промышленных объектов, построенных в период 1915-1917 годов (старый вокзал, Главная контора Копикуза, контора и другие промышленные здания коксохимического завода в Кемерово), невозможно не отметить их явное стилистическое сходство, своеобразный и узнаваемый «копикузовский стиль»: простые, почти без украшений, лаконичные объемы, четкая функциональная планировка, большие обрамленные гладкими наличниками окна, крытые железом скатные крыши с бетонными карнизами, и главное – мастерское сочетание разных видов облицовки стен из песчаника теплых охристых оттенков.

Направление развития архитектуры на рубеже XIX – XX веков было связано с усилением ее рационалистических черт, введением новых технических средств и с постепенным освобождением конструкции от декора и орнамента. Архитекторы пытались, обобщив накопленный человечеством эстетический опыт, сломать привычные стереотипы, найти органическое

соединение художественных традиций и новейших технических достижений в области строительных конструкций и материалов.

Наиболее ярко эти черты проявились в стиле модерн. Архитекторы, работавшие в этом стиле, стремились к равновесию между эстетической и функциональной стороной сооружения. Стена, с их точки зрения, была не просто элементом конструкции, но прежде всего пластической скульптурой. Модерн ориентировался на естественные формы, черпая вдохновение в природном многообразии, в то же время в строительстве начали широко использоваться железобетон, металл и стекло. В позднем модерне, получившем название рационалистического, архитектура снимала с себя декор, более чисто обнажала конструкцию, что было связано с усилением влияния промышленной архитектуры на гражданскую. В 1910-е годы архитекторы начинают вновь обращаться к классицизму, сохраняя при этом приобретенный опыт модерна. Происходило более или менее органичное соединение структуры, продиктованной стилем модерн, с декоративными и конструктивными классицистическими элементами.

Все эти стилистические особенности мы видим в архитектуре Дома управляющего Кемеровского рудника, где элементы неоклассической архитектуры в эклектичной манере сочетаются с приемами, характерными для рационалистического модерна.

Строгая геометрия здания усилена упрощенными и огрубленными классическими деталями, в том числе уникальным в своем роде портиком с двумя фронтонами, отчего здание приобретает торжественный и официальный характер.

Но автор не соблюдал и строгих правил ордерной системы. Он проектировал здание «изнутри наружу», свободно оперируя объемами, и не был озабочен тем, чтобы построить строго симметричный классический фасад. Внутренняя планировка не подчиняется заданной изначально жесткой структуре фасадов, а наоборот, формирует их.

Потому и планы, и все фасады особняка асимметричны, как в модерне. Входы (их первоначально было три) сделаны там, где удобно, ризалиты (выступы на фасадах) имеют разную ширину и разное количество окон, размеры окон также отличаются друг от друга. Нарочито массивный двойной портик западной террасы поддерживается не изящными классическими колоннами, а каменными столбами (пространство между ними раньше было загорожено и представляло собой большую остекленную веранду) (рис. 1, 2).

Безусловно, мы имеем дело с архитектурой стилевой, вполне вписывающейся в контекст и логику развития и российской, и европейской архитектуры. Есть свидетельства, что строили здание австро-венгерские военнопленные, работавшие на руднике. А вот с авторством проекта вопрос до сих пор остается открытым, как, впрочем, и с авторством других объектов периода Копикуза.

Рисунок 1 – Дом управляющего Кемеровским рудником. 1916.
Фотография 1920-х гг. Из фондов музея-заповедника «Красная Горка»

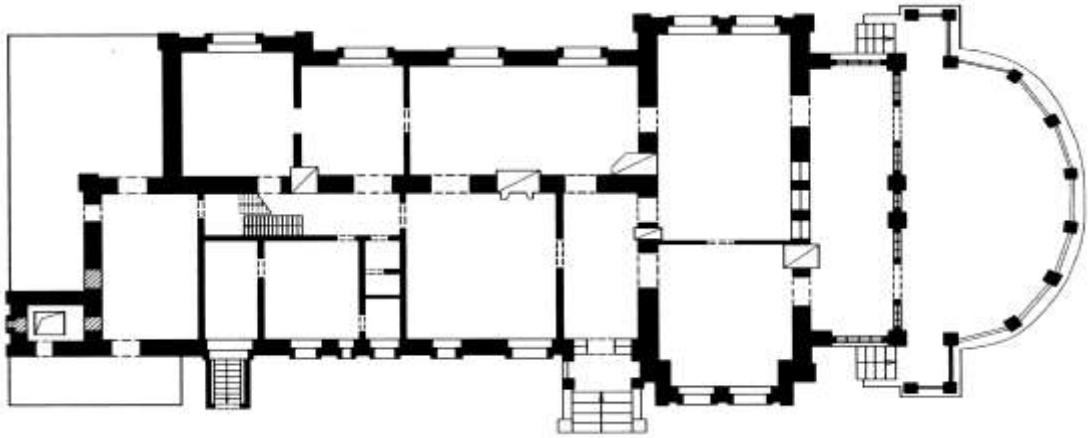


Рисунок 2 – Дом управляющего Кемеровским рудником. 1916.
План 1 этажа

В те годы профессиональным корпусом архитекторов и гражданских инженеров располагал только Томск, где находилась Контора управления предприятиями Копикуза. Известно, что проект коксохимического завода, строившегося с 1915 года, был куплен Копикузом у бельгийской фирмы «OlivierPiette», однако значительная часть рабочих чертежей не только промышленных, но и гражданских объектов и поселков Копикуза разрабатывалась томскими инженерами, преподавателями и студентами Томского технологического института. Чертежи копикузовских объектов, отложившиеся в фондах музея «Красная Горка», представляют преимущественно проекты производственных построек и авторами не подписаны. Чертежей дома управляющего среди них нет. Может быть, автором проекта дома управляющего был один из томских архитекторов или инженеров?

Первыми исследователями здания выдвигалось также предположение, что дом был построен по готовому проекту, привезенному из Европы одним из учредителей Копикуза В.Ф. Треповым [3]. Однако европейское происхождение проекта нам представляется весьма сомнительным, в первую очередь из-за ощущения некоторой «неправильности», огрубленности, композиционной неуравновешенности проекта, вызывающего сомнения в том, что автор здания был профессиональным архитектором.

Изучение литературных источников, связанных с историей Копикуза, позволяет выдвинуть еще одну версию по поводу авторства проекта здания. Как известно, параллельно с Кемеровским рудником Копикуз занимался активным развитием Кольчугинского рудника (с 1925 года – Ленинск-Кузнецкий). Застройка времен Копикуза в Ленинске сохранилась намного лучше и в гораздо большем количестве, чем в Кемерове. На улицах Ленина, Емельяновской, Калинина осталось довольно много каменных и деревянных домов для служащих, которые строились с погребами, ледниками, надворными постройками. И главный среди них – каменный дом управляющего Кольчугинским рудником, выстроенный на вершине холма, спускающегося к реке Ине. Это масштабное и представительное здание стилистически очень близко к архитектуре кемеровского дома. Сейчас в нем располагается детская художественная школа (рис. 3).

Рисунок 3 – Дом управляющего Кольчугинским рудником. 1915.
Фотография автора 2004 г.

Имя автора и строителя кольчугинского дома нам известно. Вот что писал об этом Александр Бек в книге «Главы истории Кузнецкстроя»: «Федорович назначает строителем [Кемеровского] рудника и коксохимического

завода техника Садова, с которым работал в Донбассе. […] Он сибиряк, уроженец Омска, не получивший ни высшего, ни среднего образования. Он не курил и не пил, выбился в люди из монтеров, любил Сибирь, был предан Федоровичу, как пес, и верил, что Копикуз обновит его родину. […] В четырнадцатом и пятнадцатом [годах] Садов вел строительство Кольчугинского рудника. Он закончил там проходку шахты, выстроил рабочие казармы, колонию служащих и директорский дом. Дом директора-распорядителя Садов спроектировал сам – там было два этажа, двадцать комнат, биллиардная и зимний сад, столовая на сто человек, комнаты для приезжающих, каждая с отдельной ванной и уборной» [4].

Возникает вопрос, насколько можно доверять этим сведениям? Известно, что «Главы истории Кузнецкстроя», опубликованные в 1933 году на правах рукописи «для общественного обсуждения», замышлялись как часть капитального труда «История Кузнецкстроя», одной из книг серии «История фабрик и заводов», написание и издание которой было инициировано Максимом Горьким. О Копикузе А. Бек писал на основе личных бесед с самим Иосифом Иосифовичем Федоровичем, выдающимся горным инженером, бывшим директором-распорядителем Копикуза, который в 1928 году был арестован и приговорен к десяти годам лагерей. В 1932 году лагерь был заменен ссылкой в Караганду, где Федорович работал инженером треста «Карагандауголь». В ссылку к нему в 1933 году и приезжал писатель Александр Бек. Книга Бека документальна, в ней автор приводит свидетельства не просто рядового участника событий, а организатора и руководителя всего строительства Копикуза, причем выведенного под собственной фамилией, в отличие от другой повести А. Бека – «Курако», где И.И. Федорович был «спрятан» под фамилией Кратов.

Таким образом, можно считать достоверно установленным, что дом управляющего Кольчугинским рудником строил техник Садов, обладавший большим практическим опытом самородок и самоучка, впоследствии назначенный начальником строительства Кемеровского рудника. Мог ли он спроектировать и дом управляющего на Красной Горке? Это представляется весьма вероятным, однако однозначных доказательств этому пока не обнаружено. Возможно, дальнейшие исследования позволят подтвердить или опровергнуть эту гипотезу.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Цит. по: Захарова И.В., Волкова З.Ф. Дом, в котором живет музей // Красная Горка. Вып. 17. Кемерово, 2016. – с. 18-21.

2. Постановление коллегии АКО №358 от 20.12.2007.

3. Дом Рутгерса. Паспорт памятника истории и культуры / сост. арх. Н. С. Филина. – Кемерово: НПО «Памятники Кузбасса», 1993.

4. Бек А. Главы истории Кузнецкстроя (1913-1920 гг.). – М: ОГИЗ, Государственное издательство «История заводов», 1933. С. 44-45.

УДК 624.922

КУЗНЕЦОВ И.В., к.т.н, магистр (КузГТУ)
ПОКАТИЛОВ А.В., к.т.н, директор института (КузГТУ)
г. Кемерово, Россия

ИСПОЛЬЗОВАНИЕ МЕТОДА РАСЧЕТА ИНДЕКСОВ ИЗОЛЯЦИИ ВОЗДУШНОГО ШУМА И УРОВНЯ УДАРНОГО ШУМА ПРИ ИССЛЕДОВАНИИ КОНСТРУКЦИЙ СПОРТИВНОГО ЗАЛА В Г. НОВОСИБИРСКЕ

В настоящее время при проектировании и строительстве жилых многоквартирных домов практикуется создание встроенно-пристроенных помещений, которые позволяют более эффективно использовать площадь здания и рационально использовать первые этажи.

Одной из проблем размещения на первых этажах жилых домов организаций, относящихся к спорту, питанию, развлечению является значительная шумовая нагрузка.

Уменьшение величины шума от деятельности организаций необходимо планировать при разработке проекта на возведение сооружения, но часто бывает, что приходится разрабатывать подобные мероприятия уже при существующем сооружении.

Основой комплекса мероприятий является расчет индексов изоляции воздушного шума (ИИВШ) и уровня ударного шума (ИУУШ).

Для исследования описанных выше характеристик был выбран жилой дом в г. Новосибирске с расположенным на первом этаже фитнес-центром.

Изначально были определены конструкции спортзала и объекта в целом, для которых необходимо рассчитать ИИВШ и ИУУШ: полы жилых комнат, ванных комнат, межквартирных коридоров, помещений ФОК, межквартирная стена.Далее представлены результаты аналитического расчета индексов на примере пола жилых помещений. В табл. 1 представлены нормативные показатели рассматриваемого объекта.

Таблица 1

Исходные данные

1. Тип зданий и помещений	1. Жилые здания
2. Наименование и расположение ограждающей конструкции	2. Перекрытия между помещениями квартиры и расположенными под ними ресторанами, кафе, спортивными залами
Нормируемый индекс изоляции воздушного шума Rw, дБ	3. 62

Параметры акустических составляющих устанавливаются из условия оценки однослойной плоской ограждающей конструкции сплошного сечения. В табл. 2 представлены материалы ограждающей конструкции.

Таблица 2

Материалы ограждающей конструкции

Наименование материала	**Плотность материала, кг/м^3**	**Толщина слоя, мм**	**Коэффициент плотности материала**	**Коэффициент сечения**
Монолитная железобетонная плита перекрытия	2500	250	1	1
Стяжка из цементно-песчаного раствора М150	1800	72	1	1
Шумоизолирующий материал «Пенотерм» PenoProf НПП ЛЭ	40	8	1	1

В табл. 3 представлены расчетные показатели ограждающей конструкции.

Таблица 3

Расчетные показатели ограждающей конструкции

Толщина ограждающей конструкции, мм	**Поверхностная плотность, кг/м^2**	**Коэффициент, ед.**	**Эквивалентная поверхностная плотность, кг/м^2**	**Приведенная плотность материала, кг/м^3**
330	754,9	1	754,9	2287,6

При ориентировочных расчетах ИИВШ ограждающей конструкции определяется в соответствии с формулой

$$R_{w.\text{ориент}} = 37\log M + 55\log K - 43, \quad (1)$$

где M- поверхностная плотность ограждающей конструкции, кг/м^3; K- коэффициент, учитывающий относительное увеличение изгибной жесткости ограждения из бетонов на легких заполнителях, поризованных бетонов и т.п. по отношению к конструкциям из тяжелого бетона с той же поверхностной плотностью [п. 3.3 СП 23-103-2003].

$$R_{w.\text{ориент}} = 37\log 754.9 + 55\log 1 - 43 = 63{,}5 \text{ дБ} \quad (2)$$

Расчет и построение графика частотной характеристики изоляции воздушного шума ограждения выполнен согласно п. 3.2 [СП 23-103-2003].

В табл. 4 представлены результаты определения расчетной частотной характеристики.

Таблица 4

Расчетная частотная характеристика

Расчетная частотная характеристика, дБ															
45,5	47,5	49,5	51,5	53,5	55,5	57,5	59,5	61,5	63,5	65,0	65,0	65,0	65,0	65,0	65,0

Индекс изоляции воздушного шума ограждающей конструкции с рассчитанной частотной характеристикой изоляции воздушного шума определен путем сопоставления этой частотной характеристики с нормативным спектром, приведенным в табл. 5.

Таблица 5

Определение изоляции воздушного шума

Показатель	Среднегеометрические частоты третьоктавных полос, Гц															
	100	125	160	200	250	315	400	500	630	800	1000	1250	1600	2000	2500	3150
Изоляция воздушного шума *R*, дБ	33	36	39	42	45	48	51	52	53	54	55	56	56	56	56	56

Для определения ИИВШ необходимо определить сумму неблагоприятных отклонений данной частотной характеристики от оценочной кривой. Неблагоприятными считаются отклонения вниз от оценочной кривой. За величину индекса R_w принимается ордината смещенной (вверх или вниз) оценочной кривой в третьоктавной полосе со среднегеометрической частотой 500 Гц (табл. 6).

Таблица 6

Определение индекса изоляции воздушного шума

Среднегеометрические частоты третьоктавных полос, Гц															
100	125	160	200	250	315	400	500	630	800	1000	1250	1600	2000	2500	3150
Оценочная кривая, дБ															
33	36	39	42	45	48	51	52	53	54	55	56	56	56	56	56
Расчетная оценочная кривая (смещена на 11 дБ), дБ															
44	47	50	53	56	59	62	63	64	65	66	67	67	67	67	67
Расчетная частотная характеристика, дБ															
45,5	47,5	49,5	51,5	53,5	55,5	57,5	59,5	61,5	63,5	65	65	65	65	65	65-
Неблагоприятные воздействия, дБ															
-	-	0,5	1,5	2,5	3,5	4,5	3,5	2,5	1,5	1	2	2	2	2	2

По результатам расчетов было построено семейство графиков (рис. 1).

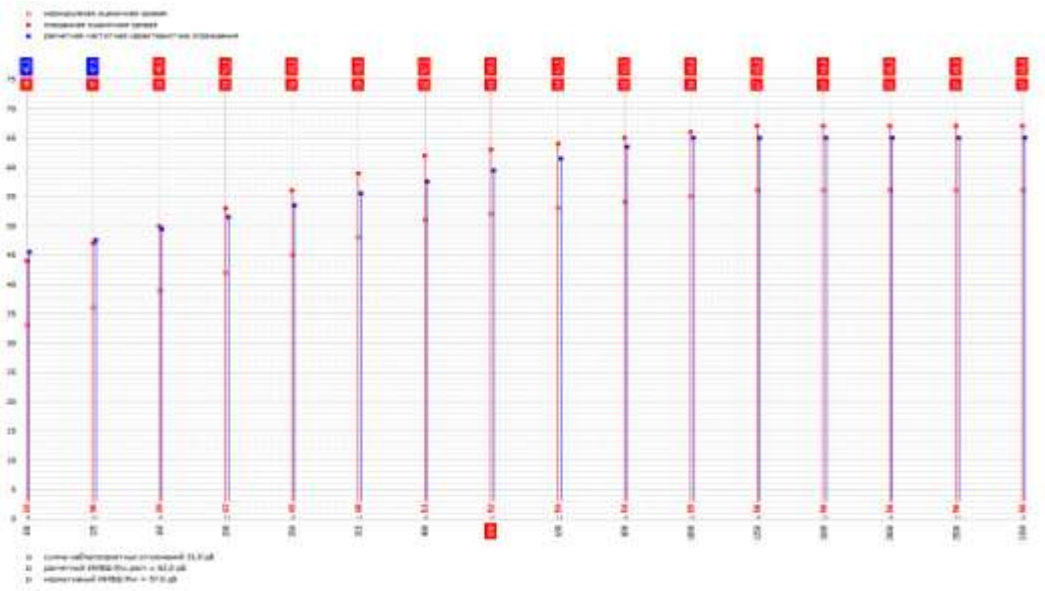


Рисунок 1 – Определение расчетного индекса изоляции воздушного шума

Сумма неблагоприятных отклонений 31,0 дБ

При определении расчетного значения ИИВШ учтены дополнительные поправки, а именно: здание из монолитного бетона (-1 дБ).

ИУУШ под перекрытием согласно СП 23-103-2003 п 3.12 определяем по формуле:

$$L_{nw} = L_{nw\,0} - \Delta L_{nw}, \tag{3}$$

где $L_{nw\,0}$- индекс приведенного уровня ударного шума, принимаемый по таблице 18 (СП 23-103-2003).

Согласно требованиям СП 23-103-2003 «Проектирование звукоизоляции ограждающих конструкций жилых и общественных зданий» в зависимости от поверхностной плотности плиты перекрытия

$$L_{nw} \leq [L_{nw}]; \quad 69{,}9 > 55. \tag{4}$$

По результатам проведенного расчета были сформулированы следующие выводы:

1. Сумма неблагоприятных отклонений 31 дБ максимально приближена к показателю 32 дБ.

2. Расчетное значение ИИВШ более величины требуемого нормируемого индекса изоляции воздушного шума 62 дБ, что соответствует нормативным требованиям.

3. Расчетное значение ИУУШ более величины требуемого нормируемого индекса 55 дБ, что не соответствует нормативным требованиям.

Метод расчета индексов изоляции воздушного шума и уровня ударного шума при проектировании конструкций здания различного назначения позволяет запланировать комплекс мероприятий для достижения необходимого уровня шума в прилегающих помещениях, установить наиболее рациональные строительные материалы для шумоподавления.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ:

1. Алешков Д.С., Бедрина Е.А., Сердюк В.С. Исследование и повышение эффективности мероприятий по обеспечению безопасных условий труда по фактору производственный шум и минимизации профессиональных рисков в цехе // Охрана труда и промышленная безопасность. 2018. Т. 3. № 4. С. 10–22.

2. Гусев В.П. Из опыта борьбы с шумом оборудования инженерных систем // АВОК: вентиляция, отопление, кондиционирование воздуха, теплоснабжение и строительная теплофизика 2012. № 3. С. 64–75.

3. Кирсанов В.В. Минимизация шума на пути его распространения способом акустической обработки помещений звукопоглощающими материалами // Вестник Казанского технологического университета. 2014. Т. 17. № 18. С. 161–163.

4. Давлетова Н.Х., Тафеева Е.А., Шакиров Б.Ф. анализ акустического загрязнения крытого спортивного сооружения (на примере ледовой арены) // Современные проблемы науки и образования. 2017. № 4.

УДК 624.922

КУЗНЕЦОВ И.В., магистр (КузГТУ)
Научный руководитель: ШАБАНОВ Е.А., к.т.н, доцент (КузГТУ)
г. Кемерово, Россия

К ВОПРОСУ ИССЛЕДОВАНИЯ СВОЙСТВ АКУСТИЧЕСКИХ МАТЕРИАЛОВ

На все времена защита строительных конструкций от шума является актуальной задачей для инженеров-проектировщиков. Зачастую решение берет свое начало еще при разработке строительно-акустических мероприятий.

Сегодня существует различное множество запатентованных мер и средств изоляции, поглощения или экранирования звука. При этом учитываются объемно-планировочные решения и конструктивные особенности,

которые изменяются на строительных объектах в соответствии с требованиями времени [1-5].

Достаточно развито производство строительных акустических материалов (герметик, плиты из пенополиуретана, демпфирующая лента, поролон, плиты из минеральной ваты, мастика, панели и т.д.) для изоляции конструкций от внешних раздражителей. А также разработаны различные ГОСТ и СП, которые регулируют требования к свойству шумоподавляющих материалов (ГОСТ 23337-2014, СП 51.13330.2011, ГОСТ Р ИСО 9612-2013).

Для проведения лабораторных исследований авторами были отобраны образцы различных производителей (рис. 1, табл. 1).

Таблица 1

Основные характеристики отобранных образцов

Название материала	**Шумозащитный экран L_{A1}**	**Плита из стекловаты L_{A2}**	**Амортизирующая звукоизоляционная плита L_{A3}**	**Синтепон L_{A4}**
Средняя шумоизоляция, дБ	36	38	37	38
Сопротивление на разрыв	Среднее	Низкое	Высокое	Низкое
Влияние различных факторов	Отсутствует	Нельзя длительное время держать в воде	Отсутствует	Нельзя длительное время держать в воде
Соответствие пожарной безопасности	Не горючий, огнеупорный	Не горючий, огнеупорный	Не горючий, огнеупорный	Не горючий, огнеупорный

Исследования в лабораторных условиях проводились на установке, собранной коллективом кафедры строительных конструкций (рис. 2).

Экспериментальная установка представляет собой комплект акустических элементов, который включает в себя: усилитель звука 1, деревянную емкость коробчатого типа 2 с уплотнением из сыпучего материала 4, источник звука 3. Измерения шума проводились с помощью шумомера, который фиксировался на высоте 50–80 см над источником звука.

Результаты проведенных исследований позволили выполнить расчет шумоподавления каждого исследуемого материала, построить график зависимости поглощения шума от частоты звука (рис. 3).

На рис. 3 четко отображено, что наиболее эффективное поглощением шума обладает амортизирующая звукоизоляционная плита (L_{A3}). Однако на частоте в 4000 Гц шумозащитный экран является более подавляющим материалом.

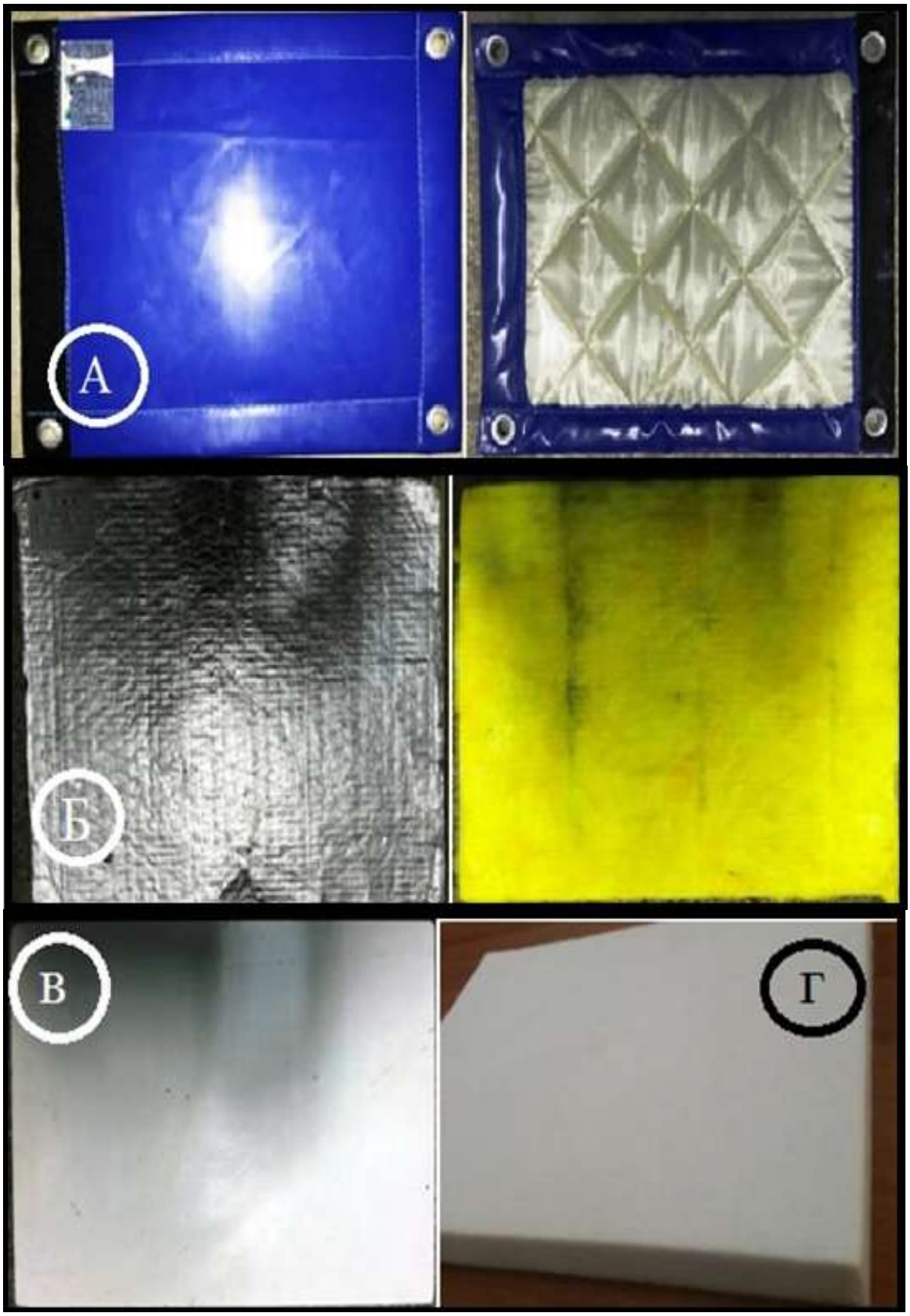


Рисунок 1 – Образцы исследуемых материалов: А – экран,
Б – стекловатная плита, В – амортизирующая плита, Г – синтепон

Рисунок 2 – Лабораторная установка для исследования шумопоглощающих материалов

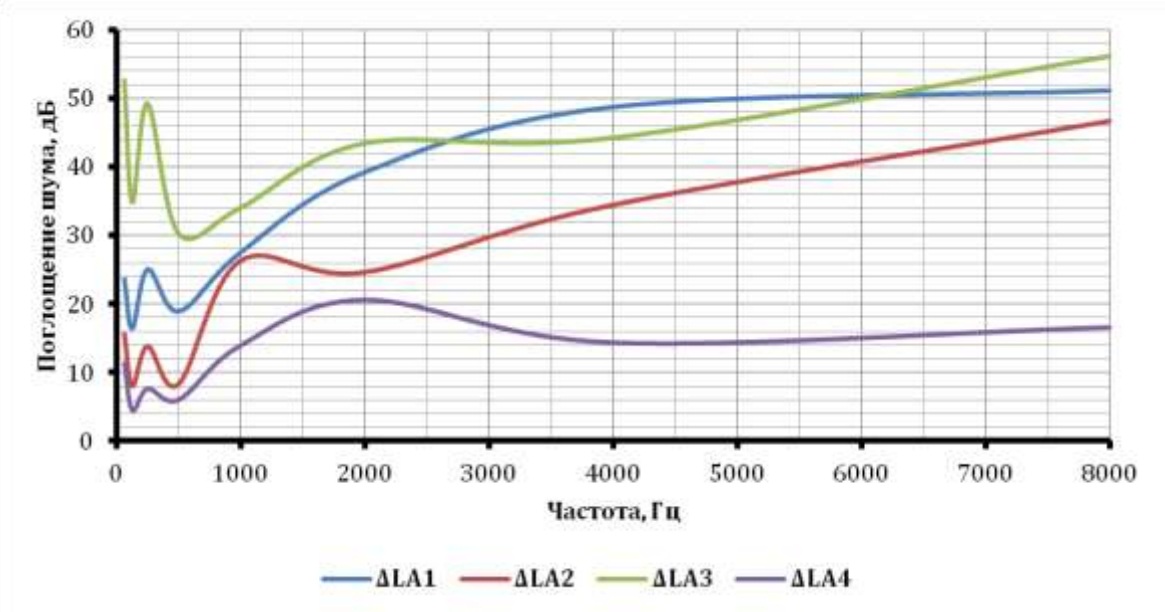


Рисунок 3 – Зависимость поглощения шума материалом от частоты звуковых вибраций

По итогу выполненных работ принято решение при проектировании шумоизолирующих строительных конструкций использовать комбинированную защиту от шума: амортизирующая звукоизоляционная плита L_{A3} и шумозащитный экран L_{A1}. Дополнительные лабораторные исследования позволили получить подавление шума в среднем на 65 дБ.

Однако приобретение и доставка данного материала – процесс сложный в связи с тем, что он производится и продается только КНР. Поэтому, по нашему мнению, целесообразно рассмотреть различные комбинации шумопоглощающих материалов отечественного производства.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Алешков Д.С., Бедрина Е.А., Сердюк В.С. Исследование и повышение эффективности мероприятий по обеспечению безопасных условий труда по фактору производственный шум и минимизации профессиональных рисков в цехе // Охрана труда и промышленная безопасность. 2018. Т. 3. № 4. С. 10–22.

2. Гусев В.П. Из опыта борьбы с шумом оборудования инженерных систем // АВОК: вентиляция, отопление, кондиционирование воздуха, теплоснабжение и строительная теплофизика 2012. № 3. С. 64–75.

3. Кирсанов В.В. Минимизация шума на пути его распространения способом акустической обработки помещений звукопоглощающими материалами // Вестник Казанского технологического университета. 2014. Т. 17. № 18. С. 161–163.

4. Матисон В.А., Тихомиров С.А., Кочетов О.С. Звукоизолирующие ограждения для производственного оборудования // Вестник МФЮА. 2012. № 1. С. 117–123.

5. Радоуцкий В.Ю., Шульженко В.Н. Характеристика звукоизоляционных строительных материалов // Вестник БГТУ. 2016. № 5. С. 64–66.

УДК 69.058.8

НОВИНЬКОВ А.Г., к.т.н., доцент (КУЗГТУ)
ПРОТАСОВ С.И.,к.т.н., профессор (КУЗГТУ)
САМУСЕВ С.И., к.т.н., доцент (КУЗГТУ)
ЗАВЬЯЛОВ А.Н., инженер (НФ "КУЗБАСС-НИИОГР")
г. Кемерово, Россия

АНАЛИЗ ВИБРАЦИИ РАБОЧИХ ПЛОЩАДОК ПРИ ПУСКО-ОСТАНОВОЧНЫХ ОПЕРАЦИЯХ НА ОБОРУДОВАНИИ

Постановка задачи. В 2019 г. было завершено строительство обогатительной фабрики на одном из угледобывающих карьеров Кузбасса. В ходе наладочных работ на оборудовании этого предприятия стационарными сейсмостанциями, расположенными недалеко от строительной площадки, были зафиксированы колебания породных и грунтовых массивов на уровнях, существенно превышающих обычный сейсмический фон для этой местности.

Характер колебаний соответствовал биению и предположительно являлся следствием работы двух или нескольких источников на близких частотах. Так как других источников стационарных сейсмических сигналов в близлежащем регионе не было, было предположено, что источником вибрации являются грохоты обогатительной фабрики и, соответственно, была

поставлена задача оценки влияния вибрации этого технологического оборудования на надежность работы строительных конструкций рабочих площадок. В рамках поставленной задачи были проведены замеры вибрации при стационарной работе оборудования, а также в режимах его пуска и останова.

Замеры производились как в основании рабочих площадок, так и непосредственно на отметках опирания рабочего оборудования (грохотов).

Используемое оборудование. Для регистрации вибрации использованы сейсморегистраторы фирмы InstantelMicroMate (Канада) в количестве 10 штук. Сейсморегистраторы предназначены для наблюдения за колебаниями поверхностей, а также для замеров избыточного давления при ведении взрывных работ.

- Источник данных: один акустический и три сейсмических канала.
- Разрядность прибора – 8.
- Диапазон регистрации скорости колебаний: 0,13 - 254 мм/с.
- Частотная характеристика: от 2 до 250 Гц при частоте дискретизации 1024 - 4096 Гц.
- Режимы записи: ручной, единичный цикл, непрерывный.

Расстановка сейсморегистраторов. Сейсморегистраторы устанавливались на продольных балках рабочих площадок между осями 16/1-17/1, 18/1-19/1, А/1-А/3, Г/3-Г/5 на отм. 14.750, 12.660 (по обе стороны грохотов №7.1.18, 7.1.21, 7.2.18, 7.2.20). Кроме того, два сейсморегистратора устанавливались на площадках под оборудование в осях 18/1-19/1, Г/3-Г/5 на отм. 8.800 и в осях 19/1, Г/3 на отм. 22.000.

Режимы работы оборудования, при которых происходила регистрация вибрации. В соответствии с техническим заданиемопределение параметров вибрации производилось при пяти режимах пуска и останова технологического оборудования:

- Пуск секции № 1 без угля в грохотах. Запуск грохотов секции №1 с последующей загрузкой технологической цепочки до 450 т/час. Останов грохотов секции № 1 без опорожнения угля. Пуск секции №1 без угля в грохоте. Запуск грохота с последующей загрузкой технологической цепочки до 450 т/час. Остановка грохота. Окончанию работы по данной схеме соответствовал останов технологической цепочки до грохота, загруженного углем, и продолжение работы оборудования после грохота.
- Пуск секции № 1 с углем. Опорожнение грохотов от угля. Останов секции №1.
- Пуск секции № 2 без угля в грохотах. Запуск грохотов секции № 2 с последующей загрузкой технологической цепочки до 450 т/час. Останов грохотов секции № 2 без опорожнения угля.
- Пуск секции № 2 с углем. Опорожнение грохотов от угля. Останов секции № 2.

- Одновременный пуск секций № 1 и 2 без угля в грохотах. Запуск грохотов секций № 1 и 2 с последующей загрузкой технологических цепочек до 450 т/час. Опорожнение грохотов секций № 1 и 2 от угля. Останов секций № 1 и 2.

Методика проведения виброиспытаний. Регистрация колебаний каждым сейсморегистратором начиналась после срабатывания триггера на включение записи, установленного на уровне 0,3 мм/с. После срабатывания триггера запись колебаний продолжалась в течении 90 с. Если после истечения этого времени уровень колебаний по-прежнему превышал уровень срабатывания триггера, то запись возобновлялась. Цикл повторялся до тех пор, пока уровень колебаний не опускался ниже величины 0,3 мм/с или до окончания испытаний. Первичными результатами являлись записи скоростей колебаний и значения максимальных скоростей колебаний по каждой из трех компонент: вдоль осей X, Y и Z. Значения динамических перемещений определялись численным интегрированием записей скоростей в соответствии с заводским алгоритмом фирмы Instantel. Пример записи скоростей для одного из 90-с интервалов приведен на рис. 1.

Кроме того, на каждом этапе испытаний определялись спектры Фурье как для стационарного режима работы оборудования, так и в зоне пуско-остановочных операций. Пример спектра Фурье в переходном режиме приведен на рис. 2.

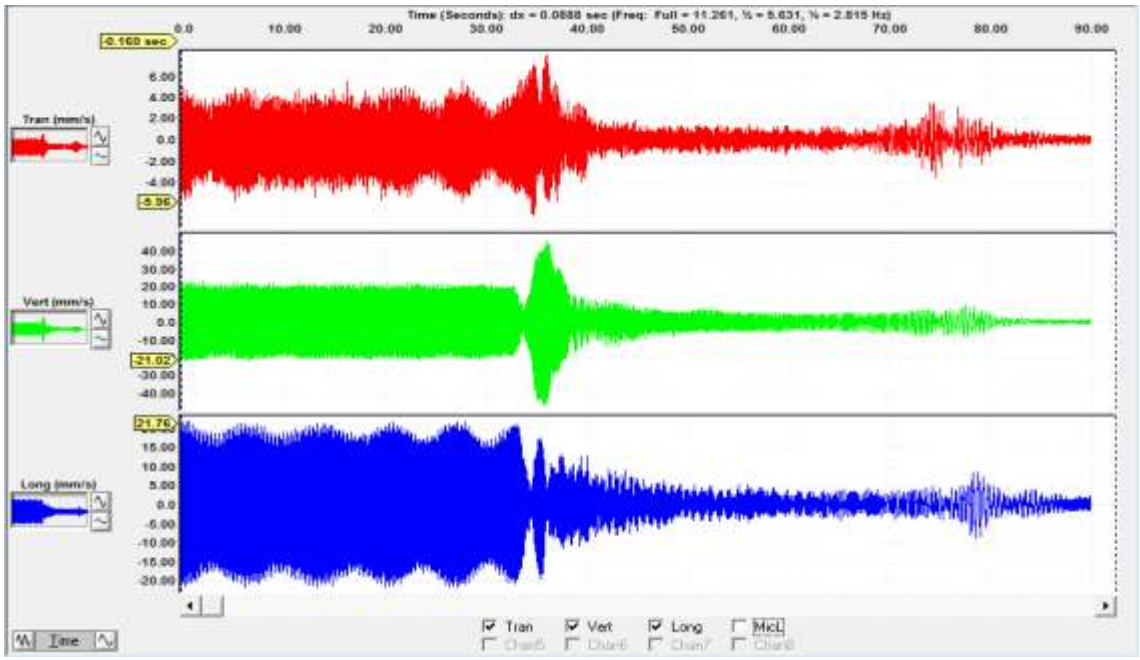


Рисунок 1 - Скорости колебаний, мм/с, в режиме останова неопорожненных грохотов.
Длительность фазы перехода через резонанс – 5 секунд.
Красный и синий цвета – поперечная и продольная компоненты колебаний соответственно, зеленый цвет – вертикальная компонента

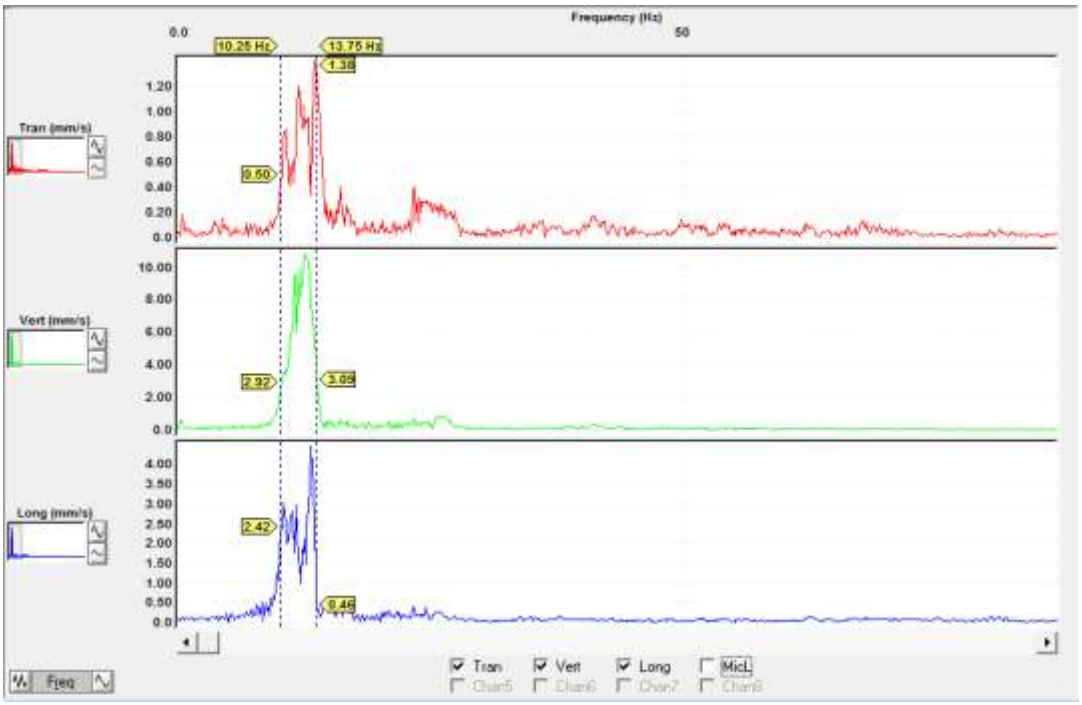


Рисунок 2 – Спектр Фурье для скоростей колебаний в зоне перехода через резонанс. Размытый спектр в диапазоне 10.25–13.75 Гц

Предельно допустимые скорости колебаний. Предельно допустимые скорости колебаний в горизонтальной плоскости определялись по Приложению Б.2.1, табл. Б.1 [1] и составили: 10 мм/с – для продолжительной вибрации, 40 мм/с – для непродолжительной вибрации. Данная таблица из ГОСТ Р 52892-2007 принята по нормам Германии [2].

Для определения предельно допустимых скоростей колебаний в вертикальной плоскости использованы положения п. 5.2 и 6.2 [2], в соответствии с которыми предельно допустимые значения скорости колебаний в вертикальной плоскости составляют 20 мм/с для непродолжительной вибрации и 10 мм/с для продолжительной вибрации. При этом отмечается, что продолжительная вибрация ниже указанных значений не вызывает повреждений в перекрытиях производственных и административных зданий даже при достижении максимальных расчетных напряжений. При этом особо отмечается, что, при таком уровне колебаний возможные легкие повреждения не должны автоматически связываться с вибрацией, а необходимо тщательное изучение причин их появления. Также в п. 6.2 [2] отмечается, что данный уровень продолжительной вибрации является отчетливо различимым по отношению к человеку. Уровень непродолжительной вертикальной вибрации в 20 мм/с не предполагает снижение функциональной пригодности балок и плит перекрытий по п. 6.2. [2]. Следует отметить, что как по Приложению Б.2.1, табл. Б.1 [1], так и по п. 5.2 и 6.2. [2] пиковые скорости колебаний в вертикальной плоскости ограничиваются только для конструкций перекрытий и не нормируются для колонн.

Результаты виброиспытаний. Причиной биения (периодического нарастания и затухания амплитуды колебаний) является работа технологического оборудования на близких частотах. Так, например, частота изменения скорости колебаний f_1 грохота № 7.1.21 составляла 15,14 Гц. Частота изменения скорости колебаний f_2 смежного с ним грохота № 1.1.18 составляла 15,30 Гц. В этом случае расчетная частота биений составляет f=0,16 Гц, а период биений составляет T=1/f=6,25 с, что хорошо согласуется с наблюденными величинами. Аналогичное биение наблюдается и для грохотов № 7.2.18 (частота изменения амплитуды скорости равна 15.19 Гц) и № 7.2.20 (частота изменения амплитуды скорости равна 15.09 Гц). В этом случае период биений составляет 10 с, что подтверждалось экспериментально. Взаимное влияние смежных грохотов соседних секций (например, грохотов № 7.1.18 и 7.2.18) минимально и не приводит к существенному увеличению колебаний.

Увеличение амплитуды скоростей и перемещений при переходных режимах (пуски и остановы оборудования) связан с переходом через резонансную область собственных частот колебаний строительных конструкций в диапазоне 2,5–3,5 и 10,5–13,5 Гц.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. ГОСТ Р 52892–2007. Вибрация и удар. Вибрация зданий. Измерение вибрации и оценка ее воздействия на конструкцию. М. 2008.

2. DIN 4150-3:1999. Structural Vibration. Effects of Vibration on Structures. 1999.

УДК 721.001

ПЕТЕРС Е.В. доцент (КузГТУ)
г. Кемерово, Россия

ТЕОРИЯ И ПРАКТИКА ПРОЕКТИРОВАНИЯ И СТРОИРТЕЛЬСТВА ДЕТСКИХ ДОШКОЛЬНЫХ УЧРЕЖДЕНИЙ В КУЗБАССЕ

В настоящее время в Кузбассе широко развернулось строительство социальных объектов, в том числе образовательных учреждений. Современный уровень развития общества, новые требования к организации учебных процессов, ужесточение санитарно-гигиенических норм и необходимость повышения эстетических показателей и комфортности среды обусловили разработку новых подходов к проектированию и строительству гражданских зданий.

Одной из актуальных задач является разработка проектов детских дошкольных учреждений. Специалисты ГБУ ПИ «Кузбасспроект» работа-

ют над созданием концепции оформления детских садов для Кемеровской области-Кузбасса. Основная цель концепции – сформулировать основные принципы дизайна интерьеров детских дошкольных учреждений для создания новой образовательной среды, создание выразительного внешнего облика зданий (рис. 1). В круг задач входит

– создание узнаваемого стиля в дизайне экстерьера и интерьеров детских дошкольных учреждений;

– поддержка бренда «Кузбасс» (оформление помещений и площадок по темам, связанным с достопримечательностями и особенностями региона);

– формирование интереса к изучению истории, культуры и традиций Кузбасса с помощью создания образовательной среды нового типа;

– формирование гражданской позиции, патриотическое воспитание;

– разработка образцов и референсов, создание эффективных проектов для повторного применения.

Рисунок 1 – Проекты детских садов в пгт. Яшкино и д. Береговая (генеральный проектировщик ГБУ ПИ «Кузбасспроект»)

В настоящее время образовательный процесс не ограничивается развивающими занятиями, дизайн помещений, декоративное оформление поверхностей, предметное наполнение среды формирую интересы и мировоззрение ребенка, стимулируют его творческую и познавательную активность.

Предметно-пространственная среда, в которой находится ребенок, оказывает воздействие на развитие его умственных, коммуникативных способностей, активно влияет на формирование эмоционального восприятия, социальную адаптацию и т. д. Соответственно, пространство помещений детского сада должно быть организовано таким образом, чтобы повышать творческую активность детей, способствовать социальному взаимодействию с педагогами и наставниками, родителями и друг с другом.

В современном мире интерьеры детского сада становятся участниками образовательного процесса. С целью повышения интереса у детей в декоре используются забавные изображения знакомых персонажей, обучающие элементы: буквы, цифры, бизи-борды, трансформируемые элементы, магнитные поверхности, специальные стенды для размещения учебных пособий и экспозиции детских работ, маркерные и грифельные доски. Поверхности с меловым и магнитно-маркерным покрытием стали почти обязательным элементом декора групповых помещений. У дошкольников они пользуются неизменным успехом, позволяют готовиться к обучению в школе.

В рамках образовательного процесса и для обучающих игр рекомендуется использовать тематические интерактивные настенные панели из МДФ с антибактериальными свойствами, с применением безвредных красок на водной основе. Предлагается использовать мобильные конструкции как демонстрационные стенды для размещения детских работ, фотографий или обучающих материалов. Дополнительно при помощи таких стендов можно зонировать пространство, временно разделять его в процессе игр или использовать как ширму для организации театральных представлений. Для размещения учебных пособий или детских рисунков активно используются войлочные поверхности(например, в виде облаков, деревьев, домиков) [4].

Интерактивные элементы превращают пространство группового помещения в удобный и эффективный инструмент творческого развития ребенка, побуждают детей к самостоятельности, проявлению инициативы, изобретению новых игр и занятий, стимулируют активность в удобное время, поскольку рисование становится доступным в течение всего дня [1].

Создание интересных, информационно наполненных интерьеров развивает интерес к изучению краеведения, что, в свою очередь, способствует развитию личности ребенка, осознанию себя в мире. Изучение родного края в непринужденной игровой форме способствует решению актуальных педагогических задач, таких как формирование нравственных понятий:

«малая родина», «семья», «народ», «народность» и т. д. Знакомство с краеведением с раннего возраста помогает развитию навыков общения, включению каждого ребенка в коллективную творческую деятельность, саморазвитию и самореализации.

Применение технологии продуктивного обучения помогает детям получать важные практические навыки (аппликация, роспись, лепка, конструирование, моделирование из природных материалов и т. п.) и создавать тематические проекты. Краеведение может стать эффективным средством гармоничного развития личности, культуры и духовного мира, воспитания гражданской позиции. Создание комфортного образовательного пространства становится возможным при комплексной разработке дизайна интерьеров и участка детского сада.

Принципы, учитывающие современные социально-экономические условия, динамику образовательного процесса и значимость влияния окружающей обстановки на подрастающее поколение, которых необходимо придерживаться: открытость, просторность, мобильность, креативность пространств.

Обеспечение принципа открытости пространства подразумевает обеспечение полного свободного доступа ко всему оборудованию игровой комнаты, помещений для занятий, сенсорным комнатам, шахматным студиям, студиям моделирования и инженерно-технического творчества и т. п. В то же время одной из важных задач является возможность создания некого личного пространства для тихого отдыха ребенка, где он может почувствовать относительное уединение.

Принцип мобильности в интерьере обеспечивается вариативностью организации внутреннего пространства, возможностью его трансформации и изменения в соответствии с потребностями игр или занятий.

Принципу креативность отвечает создание необычной, интересной для ребенка среды, в которой он хотел бы находиться, играть, которую хотел бы изучать и исследовать [2].

На основании этих принципов создаются условия для комфортного пребывания детей в детском саду. Ощущение безопасности, комфорта и вовлеченности способствует значительному повышению показателей эффективности образовательного и воспитательного процессов.

Уверенность и спокойствие ребенка, находящегося в образовательном пространстве, также являются необходимым условием правильной организации интерьера. Одним из факторов, обеспечивающих такие условия, должно стать цветовое решение интерьера, подчеркивающее функциональную организацию и характерные особенности пространства. Кроме того, цветовое решение, общее колористическое решение интерьера и возможное присутствие акцентов должно учитывать возрастные особенности развития и визуального восприятия детей.

Цветовое решение определяется в зависимости от функционального

назначения помещений, с учетом психоэмоционального воздействия цвета. Несмотря на бытующее мнение, что дети предпочитают яркие цвета, интерьер не должен быть ими перегружен. Дети должны чувствовать себя в помещении комфортно, не теряясь в обилии ярких красок. Чтобы пространство не выглядело однообразным, во избежание монотонности расставляются цветовые акценты.

К материалам, применяемым в отделке детских дошкольных учреждений предъявляются повышенные требования. В отделке помещений рекомендуется использовать натуральные фактуры и цвета с высокими эстетическими качествами (дерева, зелени, воды и т. п.). Материалы должны иметь необходимые сертификаты, подтверждающие их экологичность, санитарно-гигиенические характеристики, пожарную безопасность и т. п.

В отделке используются высококачественная штукатурка, окраска, фотопечать на стеклохолсте, облицовка керамической или керамогранитной плиткой. Изображения на стенах могут быть нанесены при помощи краски и трафаретов, могут быть выполнены художником-профессионалом по согласованным эскизам, напечатаны на стеклохолсте либо на самоклеющейся пленке и помещены на стену.

Подобные акценты вызывают интерес у детей, они с удовольствием разглядывают и изучают яркие изображения, которые стимулируют развитие фантазии и могут использоваться при проведении занятий. Пространство и отдельных групповых помещений, и всего детского сада должно выглядеть целостно, без разрозненности в деталях и лишних членений, элементы должны быть логично связаны между собой перетекающими линиям и цветами [3].

Для создания впечатления стилевого и смыслового единства, специалисты ГБУ ПИ «Кузбасспроекта» разработали варианты тем, связанных с идеей краеведения, которые можно использовать в оформлении интерьеров детских садов (а также учреждений дополнительного образования и начальной школы). Вот примерный перечень, который может расширяться и дополняться:

- путешествие по Кузбассу (или 7 чудес Кузбасса);
- природа Кузбасса (животный и растительный мир, горы, реки);
- Томская писаница (древний мир, петроглифы);
- Кузнецкая крепость (история освоения Сибири);
- Тюльберский городок;
- резное кружево (деревянное зодчество),
- Кузбасс космический;
- профессии Кузбасса;
- хоккей с мячом – бенди;
- Кузбасс – родина динозавров,
- Кемеровская роспись;

– берестяная сказка;
– Кузнецкая матрешка;
– горнолыжный спорт,
– Кузбасс – родина чемпионов (волейбол, бенди);
– загадка Кузнецкого края – йети;
– центр традиционных ремесел

Использовать перечисленные темы можно не только в интерьерах, но и в организации и благоустройстве уличных игровых площадок.

В соответствии с разработанной концепцией важной задачей оформления интерьера становитсязнакомство детей с уникальных и наиболее значимыми историческими, культурными и природными объектами Кузбасса. Цель декоративного оформления и предметного наполнения пространства – воспитание бережного отношения к культурному и духовному наследию своего региона.

Для выявления отличительных черт Кузбасса в оформлении помещений могут быть использованы стилизованные карты Кемеровской области с обозначением основных достопримечательностей или места, в котором расположен детский сад (рис. 2).

Рисунок 2 – Фрагмент оформления стены в детском саду
в Новоильинском районе, г. Новокузнецк

Панно с изображением характерных городских объектов, узнаваемых и знакомых каждому горожанину было разработано для оформления детского сада в Новоильинском районе г. Новокузнецк (рис. 3). В групповых помещениях для детей старшего дошкольного возраста изображения могут сопровождаться крупными надписями для стимуляции познавательной активности, получения новых знаний, навыков чтения и письма, изучения и исследования родного края.

Рисунок 3 – Фрагмент оформления стены в игровой комнате в детском саду в Новоильинском районе, г. Новокузнецк

При воплощении тем, связанных с историей освоения Кузбасса, в оборудовании уличных игровых площадок предполагается использовать МАФ из природных материалов – бревен, брусьев и т.п., имитирующие крепости или деревянные домики. Для декора интерьеров подойдут карты, изображения крепости, настенные панно, игровые домики, реечный декор (например, Himmel – металлические рейки с покрытием под дерево), веревочные конструкции для лазания

Яркой темой для дизайна интерьера может стать Томская писаница. Этот уникальный памятник наскального искусства по праву считается достоянием и гордостью не только Сибири, но и всей России. На скальном массиве на берегу р. Томь насчитывается около 300 изображений.

Эти мотивы могут использоваться и при проведении развивающих и творческих занятий. Например, дети могут расписывать небольшие камешки собственными «петроглифами» и своими рукамисоздавать декор для группы. Расписанными камешками предлагается наполнить неглубокую емкость и использовать их для лечебной ходьбы – массажа ног в групповом помещении или в сенсорной комнате. Таким образом, дети не только вовлекаются в познавательный и обучающий процессы, но и участвуют в создании уюта и особой атмосферы в детском саду, формируют бережное отношение к истории и природе родного края. В интерьерах помещений могут использоваться традиционные мотивы и орнаменты деревянного зодчества. Это дает возможность не только оформить помещение, но и в игровой форме познакомить детей с традиционными приемами обработки дерева, научить их понимать и ценить красоту традиционной сибирской архитектуры. Таким образом, дизайн у детей формируется бережное отношение к историко-культурному и историческому наследию. Для размещения объявлений, экспозиции детского и т. п. предлагается использовать декоративные рамы, похожие на традиционные наличники. Ежедневную информацию (меню, графики дежурств и др.) можно помещать в стилизован-

ные изображения деревянных домиков. Визуально «поддержать» тему можно за счет применения в отделке материалов, имитирующих дерево – деревянных или металлических, декорированных под деревянные, реек, меловых поверхностей, пробковых панно.Декор помещения для маленьких детей должен быть достаточно простым и понятным. Использование Кузнецкой матрешки подходит для этого как нельзя лучше. Матрешка – традиционная русская игрушка, добрая и интересная для детей самого маленького возраста. На примере матрешки в игровой форме легко знакомить детей с понятиями «большой-маленький», «больше-меньше» и т. д. Искусство создания кузнецкой матрешки постепенно утрачивается, поэтому особенно важно познакомить детей с этим видом народных промыслов, а, возможно, в дальнейшем и возродить его. Сюжетные изображения матрешек могут быть использованы в разных помещениях: игровых комнатах, изостудии, коммуникационных помещениях и т. п.

Общую идею оформления интерьера можно поддержать за счет оборудования пространства специальной мебелью. Например, «столами-матрешками». Столы «штабелируются» или задвигаются друг под друга, легко перемещаются по комнате, универсальны в использовании.

Стимулировать развитие художественного вкуса, творческих способностей и практических навыков в рисовании поможет применение в декоре помещений мотивов местной кемеровской росписи. Характерная особенность кемеровской росписи – отсутствие стереотипов, свободная интерпретация классических канонов. Это дает широкий простор для развития фантазии. В рамках этой темы предлагается оформление помещений в духе старинной горницы или парадных палат. Раппорты расписных рисунков могут служить простым и эффектным декором в коммуникационных помещениях – коридорах и на лестницах.

История о снежном человеке – йети – активно продвигается и поддерживается в Кузбассе, что способствует развитию туризма в южной части края. С помощью забавной легенды дети знакомятся с родной природой. Благоустройство игровых площадок или физкультурного зала может включать полосу препятствий для активных игр, брусья, бревна, веревочные элементы. Для групповых помещений может быть использована тема похода, исследования природы Кузбасса, поиска загадок родного края. При этом шуточный образ йети может быть использован в качестве главного героя (рис. 4).

Актуальной для оформления помещений для детей старшего дошкольного возраста, помещений дополнительного образования, студии инженерно-технического творчества является тема «профессии Кузбасса». Дизайн, посвященный этой тематике, способствует ранней профориентации детей, формирует основы для дальнейшего образования. В рамках этой тематики в оформлении помещений используются изображения профессий, специализированной техники или процессов.

Рисунок 4 – Фрагмент интерьера физкультурного зала в детском саду в г. Полысаево

Оформление стен и игровое оборудование призваны помочь детям познакомиться с разными профессиями. В оформления детского сада в г. Юрга предлагается использовать панно с изображением разных профессий (рис. 5). Веселые изображения вызовут у ребенка интерес, а зеркальная пленка на месте лица позволит «примерить» профессиональные образы.

Рисунок 5 – Фрагмент декоративного панно, разработанного для детского сада в г. Юрга

Рисунок 6 – Эскиз оформления стены в игровой комнате в детском саду в г. Юрга

Главная профессиональная специфика Кузбасса – угольная отрасль – может выражаться во включении в структуру уличных игровых площадок стилизованных машин и техники с двигающимися элементами (ковшом, поворачивающейся кабиной и т.п., организацию искусственного рельефа для игр («Угольный разрез»). Подобные площадки уже реализованы на территории области и пользуются большим успехом у детей разного возраста. Игровая комната или студия инженерно-технического творчества могут стать настоящим полигоном, на котором дети попробуют себя в разных видах деятельности и приобретут полезные навыки.

Всестороннее развитие детей и молодежи, формирование здорового образа жизни – один из приоритетов современного воспитания. Актуальной является тема спорта и спортивных достижений. Визуальный ряд, разработанный для оформления интерьеров детских садов, знакомит детей с различными видами спорта, призван вызвать интерес и желание заниматься ими. Акцентными элементами могут стать изображения видов спорта, в которых наши земляки достигли особых высот – бенди, волейбол, горнолыжный спорт. Для создания в детском саду веселой атмосферы спортивных игр рекомендуются рисунки покрытия с использованием соответствующей символики. При устройстве напольных покрытий рекомендуется линолеум разных цветов, наливной эпоксидный пол с рисунком или ковровое покрытие с принтом. Для детских садов в г. Полысаево и пос. Елань были разработаны ковровые покрытия, имитирующие разметку поля для бенди, волейбольной, баскетбольной и площадок, футбольного поля, беговой дорожки.

Значительным потенциалом для создания интересного, эмоционально и информационно насыщенного интерьера обладает космическая тематика, Основной идеей дизайна интерьера детского сада в г. Прокопьевск

стало знакомство детей с устройством вселенной, с ее основными закономерностями и интересными фактами. Учитывая особенности детского возраста при разработке дизайн-проекта, архитекторы старались преподносить информацию было максимально просто и эффектно. Экспозиция, посвященная космосу, может содержать представленную в игровой форме информацию, посвященную уроженцу Кемеровской области А. А. Леонову – первому космонавту, вышедшему в открытый космос. Экипаж «Союз-5» вошел в историю космонавтики, как совершивший стыковку двух космических кораблей. Командир экипажа «Союз-5» Б. В. Волынов жили учился в Кузбассе. В 1968 г. были открыты астероиды, получившие название «Кузбасс» и «Вера Волошина». В 1970 г. был открыт астероид «Кемерово».

На улице создать пространство для тематических игр и стимулировать познавательную активность помогут игровые площадки с МАФ – «космическими кораблями», макетами солнечной системы, различными игровыми и обучающими элементами. В Кузбассе уже использовались тематические «Космические площадки», разработанные компанией «Умничка», создающей оборудование и игрушки для развития детей [6]. Одним из вариантов оформления интерьера может быть «космическое» оформление потолка. В интерьер рекомендуется включать игровые фигуры, элементы мебели, магнитно-меловые поверхности, оформление стен могут дополнять тематические бизи-борды. Фотопечать на стеклохолсте позволит создать необыкновенную атмосферу космического пространства, межгалактического корабля или дальней планеты. Примером могут служить панно, разработанные для детского сада в г. Прокопьевск (рис. 7).

Рисунок 7 – Декоративные панно, разработанные для оформления детского сада в г. Прокопьевск

Неисчерпаемой темой для разработки интерьеров является природа. Изображения животных – представителей местной фауны – предлагается размещать на стенах. Если высота иллюстрации будет соответствовать реальному росту животного, ребенок может получить представление о его размерах, сравнить их со своим ростом. С этой целью на стену с изображением животных, обитающих в нашей области, может быть нанесена ростовая разметка. Картинки с животными, нанесенные на шкафчики, что будет способствовать запоминанию. Игры- «ходилки», нанесенные на стену, создадут веселую атмосферу, вызовут интерес к путешествиям и краеведению (рис. 8).

Рисунок 8 – Фрагмент оформления группы в детском саду в д. Береговая

Стилистика изображений может быть самой разной – от упрощенного рисунка для малышей до реалистичного для детей старшего дошкольного возраста. В групповом помещении или физкультурном зале предлагается организовать зону для активных игр, так как дети много двигаются. Например, можно разместить на полу классики, положить на пол ковер с игрой «Твистер», где вместо геометрических фигур и линий можно использовать изображения животных. Кроме того, изображения деревьев и животных могут быть объемными и использоваться для игр или как скамейки (параметрическая мебель).

Создание новой образовательной среды за счет организации информационно наполненного пространства дошкольных учреждений позволит детям удаленных населенных пунктов, не имеющим возможности регулярно посещать музеи, выставки или другие просветительские мероприятия, получать знания и навыки широкого спектра и высокого уровня. Создание

типологии интерьеров по темам краеведения Кузбасса систематизирует и упростит процесс проектирования и строительства детских дошкольных учреждений.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. https://futurerussia.gov.ru/nacionalnye-proekty/619475.

2. Слободчикова В.И. О понятии образовательной среды ы концепции развивающегося образования / В.И. Слободчикова. М.: Экопсицентр РОСС, 2000. – 230 с.

3. Оформление интерьеров и предметно-развивающей среды образовательных учреждений, реализующих образовательную программу дошкольного образования : методическое пособие / В.О. Рыжиков, Е.Н. Даутов, Д.М. Харитонова. – М., 2013. – 253 с.

4. Лебедев, А. Руководство по оформлению школ. Рекомендации по оформлению интерьера, графических материалов и навигационных элементов / А. Лебедев. – М.: МАРХИ, 2016. – 1126 с.

5. Николаева С.Н. Методика экологического воспитания дошкольников: учебное пособие для студентов учреждений среднего профессионального образования. 5-е изд., стер. / С.Н. Николаева. – М.: Академия,2011. – 224 с.

6. https://xn--80apggf8a5a.xn--p1ai/product/kosmicheskaya-ploschadka-umnichka.

УДК 624.922

ТРЕТЕНКОВ И.В., к.г.-м.н., доцент (КузГТУ)
ПОКАТИЛОВ А.В., к.т.н, директор института (КузГТУ)
г. Кемерово, Россия

ИССЛЕДОВАНИЕ ШУМОПОДАВЛЕНИЯ КОНСТРУКЦИЯМИ СПОРТИВНОГО ЗАЛА, РАСПОЛОЖЕННОГО В ЖИЛОМ ЗДАНИИ

Физкультурно-спортивная среда городов представляет собой сложную систему, характеризующуюся воздействием комплекса факторов на здоровье лиц, занимающихся физической культурой и спортом. В последнее время наблюдается все более интенсивное воздействие физических факторов на спортивную городскую среду, среди которых особое место занимает шумовое загрязнение.

Анализ исследований показывает, что акустическое загрязнение физкультурно-спортивной среды городов с каждым годом становится значительнее. Это обусловлено тем, что помимо непосредственного акустического загрязнения, связанного с особенностями различных видов спорта,

наблюдается появление новых источников шума, а существующие источники шума возрастают. Этот факт связан, прежде всего, с развитием городов, ростом объемов и темпов строительства, развитием транспортного комплекса [1-4].В 2019 г. фитнес-клубе «ExtreemFitness» (г. Новосибирск) было произведено визуальное и инструментальное обследование помещений ФОК и непосредственно квартир жилого дома, расположенных над спортзалом, на предмет оценки шумоподавления конструкциями спортивного зала, а также влияния шума от тренажеров на жилые помещения объекта. Для этого проводился экспертный осмотр с применением шумомера «DIGITALSOUNDLEVELMETER 130 dBc» (GM1356), рулетки метрической (5 м), программы «Сейсмограф» для iOS по шкале Меркалли (рис. 1, 2). Предварительно был исследован проект на строительство самого здания и спортивного зала.

Рисунок 1 – Зал силовых тяговых станков

Рисунок 2 – Толщина конструкции пола

В процессе осмотра установлено, что в фитнес-центре использованы следующие строительные материалы для отделки полов, стен и потолка:

1) пол – РЕГУПОЛ, уложенный на монолитное железобетонное перекрытие – 6 мм;

2) стены – штукатурка – 10 мм;

3) потолок – окраска.

Через фитнес-зал проходят несколько линий воздуховодов, не имеющих звукопоглащения. Максимальное количество занимающихся составляет 67 человек.

Однако анализ проектной документации позволил установить, что пол помещений физкультурно-оздоровительного комплекса должен состоять из: монолитной железобетонной плиты перекрытия – 300 мм; перетирки неровностей (при необходимости); утеплителя «Пеноплекс» – 50 мм; пароизоляции «Изоспан»; стяжка из цементно-песчаного раствора М150, армированной сеткой 4С 5Вр-1-100/5Вр-1-100 – 80 мм.

Таким образом, по проекту не предусматривалось фактическое напольное покрытие РЕГУПОЛ. Во время проведения замеров шума в фитнес-центре занималось 25 человек. В момент отсутствия людей, выполняющих силовые упражнения, величина шумового воздействия составила 56 дБ, а при их выполнении с использованием металлических станков – 93,1 дБ. Замеры шума в отдельных помещениях спортивного зала представлены в табл. 1.

Таблица 1

Замеры шума в помещениях спортзала

Помещение	**Уровень шума, дБ**	**Детонация, мс^2**	**Примечание**
Зал штанги	77-85	0,06	Регистрация вибрации прибором
Зал тяговых станков	84-99	1,42	Вибрация ощущалась в виде легких колебаний
Зал беговых дорожек	65-70	-	-
Зал кроссовера	103-108	-	-

После проведения исследования акустических нагрузок внутри спортивного зала были выполнены измерения в жилых помещениях здания.

Квартира, расположенная на 2 этаже, имеет материал пола – ламинат, отделку стен – обои, потолок – натяжной. Замеры необходимых характеристик осуществлялись на высоте 0,6 м от пола в течение 2 мин. Параллельно с измерениями шума в квартире в зале силовых тренажеров бросалась на пол штанга с высоты пояса человеческого роста 100-120 см.

Результаты фиксации величины шума в квартире следующие:

1. В «гостиной» при закрытых окнах и полной тишине – 40 дБ, при открытых окнах – 57,2 дБ. При этом ногами и руками ощущалась вибрация пола и стен.

2. В «спальне» при закрытых окнах и полной тишине – 39 дБ, при открытых окнах – 49 дБ. При этом ногами и руками ощущалась вибрация пола и стен.

По результатам проведенного исследования было установлено, что фактически примененные строительные материалы при строительстве жилого центра не соответствуют проектной документации.

Для решения проблемы шумовой нагрузки от физкультурно-оздоровительного комплекса в первую очередь необходимо провести расчеты, устанавливающие индекс изоляции воздушного шума внутренних ограждающих конструкций и индекс уровня ударного шума перекрытий, а затем разработать комплекс мероприятий с учетом полученных результатов.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Алешков Д.С., Бедрина Е.А., Сердюк В.С. Исследование и повышение эффективности мероприятий по обеспечению безопасных условий труда по фактору производственный шум и минимизации профессиональных рисков в цехе // Охрана труда и промышленная безопасность. 2018. Т. 3. № 4. С. 10–22.

2. Гусев В.П. Из опыта борьбы с шумом оборудования инженерных систем // АВОК: вентиляция, отопление, кондиционирование воздуха, теплоснабжение и строительная теплофизика 2012. № 3. С. 64–75.

3. Кирсанов В.В. Минимизация шума на пути его распространения способом акустической обработки помещений звукопоглощающими материалами // Вестник Казанского технологического университета. 2014. Т. 17. № 18. С. 161–163.

4. Давлетова Н.Х., Тафеева Е.А., Шакиров Б.Ф. Анализ акустического загрязнения крытого спортивного сооружения (на примере ледовой арены) // Современные проблемы науки и образования. 2017. № 4.

СЕКЦИЯ 2 «ТЕХНИКА И ТЕХНОЛОГИЯ СТРОИТЕЛЬНОГО КОМПЛЕКСА»

УДК 69.057

ГЛАЗКОВА В.В., студент (КузГТУ)
ТЮРИНА А.А., студент (КузГТУ)
ГИЛЯЗИДИНОВА Н.В., к.т.н., профессор (КузГТУ)
г. Кемерово, Россия

АНАЛИЗ СИСТЕМ ВЫВЕРКИ КОНСТРУКЦИЙ

Широким внедрением строительства металлических конструкций возникает проблема обеспечения точности монтажа. Перспективным является метод безвыверочного монтажа.

В зависимости от точности установки систем на опоры используется:

– безвыверочный способ монтажа - это установка конструкций и оснащения, имеющих высокую точность обработки контактных плоскостей, отверстий и гнезд в соединениях, без дополнительных движений (выверки). Этим способом монтируют стальные конструкции: колонны, балки, фермы и др.;

– установка с выверкой систем перед постановкой неизменных монтажных креплений в узлах. Подобный способ используется при монтаже сборных железобетонных конструкций: колонн, балок, ферм, стеновых панелей бескаркасных сооружений и др.;

Выбор способа монтажа выполняется методом технико-экономического анализа с учетом определяющих моментов: конструктивных особенностей строения, массы составляющих, рельефа площадки и требуемых площадей, присутствия монтажного оснащения, директивных сроков строительства. Для монтажа металлических колонн безвыверочным способом заранее подготавливают опорные плиты фундаментов с использованием метода фрезерования. Это позволяет исключить выверку как колонн, так и подкрановых балок. При необходимости под плиту подливают цементный раствор и обеспечивают точность местоположения выверочных болтов по вертикали ±1 мм. Для обеспечения точности монтажа на плиты наносят осевые риски и соединяют их с рисками на башмаках.

Установка металлических систем состоит из нескольких этапов.

1. Установка опорных плит

Устройство опорных плит (плиты, на которые будут опираться металлические конструкции) укладываются на разработанный раньше фундамент сооружения и или закрепляются в кондукторах, либо опираются на анкерные (или выверочные) болты. Впоследствии установки плит в пра-

вильном положении плиты закрепляются на анкерных или выверочных болтах с помощью сваривания поверхностей данных плит с несколькими косынками с отверстиями (как правило, тремя). Проверка четкости укладки опорных плит выполняется с помощью нивелира, который помещается в центре участка монтажа.

2. Монтаж колонн

Установка колонн на заданном для этого месте выполняется способом сложного перемещения, собственно, что позволяет свести процесс определения правильности монтажа колонны к сравнению осевых рисок на колонне и на опорной плите, на которую и монтируется колонна. Другие аспекты проверки корректности монтажа в конкретном случае исключаются, а в случае если по высоте колонны необходимо выполнить стыки, сторона колонны, где будут соединения, фрезеруется.

3. Монтаж подкрановых балок

Монтаж подкрановых балок происходит весьма крупными блоками, что в свою очередь понижает расход энергии, требуемый для поднятия балок на нужную высоту. Для начала на опорные плиты и на подкрановые балки наносятся специальные риски, которые помогают проверить точность выполненной работы – совместимость рисок говорит о качественно выполненной работе, в обратном случае производится корректировку.

4. Закрепление стыков

После установки всех элементов конструкций на положенные места, образовавшиеся места стыков дополнительно укрепляются следующими способами:

– обычными болтами – применяются в случаях, где есть крупные стыки;

– маленькими болтами – применяются при наличии стыков маленьких размеров;

– болтами с высокой прочностью – применяются в местах оказания на стык большой нагрузки;

– сваркой – применяется в местах, где невозможно применение болтов по техническим причинам.

Установка колонны на фундамент при безвыверочном методе монтажа приведена на рисунке. Для использования безвыверочного монтажа необходима подготовка металлоконструкции в процессе ее разработки, а также на самой стройплощадке. Для увеличения качества конструкции, применяются следующие методы:

1) раздельное изготовление башмака и опорной плиты;
2) фрезерование торцов двух ветвей колонн;
3) строгание опорных плит;
4) наличие 4 приваренных планок на опорной плите с нарезанными отверстиями для размещения болтов;
5) наличие осевых рисок на ветвях колонн.

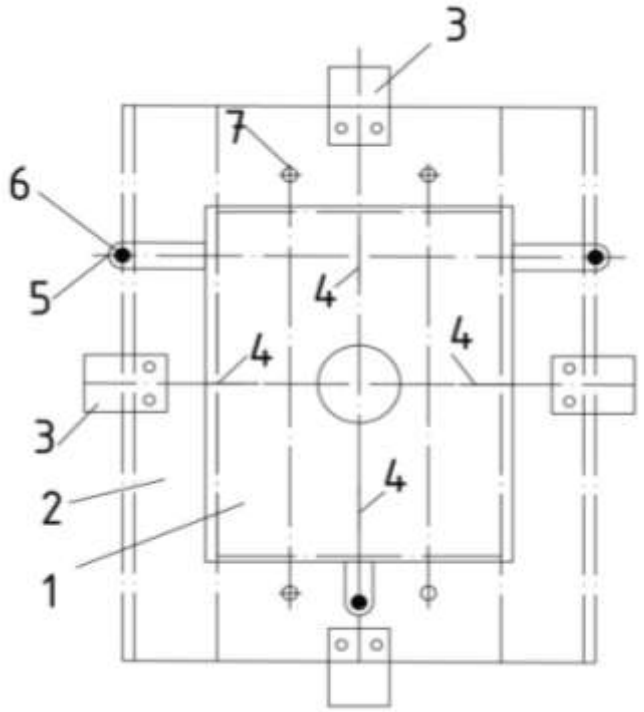


Рисунок – Установка колонны на фундамент при безвыверочном методе монтажа:
1 – опорная плита; 2 – кондуктор с отверстиями для анкерных болтов; 3 – закладные детали; 4 – риски разбивочных осей; 5 – планки с нарезными отверстиями; 6 – установочные винты; 7 – анкерные болты

Для осуществления данного метода необходимо:

1) разработать конструкцию;
2) согласовать изготовленную конструкцию с конструкторами;
3) внедрить ее в производство.

Безвыверочный метод монтажа колонн повышает производительность труда примерно на 10-12 %. В свою очередь трудоемкость монтажа может снизиться почти на 30 %.

Анализ позволяет сделать следующие выводы. Безвыверочный метод монтажа является перспективным направлением развития монтажных работ, способствует обеспечению качества и безопасности, сокращению трудоемкости и сроков в строительстве.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. http://www.otdelka-super.ru/content/biezvyvierochnyi-mietod-montazha.
2. http://docs.cntd.ru/document/493747527.
3. https://skladovoy.ru/montazh-elementov-metallokonstrukcij.html.
4. http://delostroika.ru/prom-stroi/montaj/229-montazh-metallicheskih-konstrukciy.html.

УДК 624.53

ИЛЬЕВСКАЯ А.Д., студент (ПГУПС),
г. Санкт-Петербург, Россия

АНАЛИЗ КОНСТРУКЦИЙ ВАНТОВЫХ МОСТОВ

Санкт-Петербург богат разнообразием своих мостов, они помогают нам каждый день передвигаться по городу. Это не только функциональное сооружение, а и эстетическое

Интенсивное развитие транспортной системы и большое количество водных артерий в Санкт-Петербурге требует строительства новых мостов. В современном строительстве большое распространение получили вантовые мосты: Большой Обуховский мост, мост Бетанкура, мост через Петровский канал, мост через Корабельный фарватер, Лазаревский мост, мост через Петровский канал в составе автомобильной дороги ЗСД (западный скоростной диаметр).

История вантовых мостов: в 1784 году инженер Лошер продемонстрировал вантовый мост, изготовленный из деревянных элементов. Причем, ванты тоже были деревяннбыми. В 1817 г. в Британии построены вантовые мосты, пролетом более 30 м. Ферма моста поддерживалась подвесками, закрепленными на пилонах. Ферма и пилоны были изготовлены из металла. Мост предназначался для пешеходов. Во Франции был построен мост, где балка жесткости поддерживалась подвесками (вантами). Ванты, в свою очередь, крепились к пилонам. Во Франции же, позже были разработаны различные схемы таких мостов. Они нашли примененеие там, где требуется перекрытие больших пролетов без устройства опор.

Достоинства вантовых мостов:

– возможность перекрывать значительные по длине пролеты;

– сравнительно низкий расход материалов на один метр пролета;

– эффективны при перекрытиях водных артерий и ущелий;

– не требуют специальных мероприятий (разведения) при прохождении судов по реке;

– не требуют устройства промежуточных опор;

– многообразие архитектурных решений

Основными конструктивными элементами вантовых мостов являются ванты, закрепленные на пилонах.Пилон – это опора, к которой крепятся ванты. Ванты – это стальные тросы или канаты, которые держат дорожное полотно моста (рис. 1).

Для вантовых ферм используют:

1. Витые канаты из оцинкованной проволоки;
2. Канаты из параллельных;
3. Ванты из семипроволочных канатов.

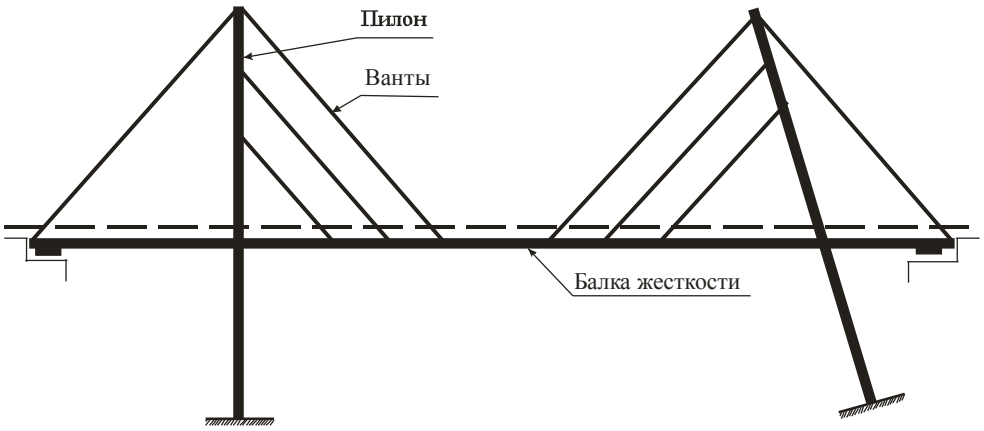


Рисунок 1– Схема вантового моста

Основные элементы конструкции вантовых мостов определены в таблице.

Таблица

Основные элементы вантовых мостов

Элемент конструкции моста	**Тип**	**Описание**
Ванты	Гибкие	Канаты или пучки различного сечения
	Жесткие	Предварительно-напряженная железобетонная оболочка с канатами или пучком проволоки внутри
Пилоны	Гибкий	Пилоны бывают металлические и железобетонные
	Жесткий	
	Шарнирно-опертый	
	Защемленный	
Фундаменты	Буронабивные сваи	Буронабивные сваи представляют собой бетонную смесь, закаченную в скважину. Сверху сваи объединяются ростверком, на который крепится пилон
	Сборные железобетонные сваи	Заранее изготовленные железобетонные конструкции

Применение витых канатов возможно только при малом количестве пролетов из-за высокой деформации. Достоинство канатов из параллельных проволок это высокий модуль деформации.

Исходным материалом для всех типов вант является высокопрочная стальная проволока.

Относительно недавно появился новый материал из синтетического волокна Парафил (Parafil). Материал отвечает всем современным квантам и по прочности не уступает стали. К недостаткам следует отнести возможность разрушение от агрессивных воздействий, в том числе от ультрафиолетовых лучей. Кроме того, он имеет сравнительно высокую стоимость. Также ванты делают из карбонапластика, потому что он обладает такими свойствами, как малый вес, высокая прочность, высокая коррозийная стойкость. Однако при всех преимуществах данного материала, он дороже стали в несколько раз, поэтому его применение ограничивают. Следует сказать, что современные ученые ищут новые сплавы материалов, чтобы ванты были еще прочнее и дешевле.В зависимости от расположения вант различают вантово-балочные мосты следующих систем:

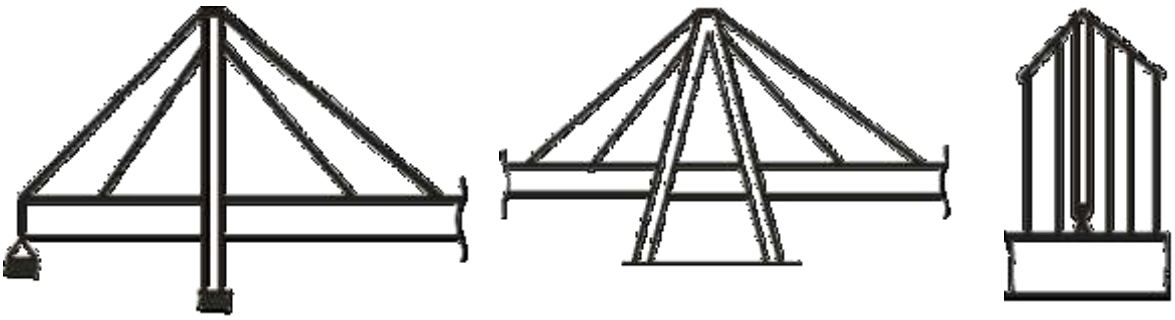
– «пучок», или радиальная

– «арфа», или ярусно-параллельная. Ванты крепятся к разным точкам пилона и идут к балке жесткости практически параллельно.

– «веер», или ярусно-расходящаяся. Пучок вант крепится к одной точке, а затем подобно вееру расходится, чтобы соединиться в разных точках с балкой жесткости [4].

Наиболее распространены две основные схемы крепления вант к пилону – стиль веера и стиль арфы. С точки зрения устойчивости конструкции «веерный» вариант предпочтительней – так минимизируется опрокидывающий момент, передаваемый на пилон.

Пилон – это несущий элемент искусственного сооружения, который представляет собой опору моста. Пилон бывает гибкий, жесткий, шарнирно опертый (рис. 2).



а) б) в)

Рисунок 2 – Типы пилонов:
а) гибкий пилон; б) – жесткий пилон; в) – шарнирно опертый

Пилоны «гибкой» конструкции можно возводить из железобетона или изготавливать из металла.Жесткие пилоны изготавливают только из железобетона.

Такое решение позволяет избежать излишних деформаций при изгибе, которые возникают при несимметричной нагрузке.

К недостаткам такого решения можно отметить необходимость устройства широких промежуточных опор.

Конструкция получается несколько громоздкой, материалоемкой и применяется редко. Шарнирно-опертые пилоны (еще называют качающимися) и используют для мостов с пролетом около 200 м.

Такое решение облегчает работу промежуточных опор моста и является экономичным.

Вантовые мосты, составленные балочными конструкциям и, усиленными системой наклонных вантов, опирающимися на пилоны, были разработаны и внедрены сравнительно недавно и за период, не превышающий четверти века, получили широкое распространение – насчитывается около полутора сотен мостов этой системы в различных странах мира. Это произошло по следующим причинам:

– конструкция вантовых мостов позволяет перекрывать пролеты 200-500 м, что невозможно в мостах другой конструкции;

– вантовые мосты отличаются сравнительно меньшей высотой и материалоемкостью, следовательно, их строительство менее трудоемко и экономично;

– архитектурный облик вантовых мостов позволяет вписать их в любой ландшафт.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Курлянд В.Г. Строительство мостов: учебное пособие для вузов / В.Г. Курлянд, В.В. Курлянд. – Москва: МАДИ, 2012. – 176 с.

2. Барановский А.А. Мосты больших пролетов. Проектирование висячих и вантовых мостов. Курс лекций / А.А. Барановский. – Санкт Петербург: Изд. «Премиум пресс», 2015. – 357 с.

3. ГОСТ 33178-2014 Дороги автомобильные общего пользования. Классификация мостов. Москва: Изд-во стандартов, 2015.

4. Бахтин С.А. Висячие и вантовые мосты. Проектирование, расчет, особенности конструирования: учебное пособие / С.А. Бахтин, И.Г. Овчинников, Р.Р. Инамов. – Саратов: Сарат. гос. техн. ун-т, 1999. – 124 с.

5. Картопольцев В.М. Проектирование металлических мостов / В.М. Картопольцев. – Томск: Изд-во ТГАСУ, 2012. – 155 с.

6. МихайловаА.И. Особенностиконструкциивантовых мостов / А. И. Михайлова, В. М. Кузьмина // НАУКА – ОБРАЗОВАНИЕ – ПРОИЗВОДСТВО: Опыт и перспективы развития: сборник материалов XIV Международной научно-технической конференции, посвященной памяти доктора технических наук, профессора Е.Г. Зудова (8–9 февраля 2018 г.): в 2-х т. – Т. 2: Автоматизация, мехатроника и IT.... Строительство и архитектура. – НижнийТагил: НТИ (филиал) УрФУ, 2018.

УДК 691: 658.5

ПОВАРНИЦЫН Е.С., студент (КузГТУ)
КИСЕЛЕВ Е.В., студент (КузГТУ)
Научный руководитель: ШАБАНОВ Е.А, к.т.н., доцент (КузГТУ)
г. Кемерово, Россия

ОЦЕНКА ЭФФЕКТИВНОСТИ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ ПРОГРАММ ОПЕРАТИВНОГО УЧЕТА В ДОРОЖНОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

Цифровизация – это одно из самых современных направлений развития всех отраслей промышленности не только в мире, но и в Российской Федерации [1]. Автоматизация строительных процессов это одна из перспективнейших задач в современном мире, которая позволяет улучшить качество работ и материалов, сократить сроки производства и уменьшить трудозатраты [2, 3], тем самым достигается наибольшая экономическая эффективность.

Эффективность управления дорожно-строительной организации зависит от того, насколько оперативно и достоверно происходит обеспечение инженерно-технического персонала информацией с объектов строительства.

Оперативное управление – это управление событиями, происходящими в течение определенного значимого времени (день, месяц, год), для контроля и корректировки, возникающих отклонений на производстве работ [4].

Сложность оперативного управления в дорожно-строительной деятельности организации состоит прежде всего в том, что она осуществляется в отношении всех процессов и операций, а также организуется немалым количеством сотрудников – на уровне мастера, инженера производственно-технического отдела, начальника участка, технического директора, руководителя организации. И чем крупнее организация, тем большее количество объектов строительства, ведет каждый из сотрудников.

Оперативное управление – комплекс, включающий оперативный технический учет, оперативный контроль и оперативное планирование.

При суровой конкуренции бизнеса, строительным фирмам требуется эффективная структура планирования, с помощью нее можно будет синхронизировать все организационные функции. Синхронизация осуществляется путем построения взаимоувязанных планов, которые позволяют применить мероприятия, направленные на оптимальное использование необходимых ресурсов.

Применение системы оперативного учета дает возможность произвести контроль, планирование и учет без денежных затрат для строительной организации и потерь времени для инженерно-технического персонала [5-6].

Внедренная достойным образом программа оперативного учета выдает данные:

–о количестве запасов материалов на предприятии для строительства;

– о выполнении или невыполнении плана производимых процессов;

– о показателях бесперебойного строительного производства;

– об объемах работ, выполняемых на производстве ежедневно.

Способы использования оперативного учета разработаны на основе анализа целого ряда факторов. К ним обычно причисляют натуральные, трудовые, а также финансовые измерители, которые задействованы на данный период в компании.

Натуральные измерители – это количественный показатель, выражающий единицы измерения веса и длины: тонны, метры, килограммы и прочее.

Натуральные измерители предоставляют сведения о схожих объектах компании. К ним возможно причислить изготавливаемый товар и сырье, имеющиеся в организации в этот момент. Наряду с этим, любой количественный показатель отмечается в регистре раздельно.

Трудовые измерители определяются показателями времени (дни/часы/минуты), с их помощью проводится оперативный учет. На практике трудовые измерители показывают период, за который была выполнена конкретная задача. Анализ данных показателей позволяет контролировать нормы выработки и отслеживать производительность труда. Помимо того, основываясь на сроках выполнения задания, формируется величина оклада тому или иному сотруднику.

Финансовые измерители – это показатели объектов учета в рублевом эквиваленте. Необходимо упомянуть также, что при конструировании оперативного учета финансовые измерители обладают наименьшей значимостью, чем трудовые и натуральные показатели компании.

Однако, оценка финансовых измерителей позволяет начальству вычислить общую стоимость объектов учета, объем расходов и доходов предприятия за определенный промежуток времени. Ключевым индикатором финансовых измерителей выступает курс рубля.

Оперативный учет включает в себя этапы:

1. Установка задач на данный квартал, подбор вариантов реализации установленных задач, создание нормативов, отбор наилучшего из альтернативных вариантов;

2. Утверждение бюджета;

3. С помощью надзора можно сравнить фактические и плановые показатели, произвести анализ отклонений и принять меры по изменению финансовых потоков или нормативов, устранить отклонения или скорректировать задачи.

Рассмотрим подробнее каждый из этапов и сравним временные затраты при работе с системой оперативного учета и без нее.

Этап 1. Инженер, ответственный за оперативный учет, совместно с начальником участка производят планирование операций, соответствующих нормативам (утверждаются на год), и ресурсов, имеющихся у дорожно-строительной организации, на весь период строительства определенного объекта.

Планируются ресурсы в виде механизмов, транспорта, материалов, рабочих мест, в денежном эквиваленте, соответствующих объемам операций. Стоимость ресурсов указана в справочниках, она автоматически рассчитывается при планировании операций. В результате программа составляет смету в рамках, имеющихся у организации ресурсов. Затем составляется план на месяц и план на смену.

Продолжительность данного этапа зависит от количества планируемых операций. Для набора одной операции, требуется от 5 до 20 минут. Проект, состоящий из 30 операций, выполняется максимум за 2 рабочих дня. При планировании без использования системы оперативного учета, в программном обеспечении Excel, на разработку проекта требуется не менее 7 рабочих дней.

Этап 2. Данный этап занимает приблизительно, одинаковое количество времени, но у программы оперативного учета есть одно преимущество. Она автоматически составляет ресурсную ведомость, что позволяет сэкономить время на первом этапе и облегчает визуальное восприятие.

Этап 3. Мастер СМР в отчете за смену выбирает перечень нужных операций из утвержденного плана на смену по проекту. Вносит данные по фактически выполненному объему работ по каждой операции и фактически использованным ресурсам (механизмы, транспорт, материалы, человеческие ресурсы и т.п.). Мастер СМР на заполнение отчета тратит, в среднем, 20 минут рабочего времени, и отчет появляется в программе в общем доступе.

Без использования программы оперативного учета, инженер, ответственный за контроль и анализ выполнения плана за смену, ежедневно теряет около 2-3 часов рабочего времени, на установление связи с мастером СМР, уточнение и ведение табличной формы выполненных объемов.

Программа оперативного учета, безусловно, имеет положительный экономический эффект, но только для крупных дорожно-строительных организаций, которые ведут долгосрочные объекты.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Зайцева И.А. Цифровизация высшего образования и цифровизация человека: перспективы, проблемы, возможные пути решения / И.А. Зайцева, А.С. Торосян // Современная наука: актуальные проблемы теории и практики. Серия: Гуманитарные науки. 2020. № 3-2. С. 86-90.

2. Шабуров А.Ю. Обоснование рациональных параметров автоматизации процессов производства строительных материалов и изделий /

А.Ю. Шабуров, Е.А. Шабанов // Сборник материалов XI Всероссийской научно-практической конференции с международным участием. 2019. С. 60621.

3. Исхаков В.Д. Анализ процессов автоматизации управления строительной площадки / В.Д. Исхаков, Е.А. Шабанов // Проблемы строительного производства и управления недвижимостью. Сборник научных статей V Международной научно-практической конференции. 2018. С. 63-66.

4. Зубарева Е.В. Оперативный учет и контроль как составляющие процесса бюджетирования строительных организаций // Экономический анализ: теория и практика. – 2009. – №12. – С. 42-49.

5. Витязев Г. Г. Анализ эффективности внедрения информационной системы на предприятии // Молодой ученый. - 2016. - №10. - С. 643-645.

6. Ковалев В. В. Анализ хозяйственной деятельности предприятия: учебник / В. В. Ковалев, О. Н. Волкова. – Москва: Проспект, 2019. – 464 с.

УДК 69.057

РЕШЕТНИКОВА Н.Г., ст. преподаватель (КузГТУ)
ГИЛЯЗИДИНОВА Н.В., к.т.н., профессор (КузГТУ)
г. Кемерово, Россия

ОСОБЕННОСТИ СТРОИТЕЛЬНОЙ ТЕХНОЛОГИИ БЫСТРОВОЗВОДИМЫХ ЗДАНИЙ

В статье рассмотрены типы быстровозводимых зданий и сооружений. Произведен анализ технологии их возведения, а также основные преимущества и недостатки.

Любая стройка – это обязательная трата времени, сил и денежных средств. Традиционныестройматериалы, подобные, как кирпич и железобетон, подразумеваютдолгий процесс строительства.Простые конструкции, способствующие увеличению спроса на данный вид строительных технологий, когда необходимо выполнить срочный проект.

Быстровозводимые здания – это современный и удобный способ строительства зданий промышленного и общественного назначения.

В современном обществе в особенности актуальны они при возведении крупных зданий: торговых центров, спортивных комплексов, торгово-развлекательных центров, складских помещений, промышленных и сельскохозяйственных объектов.

Скорость постройки на порядок быстрее, а итоговая цена и количество трудозатрат значительно меньше.

Один из главных плюсов большей части быстровозводимых зданий является отсутствие так именуемых «мокрых» процессов, что позволяет

вести строительство даже в зимнее время и значительно ускоряет его процесс. А также, за счет легких ограждающих и кровельных конструкций минимизируется нагрузка на фундамент, что существенно удешевляет строительство, а цена строительства, это чрезвычайно значительный фактор в выборе технологий.

Выделяют два основных типа быстровозводимых зданий:

1. Собранные на строительном объекте (монтируется каркас, а на него крепят привезенные готовые сэндвич-панели).

Сэндвич-панели считаются популярным материалом, представляющим собой трехслойную конструкцию (рис. 1).

Конструкция состоит из двух тонких стальных листов, между которыми укладывается утеплитель.Применяется в качестве теплоизолятора стекловолокно, минвата, пенополистирол, пенополиуретан и т. д.Соединение всех элементов конструкции происходит путем прессования. Сэндвич-панели могут быть спрессованы либо холодным, либо горячим способом.Любой метод наделяет такую конструкцию прочностью, большим сроком службы и надежностью в эксплуатации.

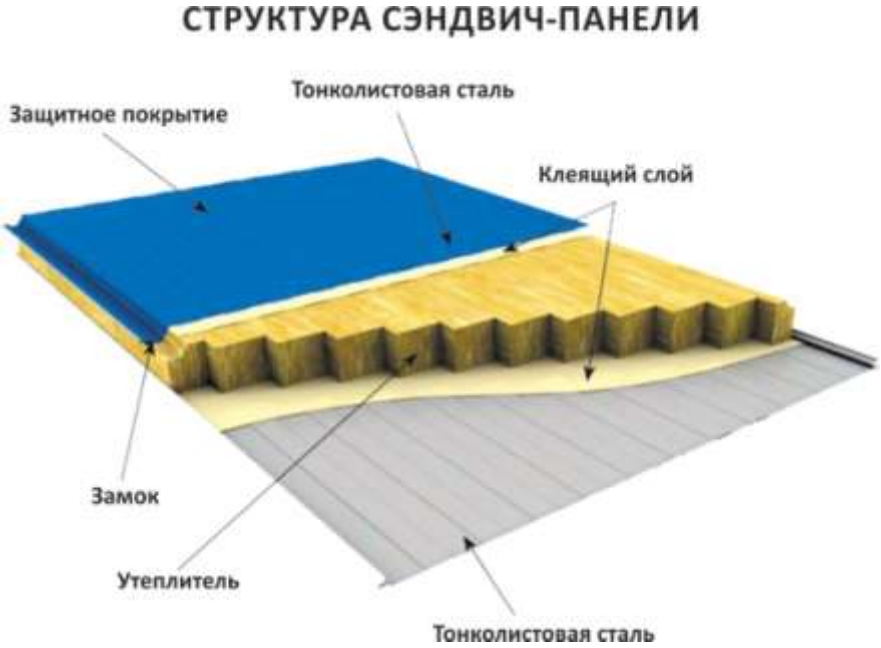


Рисунок 1 – Структура сэндвич-панели

Это трехслойное строительное изделие позволяет соорудить весьма прочные и долговечные здания с минимальными издержками.

2. Согласно проекту, на производстве изготавливают модульные конструкции будущего дома (рис. 2). Когда панели привозят на место назначения, их собирают по типу конструктора. На месте делается разводка всех нужных коммуникаций. Время постройки такого дома может быть минимизировано до двух месяцев.

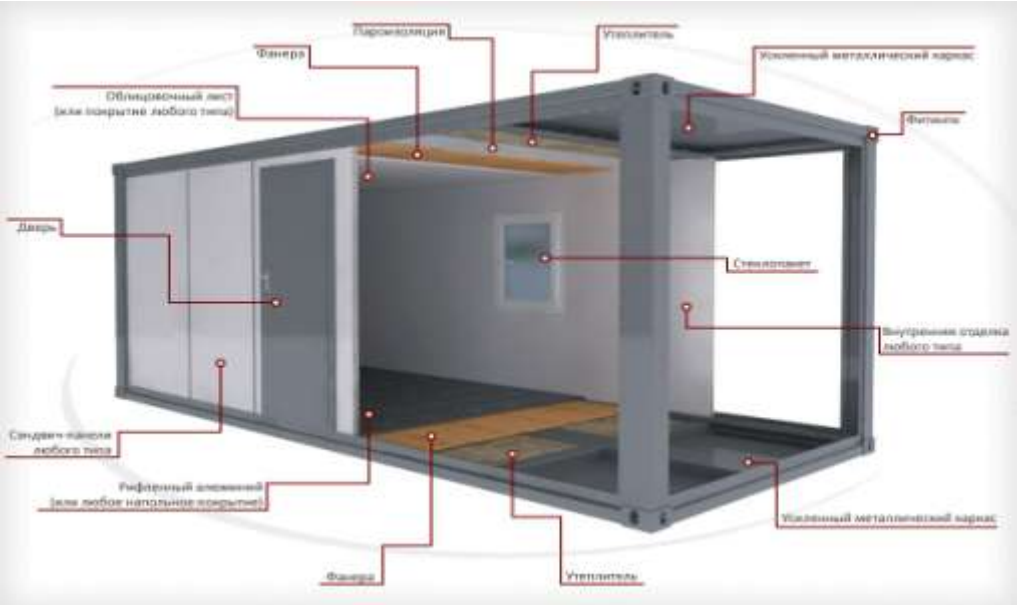


Рисунок 2 – Модульная конструкция будущего дома

Принцип строительства быстровозводимых домов и прочих строений из металлоконструкций заключается в возведении металлического каркаса, согласно плану проектирования, и креплении к нему сэндвич-панелей.

Основным преимуществом сэндвич-панелей является высокая степень заводской готовности, поэтому качество панелей проверяют еще на заводе.

Стены из утеплителя, облицованного с двух сторон листовым материалом, обладают хорошими теплоизоляционными свойствами и относительно небольшой толщиной. А так как, такого типа панели могут обеспечить высокую теплоизоляцию, такая конструкция готова к лютым сибирским морозам.

Строительство начинают с устройства фундамента. Быстровозводимые здания имеют облегченную конструкцию, и это снижает нагрузку на фундамент. Требования к нему минимальны, вполне вероятно применение ленточных, свайных, плитных фундаментов. Когда нулевой цикл готов, выполняют монтаж каркаса. Его собирают из металлических балок, соединенных друг с другом с помощью болтовых креплений. Можно использовать дополнительные усиливающие элементы при большой высоте стен.

По стандартной технологии предполагается использование сэндвич-панелей. В то время как готовы несущие конструкции, заканчивают и возведение стен. Если объект будет использован и применим только в летнее время, то вместо сэндвич-панелей может быть применим профлист или листовая сталь.

Крыша быстровозводимого здания строится по стандартной технологии, где используются каркасные элементы как несущая конструкция, устанавливается стропильная система, и укладывается кровельное покрытие.

При привлечении специалистов можно в течение 1-3 месяцев, в зависимости от объема работ, построить сооружение любого назначения. Никакая другая технология строительства не может сравниться с технологией быстровозводимых зданий (рис. 3).

Рисунок 3 – Быстровозводимый дом из металлоконструкций

Эта конструкция обладает высокой прочностью, по надежности не уступает конструкциям, построенным традиционным способом. Технология позволяет как можно быстрее строить даже крупные объекты, при этом нет так называемых «мокрых процессов», нет необходимости привлекать громоздкую строительную технику. При этом стоимость быстровозводимых зданий на 30-50 % ниже, чем зданий из кирпича или железобетона.

Быстровозводимые здания обладают такими необходимыми характеристиками, как пожаробезопасность, прочность, долговечность. Они также обеспечены всеми требуемыми коммуникациями (водоснабжение, канализация, отопление, электроснабжение), что позволяем конкурировать с капитальными строениями по многим критериям.

Неоценимый плюс, за который производители ценят быстровозводимые здания– это низкая рыночная стоимость объекта под ключ, что опять же объясняется относительно простыми этапами монтажа, небольшим объемом металла, расходуемого на изготовление конструкции и минимизированными требованиями к фундаменту.

Стоит отметить и возможность из оперативного демонтажа и переноса на новое место, в случае необходимости. Доставка на строительную площадку готовых для установки блоков позволяет сократить процесс возведения здания. А так как эти блоки, в основном, унифицированы, это позволяет значительно упростить процесс их сборки.Конструкцию можно быстро и легко разобрать и смонтировать уже на новом месте.

Быстровозводимое здание может обойтись без дополнительной отделки.

Вероятность проведения строительных работ в любое время года, вне зависимости от типа грунта. Возможность адаптации к любому типовому

проекту, что соответственно разрешает значительно уменьшить стоимость проектных работ и ускорить все этапы согласования проекта.

Когда идет строительство по традиционным технологиям, то в большинстве случаев, предполагается наличиедополнительных постоянных расходов, в свою очередь, быстровозводимые здания сокращают возможность таких издержек на треть.

Индивидуальный подход производителя к каждому возводимому объекту позволяют «освежить» строение интересным вариантом выполнения внутренней отделки и внешнего вида.

Можно заключить то, что экономический кризис никак не повлиял на данную отрасль. Пожалуй, уже в каждом регионе страны можно увидеть модульные быстровозводимые конструкции. В данный момент количество сданных в эксплуатацию модульных конструкций домовдостигает вдвое прогнозируемого результата.

К минусам, можно отнести показатели герметичности и звукоизоляции. Материалы, применяемые при строительстве таких зданий, абсолютно не подходят для постройки сооружений, которым требуется надлежащая изоляция. Также, технология быстровозводимых зданий не позволяет строить в прибрежных районах с высокой вероятной сейсмичностью (вероятная сила землетрясения в 7 баллов).

В своей деятельности строительные организации используют комплексный инновационный подход, который обеспечивает низкие энергопотери, высокую энергоэффективность, и как результат высокую экономическую выгоду при эксплуатации быстровозводимых зданий. Скорость строительства традиционно высокая. Поэтому инвестиционные вложения начинают давать отдачу в кратчайшие сроки. Например, здание площадью 500 м^2 бригада из 8 человек возводит под ключ за 2,5-3 месяца.

С каждым годом темпы строительства способствуют появлению новейших материалов и технологий, которые снижают стоимость и время строительства различных типов зданий, при этом обеспечивая высокое качество возводимых объектов.Активное применение такого родатехнологий строительства, как быстровозводимые здания, позволяет быстро возводить здания различных форм, размеров и этажности.Срок службы таких зданий сопоставим со сроком службы зданий из традиционных материалов (кирпича, железобетона). В свою очередь использование таких новых технологий снижает затраты на проектирование, сборку, демонтаж и последующую эксплуатацию до 40 %.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Юдин А.И., Россохин С.А. «Менеджмент в строительстве».– Уч. пособие – Харьков: ХНАГХ, 2008. – 178с.

2. https://www.konteiner-kron.ru/stati/kapitalnoe-sooruzhenie-ili-bystrovozvodimoe-zdanie/

УДК 692.41

РУДКОВСКАЯ Н.Ю., доцент (КузГТУ)
ВОЛКОВ А.А., студент (филиал КузГТУ)
г. Прокопьевск, Россия

АНАЛИЗ ПРИМЕНЕНИЯ МОНОЛИТНЫХ КРОВЕЛЬ

Для возведения здания или сооружения применяется множество конструктивных элементов, к которым предъявляются определенные требования по безопасной эксплуатации объектов производства или общественных мест для той, или иной деятельности человека. Прежде всего, конструкции должны отвечать требованиям по прочности, жесткости и устойчивости. Без обеспечения этих условий, использование зданий или сооружений является невозможным или небезопасным, так как это может привести к потере несущей способности, что представляет риск для жизни людей.

Стоит отметить, что несущие конструкции не могли бы эксплуатироваться без ограждающих элементов, ведь атмосферные воздействия в виде осадков – дождя, снега и ультрафиолетового излучения, представляют для них огромную опасность, так как эти воздействия могут привести к увеличению напряжений и потере прочности, вплоть до разрушения конструкций.

Одним из таких ограждающих элементов является кровля, которая предохраняет сооружение от механических и атмосферных воздействий, поэтому она должна быть прочной и долговечной, водонепроницаемой, морозо- и термостойкой. Это верхний элемент крыши, включающий в себя основание под кровлю, кровельный материал, аксессуары для обеспечения вентиляции, примыканий, безопасного перемещения и эксплуатации, снегозадержания и др. [1].

Кровли обеспечивают сохранность несущих конструкций, а также создают благоприятную атмосферу для деятельности человека, ведь психологически находиться в здании, в котором не соблюдены правила по эксплуатации объекта, очень тяжело.

Часто роль кровли не ограничивается защитными функциями, и она оказывается важным декоративным элементом здания. Выбор кровельного материала зависит от вида и формы крыши.

В нашем современном мире существует множество способов по организации гидроизоляции крыш. Это рулонные кровли, асбестоцементные, черепичные, кровли из металлических листов, мастичные кровли.

Из всех выше представленных способов стоит выделить мастичные кровли, как это один из самых эффективных, долговечных и относительно новых способов. Покрытия, организованные с применением мастик, являются технологически наиболее целесообразными, так как позволяют создать монолитное бесшовное поле.

Такая технология прежде всего, имеет ряд преимуществ перед другими:

− повышенные гидроизолирующие свойства, так как такая кровля не имеет стыков и швов;

− широкий диапазон допустимых температур от −50 °С до +120 °С;

− высокая прочность и ударостойкость;

− возможность дополнительного повышения физико-механических показателей посредством усиления покрытия с помощью применения сетки из стекловолокна.

Прямым конкурентом кровельных мастик являются рулонные материалы. Из их сравнения (табл. 1, 2) по показателям ЕНиР [2], можно сделать вывод о том, что мастичные кровли имеют большую трудоемкость, а значит и большую стоимость.

Но получая выгоду по организации рулонного покрытия в стоимости, возникают расходы в процессе эксплуатации такой крыши, так как рулонные материалы имеют швы, которые со временем могут протекать, тем самым выгода от организации такой кровли минимизируется, ведь восстановление покрытия приведет к значительным убыткам. А также стоит отметить, что мастики имеют более длительный срок службы, чем рулонные материалы.

Таблица 1

Шифр норм	**Наименование выполняемых операций**	**Единицы измерения**	**Нормы времени, чел.-ч**	**Объем работ**	**Трудоемкость, чел.-ч**
Е 7-1, п. 3	1. Прием материала на крыше. 2. Раскладка рулонов. 3. Примерка рулонов с раскаткой и обратным скатыванием. 4. Нанесение холодных мастик на поверхность основания форсункой-распылителем. 5. Приклеивание рулонного материала с разглаживанием и прикаткой катком. 6. Промазка швов вручную. 7. Продувка и промывка шлангов [2]	100 $м^2$	3,2	1000	32

Таблица 2

Шифр норм	Наименование выполняемых операций	Единицыизмерения	Нормы времени, чел.-ч	Объем работ	Трудоемкость, чел.-ч
Е 7-1, п. 5	1. Нанесение на поверхность мастики, подаваемой растворонасосом. 2. Переноска шлангов по ходу работы. 3. Разравнивание нанесенного слоя мастики по рейке. 4. Присоединение и отсоединение шлангов. 5. Промывка шлангов по окончании работы [2]	100 $м^2$	10,5	1000	105

Таким образом, сразу становится понятно, что кровельные мастики, обладают большим рядом преимуществ.

Несмотря на свою высокую трудоемкость и стоимость в организации работ, мастики являются материалом, который обеспечивает большой срок эксплуатаци благодаря и своей бесшовности обладает повышенными гидроизолирующими свойствами, так же при усилении покрытия, можно получить покрытие с высокими физико-механическими показателями.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Свод правил 17.13330.2011 Кровли. Актуализированная редакция СНиП II-26-76 : [утверждены приказом Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации №827 от 31.05.2017]. – Москва : Стандартинформ, 2017. – 113 с. – Текст непосредственный.

2. Единые нормы и расценки на строительные, монтажные и ремонтно-строительные работы. Сборник Е7. Кровельные работы [утверждены постановлением Государственного строительного комитета СССР, Государственного комитета СССР по труду и социальным вопросам и Секретариа-

та Всесоюзного Центрального Совета Профессиональных Союзов от 5 декабря 1986 года № 43/512/29-50] – Москва : Прейскурантиздат, 1987. – 24 с. – Текст непосредственный.

УДК 69.059.3

РУДКОВСКАЯ Н.Ю., доцент (КузГТУ)
ГАЙСИН Е.Д., студент (КузГТУ)
ВОЛКОВ А.А., студент (филиал КузГТУ)
г. Прокопьевск, Россия

ПРИЧИНЫ, ВЫЗЫВАЮЩИЕ НЕОБХОДИМОСТЬ УСИЛЕНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Все построенные здания и сооружения предназначены для удовлетворения различных потребностей людей. В связи с этим необходимо постоянно заботиться об сохранении этих объектов.

Основным процессом службы здания является его технически правильная эксплуатация. Никакая конструкция не может служить вечно и каждой из них может потребоваться повышение эксплуатационных качеств за счет проведения капитального ремонта или реконструкции. А как скоро наступит это время, зависит от определенных причин.

Причинами возникновения разного рода дефектов и аварийных ситуаций могут быть ошибки в проектировании, в изготовлении, транспортировке, но чаще всего, это физический износ конструкций и повреждения в результате нарушения правил эксплуатации.

Целью выполнения данной работы является анализ причин, вызывающих необходимость усиления строительных конструкций зданий и сооружений. В ходе рассмотрения причин будет произведено сравнение существующих методов усиления для выявления более оптимального.

Основные причины, вызывающие необходимость усиления конструктивных элементов:

− проведение реконструкции или капитального ремонта объекта, замена существующего оборудования на более эффективное и современное, изменение функционального назначения здания;

− некачественное проектирование, при котором были допущены ошибки в выборе расчетной схемы здания в целом или отдельной конструкции, неверно произведен подбор стали, бетона, арматуры, размещение связей и др.;

− допущены различные повреждения конструктивных элементов в результате интенсивной или длительной эксплуатации, поражения коррозией или температурных аномалий.

Так же имеются подгруппы, где более подробно указаны следствия возникновения этих ситуаций:

− изменение геометрических размеров конструкций, а также первоначальных схем работ;

− увеличение нагрузок, действующих на конструкции;

− электрокоррозия, возникающая под действием тока;

− коррозия материала конструкции в результате атмосферных или жидкостных воздействий;

− коррозия в щелях и зазорах строительных конструкций;

− коррозия в результате воздействия различных микроорганизмов;

− воздействие низких отрицательных или наоборот высоких температур;

− различные стихийные природные воздействия.

На основании вышеперечисленного становится понятно, что такие причины, явления и воздействия приводят к определенным последствиям, которые, к сожалению, являются разрушительными, как для отдельных конструкций, так и для сооружений в целом.

Основными методами для усиления надземных строительных конструкций являются: изменение конструктивной схемы, посредством добавления каркаса или отдельных элементов; увеличение площади сечения элементов конструкций; регулирование напряжений.

Каждый из этих методов может быть применен как самостоятельно, так и в комбинации с другими. При выборе того или иного метода, необходимо учитывать требования монтажной технологичности.

Рассмотрим разного рода усиления, на примере металлических конструкций.

При выполнении усиления при помощи увеличения поперечного сечения, требуется:

− обеспечение надежной совместной работы всех элементов усиления и усиливаемой конструкции;

− принимать такие решения, которые не будут мешать дальнейшему проведению мероприятий по антикоррозионной защите;

− выбирать места обрыва элементов усиления, опираясь на условия работы не усиленных сечений при действии расчетных нагрузок;

− обеспечить технологичность производства работ при усилении, таких как сварка, закручивание болтов и др.

При использовании метода, при котором изменяется конструктивная схема зданий, необходимо:

− принимать во внимание, что в конструкциях, элементах, узлах произойдет перераспределение усилий;

− учитывать разность температур, так как уже существующие и новые конструкции могут эксплуатироваться в разных температурных режимах и условиях;

− предвидеть в конструктивных решениях моменты компенсации несовпадения размеров уже существующих и новых конструкций.

Метод регулирования напряжений позволяет уменьшать усилия, которые воздействуют на строительные конструкции, его положительная сторона состоит в том, что такой метод можно применять и без разгрузки этой конструкции или остановки всего технологического процесса. Элементы усиления проектируются, опираясь на полное изготовление их на заводе.

Редко допускается изготовление деталей усилений непосредственно на месте установки. Присоединение деталей усиления к усиливаемым конструкциям выполняется при помощи сварки, на болтах и др.

Изредка используются самонарезающие винты или дюбели.Такого рода требования предъявляются к разным конструкциям. И для усиления деревянных, железобетонных и каменных сооружений, используются такие же технологии и методы усиления, но при выборе решения, нужно опираться на особенности конструктивного решения здания, а также на материалы, которые будут подвергаться усилению и на материалы элементов самого усиления.

Рассмотрев все методы усиления, можно сделать лишь один вывод, что использование метода регулирования напряжений, является самым актуальным и более эффективным, так как при данном методе компенсируются все излишки напряжений, которые возникают в строительных конструкциях, а так же продолжается весь рабочий процесс, что обеспечивает беспрерывное производство, это является огромным плюсом, исходя из чего, все причины, которые вызывают необходимость в усилении строительных конструкций при капитальном ремонте или реконструкции зданий являются решаемыми.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Келемешев А.Д. Обследование и усиление зданий : учебное пособие. – Алма-Аты : КазГАСА, 2011 – 98 с. – Текст непосредственный.

2. Леонович С.Н. Технология реконструкции зданий и сооружений : учебно-методическое пособие / С.Н. Леонович, Н.Л. Полейко, Д.Ю. Снежков. – Минск, БНТУ, 2013 – 118 с. – Текст непосредственный.

3. ГОСТ 31937-2011. Межгосударственный стандарт. Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния [введен в действие Приказом Росстандарта от 27.12.2012 №1984-ст]. – Москва : Стандартинформ, 2014. – 89 с. – Текст непосредственный.

4. СП 13-102-2003 Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений [введен в действие постановлением Госстроя России от 21.08.2003 №153]. – Москва : ФГУП ЦПП, 2003. – 26 с. – Текст непосредственный.

УДК 69.059.3

РУДКОВСКАЯ Н.Ю., доцент (КузГТУ)
ГАЙСИН Е.Д., студент (КузГТУ)
ВОЛКОВ А.А., студент (филиал КузГТУ)
г. Прокопьевск, Россия

АНАЛИЗ МЕТОДОВ УСИЛЕНИЯ ФУНДАМЕНТОВ ПРИ РЕКОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ

Главным элементом любого здания или сооружения является фундамент. Без него невозможно возведение объектов капитального строительства, он воспринимает все нагрузки от конструкций, находящихся на нем и распределяет их на грунтовое основание. Но в отличие от остальных конструкции, фундаменты всегда находятся в изменчивой среде – грунты основания, при воздействии природных явлений, деятельности человека могут изменять свои свойства. Поэтому важно обеспечить должную прочность фундаментов, ведь при нарушении работы основания и фундамента могут возникнуть различные дефекты – деформации, перекосы, трещины, которые без своевременного устранения могут повлечь за собой аварии.

Целью выполнения данной работы является анализ использования методов по усилению фундаментов при реконструкции зданий и сооружений, выбор наиболее рационального способа, в зависимости от условий в которых происходит реконструкция, а также рассматриваются причины, по которым возникает необходимость усиления несущих конструкций – фундаментов.В современном мире разработаны различные методы усиления фундаментов, которые применяются при реконструкции зданий и сооружений, рассмотрим существующие традиционные, наиболее часто используемые методы:

1. Устройство железобетонных обойм (рис. 1) – в зависимости от дефектов, возникших в фундаменте, с одной или с двух сторон монтируются железобетонные обоймы. Технология установки обоймы – в фундаменте выполняются работы по устройству технологических отверстий, которые располагают через 1-1,5 м в шахматном порядке. Затем с двух сторон устанавливают арматурные сетки, которые между собой соединяются арматурными стержнями, находящимися в заранее просверленных отверстиях. Завершающим этапом являются опалубочные работы и бетонирование.

2. Устройство буроинъекционных (корневидных) свай (рис. 2). Данный способ позволяет исключить земляные работы, т. е. устройство траншей не требуется, что позволяет сохранять структуру грунта.

Суть метода подразумевает устройство под объектом реконструкции свай, которые снимают с фундамента значительную часть нагрузки и передают ее на более плотные слои грунта.

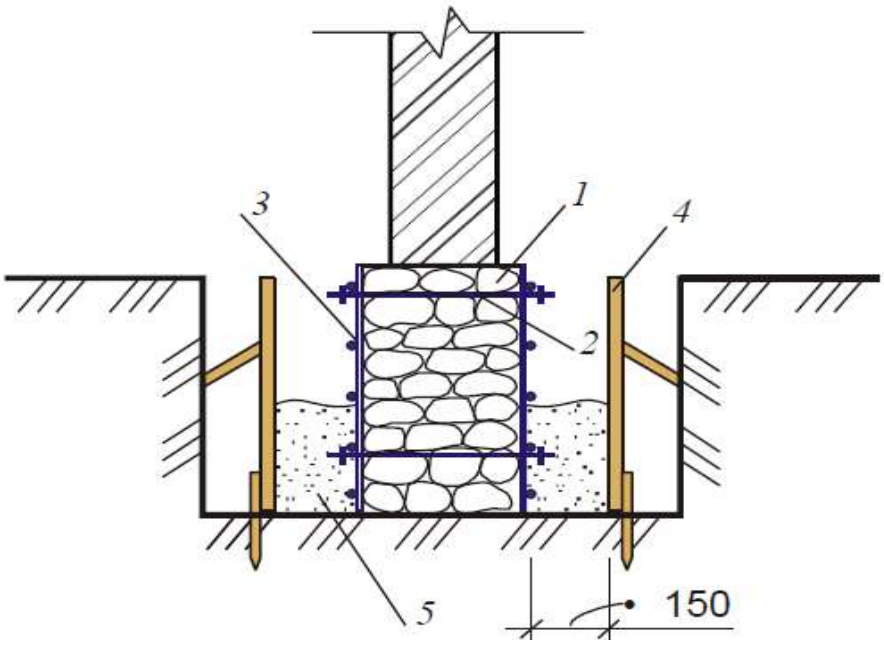


Рисунок 1 – Устройство двухсторонней железобетонной обоймы:
1 – бутовый камень; 2 – анкер; 3 – арматурная сетка; 4 – опалубка;
5 – бетонная смесь

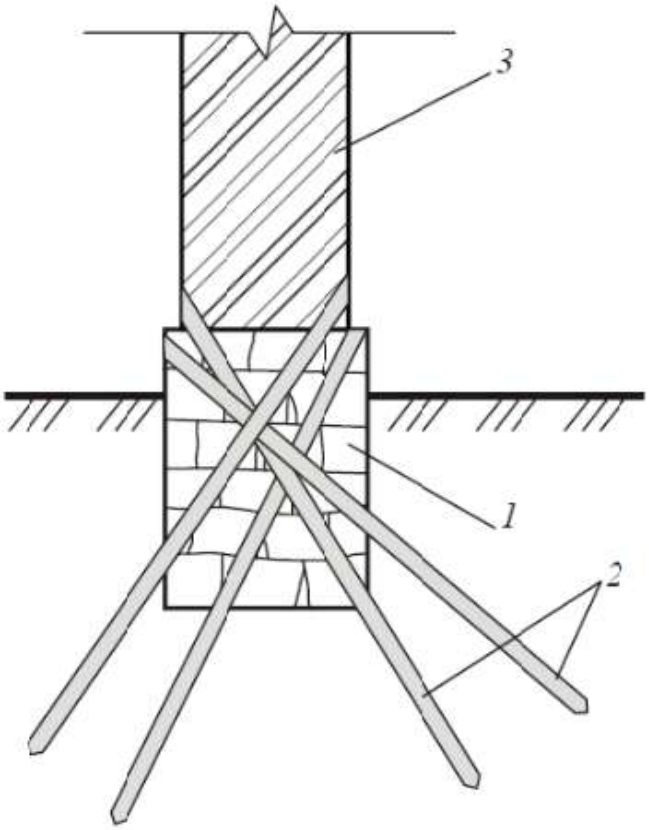


Рисунок 2 – Устройство буроинъекционных свай:
1 – фундамент; 2 – буроинъекционные сваи; 3 – стена

Скважины для устройства таких свай выполняются с помощью вращательного бурения, это позволяет устраивать отверстия не только в грунте, но и в существующем фундаменте. Заключительным процессом является инъецирование этих отверстий.

3. Уширение подошвы фундамента выполняют банкетами из монолитного железобетона. Наибольшее распространение получили банкеты, где передача нагрузки от сооружения осуществляется с помощью опорных балок (рис. 3). Для этого в стене пробивают сквозные отверстия с шагом 1,5-2 м, в которые перпендикулярно к стене устанавливают опорные балки из стального швеллера (двутавра) или железобетона. Нагрузка на банкеты передается через распределительные балки из швеллера или двутавра № 16-18, которые располагают вдоль стены.

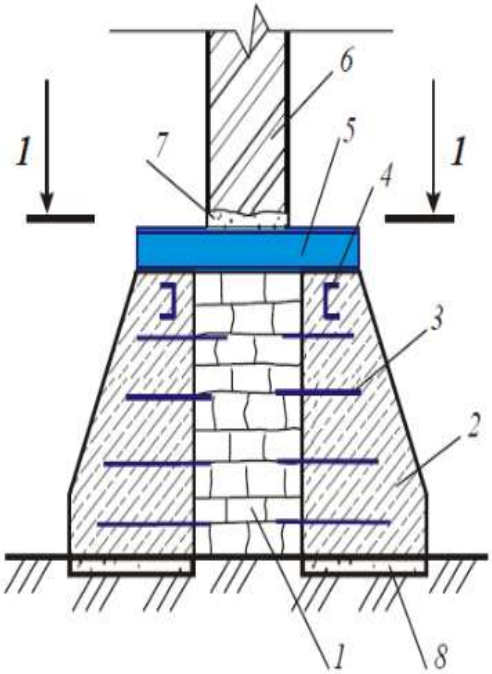


Рисунок 3 – Уширение подошвы фундамента:
1 – фундамент; 2 – монолитный бетонный банкет; 3 – анкера;
4 – распределительная балка; 5 – опорная балка; 6 – стена;
7 – зачеканка цементно-песчаным раствором; 8 – основание

Рассмотрев все три метода по усилению фундаментов можно сделать вывод о том, что каждый метод, является эффективным в определенных условиях: при высоких нагрузках следует применять методы по увеличению подошвы фундамента, так как они позволяют увеличить площадь распределения нагрузки и повысить несущую способность фундамента; в условиях когда нужно усилить не только фундамент, но и основание под ним, самый эффективных способ – это устройство буроинъекционных свай, метод позволяет эффективно закрепить остов здания или сооружения; если

прочность нижней части фундамента меньше верхней, то рационально применить устройство двухсторонней железобетонной обоймы, которая позволит увеличить прочность существующего фундамента.

Подводя итог, следует отметить, что не существует одного универсального способа по усилению основания здания или сооружения, в зависимости от условий применяется определенный способ, который будет являться более рациональным в заданных рамках реконструкции.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Леонович С.Н. Технология реконструкции зданий и сооружений : учебно-методическое пособие / С.Н. Леонович, Н.Л. Полейко, Д.Ю. Снежков. – Минск, БНТУ, 2013 – 118 с. – Текст непосредственный.

2. Ухов С.Б. Механика грунтов, основания и фундаменты : учебное пособие / С.Б. Ухов, В.В. Семенов, В.В. Знаменский, З.Г. Тер-Мартиросян, С.Н. Чернышев. – Москва, Высшая школа, 2007 – 566 с. – Текст непосредственный.

УДК 624.15(075.8)

УГЛЯНИЦА А.В., д.т.н., профессор (КузГТУ)
г. Кемерово, Россия

РАЗРАБОТКА ТЕХНОЛОГИИ УПРОЧНЕНИЯ ЦЕМЕНТАЦИЕЙ КРУПНОГАБАРИТНЫХ РАСТРЕСКАВШИХСЯ БЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

В процессе эксплуатации крупногабаритных железобетонных конструкций, таких как плотины, дамбы, фундаментные плиты, пилоны, устья тоннелей, саркофаги для хранения промышленных отходов и т. п. происходит постепенное растрескивание и разрушение их железобетонного тела. Это обусловлено, во-первых, естественным длительным процессом старения бетона и арматуры конструкции, а во-вторых, возможными неблагоприятными воздействиями на тело конструкции таких факторов, как промерзание, коррозия бетона и арматуры, динамические воздействия, нарушения режима эксплуатации, перегрузка, просадка грунтового основания под конструкцией вследствие изменения его несущих свойств, замачивания грунтового основания, его подработки и т. п.

Коррозия железобетона происходит под действием агрессивных грунтовых вод, естественных, а также техногенных, обусловленных утечками из канализационных коммуникаций, стоками химических и других производств. Динамические воздействия на конструкцию обусловлены ее сотрясениями природного (землетрясения) или техногенного характеров.

В таких условиях крупногабаритные бетонные конструкции могут потерять несущую способность настолько, что неизбежно потребуется производить инъекционное упрочнение их нарушенного многочисленными трещинами железобетонные тела.

Сущность упрочнения цементацией растрескавшейся бетонной конструкции, заключается в нанесении на поверхность конструкции изолирующего покрытия в виде железобетонной обоймы или набрызгбетона, как правило, с армирующей сеткой, бурения в тело конструкции инъекционных скважин, установки в скважину инъектора и нагнетания в нее через инъектор цементного раствора с заданным цементно-водным массовым отношением и давлением нагнетания до отказа в поглощении цементного раствора. При этом цементный раствор заполняет (тампонирует) вскрытые скважиной трещины и, твердея в них, образует цементный камень, который склеивает и упрочняет растрескавшийся бетон [1].

Однако практический опыт упрочнения растрескавшихся железобетонных конструкций цементацией показал, что далеко не всегда этим способом удается качественно затампонировать в конструкции все вскрытые скважиной трещины. Это обусловлено тем, что часть трещин вокруг скважины после их цементации оказываются заполненными цементным камнем на заданном расстоянии от скважины лишь частично.

Причиной неполного заполнения трещин является не учет в процессе цементации фактора неравномерности раскрытия трещин по длине скважины. Известно и вполне очевидно, что раскрытие трещин в теле крупногабаритной бетонной конструкции максимально у ее поверхности и постепенно уменьшается с удалением от нее вглубь тела конструкции.

На практике для цементации тонких трещин с раскрытием ≤ 0,5 мм с целью проникновения в них цементного раствора, применяют нестабильные (жидкие) цементные растворы с водоцементным массовым отношением Ц:В ≤ 1:1, обладающие высокой проникающей способностью в трещины и незначительным выходом цементного камня из раствора [1]. Нагнетание этих растворов производят способом с постоянным давлением (P□const, Q□var), при котором происходит постепенный намыв цементного осадка (цементного камня) в трещинах с отфильтровыванием жидкой фазы раствора (воды) по тонким трещинам через соседние не зацементированные скважины, которые выполняют в данном случае роль дренажных скважин. При этом крупные трещины с раскрытием ≥ 0,5 мм, которые располагаются ближе к устью скважины при нагнетании в них нестабильных цементных растворов качественно не заполняются цементным осадком, поскольку при высоком заданном давлении нагнетания нестабильного раствора, обеспечивающего его проникновение в тонкие трещины, жидкий нестабильный цементный раствор будет легко распространятся по крупным трещинам и изливаться из соседних скважин на поверхность конструкции. Поэтому для качественной цементации крупных трещин необхо-

димо применять более концентрированные (густые) стабильные цементные растворы, обладающие 100 % выходом цементного камня, с водоцементным массовым отношением Ц:В ≥1:0,5 [1].

Для исключения указанных недостатков предложена технология цементации растрескавшихся крупногабаритных бетонных блоков, позволяющая производить одновременное нагнетание в мелкие трещины, находящиеся вблизи от забоя скважины, низко концентрированных нестабильных цементных растворов, а в крупные трещины, расположенные ближе к контуру выработки, – более густых стабильных цементных растворов. С этой целью сконструирована принципиальная конструкция инъектора с дренажным элементом, который размещается внутри инъектора и позволяет за счет дренирования жидкой фазы (воды) из цементного раствора увеличивать концентрацию нагнетаемого цементного раствора Ц:В по длине скважины в направлении от ее забоя к устью (см. рис. 1) [2].

Основными конструктивными элементами инъектора являются три трубы: нагнетательная 1, наружная 2 и внутренняя 3. Нагнетательная труба 1 предназначена для подачи цементного раствора к забою скважины, а наружная 2 и внутренняя 3 трубы образуют корпус дренажного элемента. Все три трубы с обеих сторон закреплены в пазах торцевых заглушек 6. Между внутренней трубой 3 и нагнетательной трубой 1 расположено кольцевое пространство – полость отвода фильтрата (воды) 4, которая соединена с патрубком отвода фильтрата 5. Инъектор снабжен резиновым герметизатором 7, который распирается в стенки скважины под давлением прижимной муфты 8 при накручивании на трубу 1 гайки 9. Дренажный элемент заполняется фильтрационным материалом – сухим песком заданной фракции. При этом стенки дренажного элемента (трубы 2 и 3) имеют перфорацию 11.

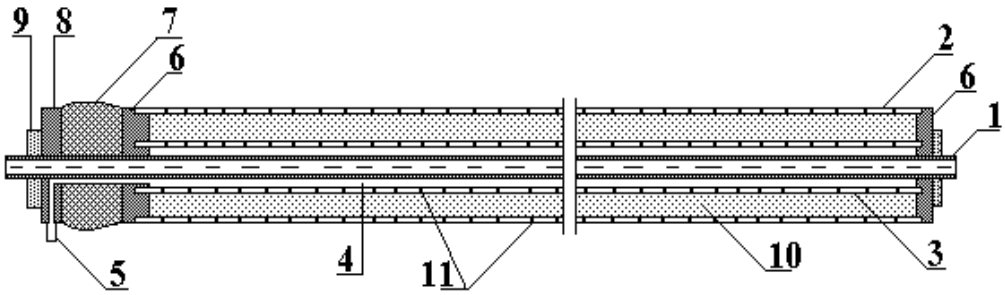


Рисунок 1 – Принципиальная конструкция инъектора с дренажным элементом:
1 – нагнетательная труба; 2 – наружная труба; 3 – внутренняя труба; 4 – полость сбора фильтрата; 5 – патрубок отвода фильтрата; 6 – заглушка; 7 – герметизатор; 8 – прижимная муфта; 9 – гайка; 10 – дренажный песок; 11 – перфорация

На рис. 2 представлен инъектор, помещенный в скважину, в момент нагнетания в скважину цементного раствора.

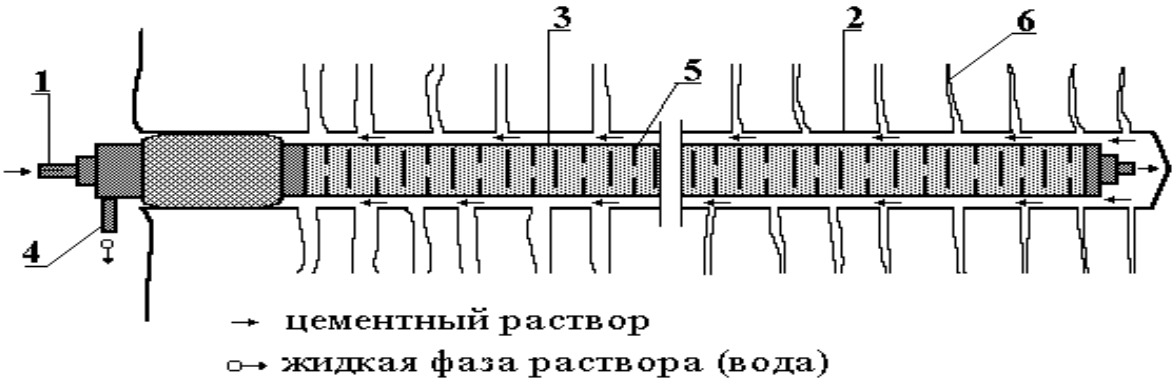


Рисунок 2 – Нагнетание цементного раствора в скважину через инъектор с дренажным элементом:
1 – нагнетательная труба; 2 – скважина; 3 – дренажный элемент инъектора; 4 – патрубок отвода фильтрата; 5 – прорези перфорации в корпусе дренажного элемента; 6 – трещины в бетоне

Инъектор работает следующим образом. Цементный раствор по нагнетательной трубе 1 (см. рис. 2) проникает к забою скважины и движется в кольцевом пространстве между стенкой скважины 2 и корпусом дренажного элемента 3. При этом часть жидкой фазы из цементного раствора дренируется в песок дренажного элемента 3 через перфорацию в его корпусе 5 и удаляется из инъектора через патрубок отвода фильтрата 4, на корпусе дренажного элемента 5 формируется цементный осадок и сечение кольцевого пространства, по которому движется цементный раствор вдоль скважины, уменьшается. В результате по длине скважины возрастает перепад давления.

Вследствие этого нагнетание раствора в мелкие трещины 6, расположенные ближе к забою скважины, происходит при более большом давлении, чем в крупные трещины, расположенные ближе к устью скважины, что обеспечивает достижение равномерного радиуса распространения цементного раствора от скважины по ее длине.

На рис. 3 представлено распределение давления *P* по длине скважины при нагнетании раствора через разработанный инъектор с дренажным элементом.

После отказа в поглощении раствора скважиной из трубы инъектора вынимают трубы дренажного элемента, промывают их от песка, заполняют чистым песком и помещают снова в инъектор. Приступают к цементации бетона через следующую скважину.

При этом параметры нагнетания определяют по известным рекомендациям [3].

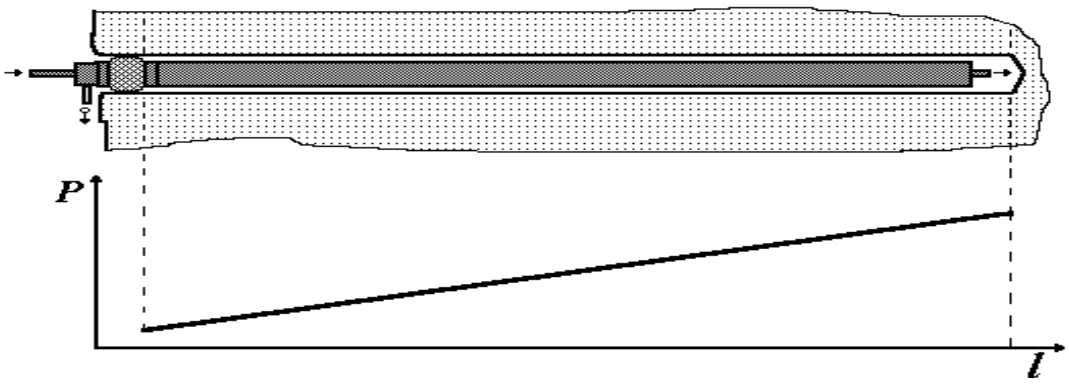


Рисунок 3 – Распределение давления P по длине скважины при нагнетании раствора через разработанный инъектор с дренажным элементом

Необходимый диаметр зерен песка может быть определен из уравнения [4]:

$$d = \sqrt{\frac{184ka(1-m)^2}{m^3}}, \quad (1)$$

где m– объемная пористость песка; a – коэффициент формы песка; k – коэффициент проницаемости песка, определяется из выражения [5]

$$k = \frac{\eta\delta^3\delta_o h}{6L^2(1-\eta)}, \quad (2)$$

где δ – зазор между трубой инъектора и дренажным элементом принимается конструктивно, равным $2\cdot10^{-3}$ – $3\cdot10^{-3}$ м);L – длина фильтрационного патрона;h – толщина фильтра;η – степень отфильтровывания жидкой фазы из цементного раствора по длине дренажного элемента,

$$\eta = \frac{\sigma_o - \sigma}{\sigma_o}, \quad (3)$$

где σ_o – начальная объемная концентрация жидкой фазы в цементном растворе;σ – конечная объемная концентрация жидкой фазы в цементном растворе (значение σ следует принимать равным 0,6, что соответствует Ц:В = 1:0,5, т. к. при σ< 0,6 раствор теряет свою подвижность).

Согласно предложенной технологии цементации, например, при σ_o = 0,92 (Ц:В = 1:4);L = 2м;h = 0,01м;σ = 3 10^{-3} м;m = 0,2 и a = 1,38, значение d = $0{,}33\cdot10^{-3}$ м. То есть, чтобы цементный раствор с начальной концентраци-

ей Ц:В = 1:4, двигаясь в скважине от ее забоя к устью, сгущался до концентрации Ц:В = 1:0,5, в данном примере необходимо фильтрационный патрон заполнить песком с диаметром зерен 0,33 мм.

Применение разработанной технологии упрочнения цементацией крупногабаритных растрескавшихся бетонных конструкций через инъекторы с дренажным элементом позволит значительно повысить качество цементации вскрытых скважиной трещин и, следовательно, упрочнять крупногабаритные растрескавшиеся бетонные конструкции при минимальных затратах.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Угляница А.В. Укрепление оснований и фундаментов : учебное пособие / А.В. Угляница, Н.В. Гилязидинова, Т.Н. Санталова. – Кемерово, 2018. – 341 с.

2. Технологические схемы упрочнения массивов горных пород цементацией при проведении капитальных горных выработок в зонах геологических нарушений / Кузниишахтострой. – Кемерово, 1980. – 68с.

3. А.с.1555493 СССР, МКИ^3 Е 21 1/16. Способ цементации горных пород / А.В. Угляница и др. Опубл. 07.04.90, Бюлл. №13. – 154 с.

4. Вахрамеев И.И. Теоретические основы тампонажа горных пород. – М.: Недра, 1968. – 294 с.

5. Дуда Е.Г., Хямяляйнен В.А. Особенности цементации трещиновато-пористых горных пород // Шахтное строительство. – 1979. – №7. – С.17-20.

УДК 69.055.42: 624.05

ШАБУРОВ А.Ю., студент (КузГТУ)
Научный руководитель: ШАБАНОВ Е.А., к.т.н, доцент (КузГТУ)
г. Кемерово, Россия

ОСОБЕННОСТИ ПРОИЗВОДСТВА РАБОТ В УСЛОВИЯХ ВЕЧНОЙ МЕРЗЛОТЫ

Общая площадь вечномерзлых грунтов на нашей планете составляет более 35 млн. км^2, что соизмеримо с площадью некоторых материков [1-2]. Большая часть территории Российской Федерации расположена в зоне вечной мерзлоты. Вечномерзлые грунты занимают от 60 до 65 % территории страны [3]. В связи с расположением на данных территориях зданий и сооружений, нефтедобывающих производств и заводов, имеется необходимость строительства в районах крайнего севера. Условия вечной мерзлоты вносят коррективы в классическую технологию производства строительно-монтажных работ. Производство бетонных работ в условиях вечной мерз-

лоты предусматривает выбор нестандартных способов хранения инертных материалов и вяжущих веществ. Особое внимание следует уделять приготовлению бетонной смеси и ее транспортировке до объекта строительства.

Главным вопросом в данной теме является проектирование самой технологии производства [4-5]. К экстремальным условиям относятся процессы, выполняемые при температуре ниже —25 градусов по Цельсию.

Повышенные требования следует предъявлять к бетонным смесям по основным свойствам бетона: прочность, морозостойкость, водонепроницаемость, трещиностойкость и т. д. Также В/Ц не должно превышать 0,4-0,5. Для ускорения твердения бетона предпочтительно использовать химические добавки-ускорители. В случаях возведения фундаментов следует продумывать возможность перемещения солей из бетона в грунт, что может привести к потере несущей способности. Класс бетона подлежит увеличению на специальный технологический коэффициент при использовании бетонной смеси без добавок-ускорителей. Эта предусмотрительность позволит учесть условия выдержки бетона. Максимальное значение коэффициента составляет 1,67.

Для повышения скорости затвердевания бетонной смеси часто используют метод термоса, заранее повысив температуру смеси до необходимой. В отдельных случаях применяют электропрогрев в уложенных формах в комплексе с методом термоса. Устройство теплоизоляционной прослойки в целях снижения оттаивания мерзлого грунта в основании монолитного фундамента. Сначала отсыпают просушенный песок в основание, а затем прокладывают брусчатый настил (как правило, из дерева). Для получения качественного изделия бетонирование планировать без технологических перерывов, а также с добросовестным и тщательным уплотнением бетонной смеси путем штыкования или вибрированием.

Требования по контролю качества соответствуют форме контроля во время бетонирования в зимних условиях.

Вечномерзлые грунты являются определяющим фактором подбора метода производства бетонных работ в случае контакта самой конструкции и мерзлых грунтов, являющимися основанием для возводимых сооружений. В процессе бетонирования необходимо учитывать показатели мерзлых грунтов, погодные условия, а именно: температуру, скорость и порывистость ветра, его направление, а также осадки и их интенсивность. Все это может повлиять на режим термообработки частей конструкции, расположенных выше уровня земли.

Укладка бетона в условиях «непросадочных скальных и сыпучемерзлых» грунтов, а также при допуске частичного оттаивания грунтов, вышерассмотренные факторы не являются актуальными [6]. В остальных случаях необходимо разрабатывать специальные мероприятия по поддержанию отрицательной температуры в вечномерзлых грунтах, используемых в качестве основания возводимых зданий и сооружений.

Бетонная смесь разогревается до температуры не выше 10 градусов по Цельсию для предотвращения размораживания или оттаивания основания будущих конструкций. Если проект термообработки при бетонировании требует более высоких начальных температур бетонной смеси (например, при использовании метода «термоса» или при электропрогреве), следует уделить внимание подготовки термоизоляционного слоя «подушки» в виде рассчитываемого слоя песка поверх основания из вечномерзлых грунтов. Порядок устройства термоизоляционного слоя следующий:

- укладка первого слоя подогретого высушенного песка с последующим его вибрированием;
- замораживание нижнего слоя;
- ввод химических добавок (при необходимости);
- укладка последнего слоя термоизоляционного пирога в виде просушенного песка или прочего сыпучего вещества, обладающего повышенными термоизоляционными свойствами;
- укладка гидроизоляционного слоя.

Устройство бетонной стяжки (рисунок).

Эффективным способом ускорения завершения бетонных работ, а также работ по уходу за уложенным бетоном является использование всевозможных противоморозных химических добавок в составе бетонной смеси, а также добавок-ускорителей. Качественный и количественный состав вышеуказанных добавок подлежит строгому расчету в лабораторных условиях для исключения возможности оттаивания и/или размораживаний вечномерзлых грунтов.

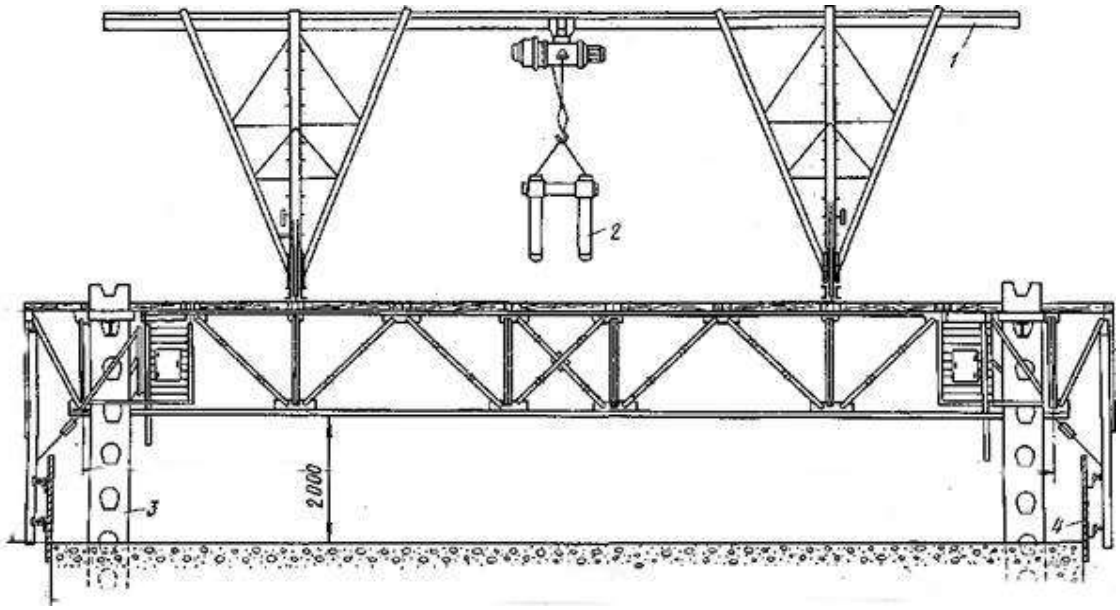


Рисунок – Один из способов бетонирования с использованием подвижного шатра: 1 – козловой кран; 2 – вибропакет; 3 – опорные железобетонные колонны; 4 – переставная опалубка

Если компетентные в рассматриваемом вопросе специалисты могут гарантировать отсутствие различных щелочных и солевых реакций между телом бетона и поверхностью вечномерзлых оснований и стенок траншей/котлованов, разработчикам состава бетонной смеси разрешается внедрять повышенное количество различных химических веществ, позволяющих повысить скорость набора прочности.

Основным методом обеспечения гарантии отсутствия химических и физических реакций между бетоном и грунтов является качественный подбор опалубочной конструкции, точность ее монтажа, а также применение надежной и долговечной гидроизоляции.

Согласно научным исследованиям, подтвержденных опытным путем, в армоконструкциях доля содержания различных химических противоморозных добавок и пластификаторов не должна превышать 0,02 от общей массы вяжущего вещества (цемента или портландцемента) [7].Не стоит забывать о запретах на использование противоморозных добавок, а также добавок-ускорителей по некоторым обоснованным причинам. Запроектированная прочность в таком случае за заданный промежуток времени достигается повышением марки бетона на 100-150 значений вверх.

Зачастую возникает необходимость проектирования и расчета передачи нагрузки от возводимой конструкции к вечномерзлому грунту, используя метод «смерзания» тела бетона с мерзлым грунтом. Тогда содержание противоморозных добавок выше нормативных добавок строго запрещено. Использование пара в качестве прогрева при производстве бетонных работ в условиях вечномерзлых грунтов не разрешается.

На основании изложенного можно сделать вывод о том, что технология бетонных работ в условиях вечномерзлых грунтов сильно отличается от технологии производства работ при нормальной температуре наружного воздуха, но схожа с производством бетонных работ при отрицательных температурах.

Отличие состоит в том, что при использовании зимних методов бетонирования, связанных с прогревом бетона до и после укладки, а также с использованием химических добавок нужно не допустить оттаивание вечномерзлого грунта, так как высока вероятность, что после оттаивания грунт потеряю свою несущую способность и устойчивость.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Каменский Р.М. Что мы знаем о вечной мерзлоте // Вестник Российской академии наук. 2007. Т. 77. № 2. С. 164-168.

2. Дугин Г.С. Методы решения проблем, связанных со строительством железных дорог в зонах вечной мерзлоты // Транспорт: наука, техника, управление. Научный информационный сборник. 2008. № 7. С. 58-61.

3. Каменский Р.М. Якутия – стартовая площадка в изучении вечной мерзлоты // Управление мегаполисом. 2008. № 6. С. 95-103.

4. Гилязидинова Н.В. Технологические процессы в строительстве / Н.В. Гилязидинова, Н.Ю. Рудковская, Т.Н. Санталова // Электронное учебное пособие / Кемерово. – 2016.

5. Технология сборного и монолитного бетона и железобетона / М.И. Диамант, Н.В. Гилязидинова, Т.Н. Санталова // учеб. пособие для студентов строит. специальностей вузов / М.И. Диамант, Н.В. Гилязидинова, Т.Н.Санталова ; Федер. агентство по образованию, ГОУ ВПО «Кузбас. гос. техн. ун-т». Кемерово, 2005.

6. Gilyazidinova N. Use of slag concrete in construction of underground structures and mines / N. Gilyazidinova, E. Shabanov, X. Liu // E3S Web of Conferences. IVthInternationalInnovativeMiningSymposium. 2019. С. 01039.

7. Шабанов Е.А. Анализ методов обогрева кладки в зимний период / А.Ю. Шабуров, Е.А. Шабанов // XII Всероссийская научно-практическая конференция молодых ученых «РОССИЯ МОЛОДАЯ». – 2020. – С.42314.

УДК 624.131.7: 519.688

ШПИЛЕВСКИЙ В.И., студент (КузГТУ)
БЕЛОВА Е.М. доцент (КузГТУ)
г. Кемерово, Россия

ОСОБЕННОСТИ БЕТОНИРОВАНИЯ ПЕРЕКРЫТИЙ ГРАЖДАНСКИХ ЗДАНИЙ В ЗИМНИХ УСЛОВИЯХ

Зимнее время года является наиболее проблематичным для производства строительных работ, в особенности работ по изготовлению монолитных конструкций на строительной площадке. На подавляющей территории Российской Федерации зима весьма сурова и выступает серьезным противником людей, работающих в строительной сфере деятельности.

Самым простым решением проблемы зимнего бетонирования было бы, как ни странно, не проводить бетонные работы в зимних условиях, а сместить их на летний или осенний период. Но по понятным причинам это удается сделать далеко не всегда.

В данной статье нам хотелось бы на примере бетонирования монолитного перекрытия толщиной в 200 мм и объемом в 540 м^3 сравнить, на сколько отличаются между собой работы по устройству монолитного перекрытия в летних и зимних условиях.Известно, что СП 70.13330 называет зимними условиями бетонирования те, при которых среднесуточная температура ниже 5 °С или минимальная суточная температура ниже 0 °С.

Низкая температура негативно влияет как на процессы непосредственно бетонирования, так и на твердение бетона. Низкая температура вызывает следующие негативные явления: остановка реакции гидратации,

рост внутреннего давления в связи с промерзанием бетонной смеси, образование кристаллов льда вокруг арматуры, что чревато ее плохим сцеплением с бетоном, а самое главное, невозможность набрать необходимую прочность.Базовой задачей бетонирования в зимних условиях является обеспечение набора прочности бетона до 30-50 %, в данном же исследовании планка установлена выше, а именно 80 %. Необходимую прочность бетон приобретает по средствам теплового воздействия на бетонную смесь, что не позволяет ей замерзнуть и приобрести вышеописанные негативные явления.

Нами рассмотрен популярный метод прогрева бетонной смеси, а именно метод прогрева пластинчатыми электродами.Первоначально, для качественного проведения работ, необходимо расчетным путем определить метод прогрева бетона. В первую очередь необходимо вычислить модуль поверхности конструкции:

$$M_n = \frac{F_n}{V} = \frac{2758{,}9}{540} = 5{,}1\text{м}^{-1}, \qquad (1)$$

где F_n – площадь всех боковых поверхностей конструкции. Стоит отметить, что в расчет открытых площадей мы берем и нижнюю часть перекрытия, так как под ней находятся лишь щиты опалубки, через которые конструкция быстро промерзает;

V – объем бетонной конструкции – 540 м^3.

Выбор метода бетонирования конструкции зависит от ее массивности.

Массивные конструкции уместнее всего бетонировать безобогревными методами, тонкостенные – обогревными. В данном случае массивность перекрытия конструкции характеризует модуль упругости M_n.

M_n= 5,1 м$^{-1}$, мы принимаем изотермический режим с остыванием, который назначается при модуле поверхности M_n от 4 до 10.

Изотермический режим с остыванием (рис.1) состоит из периода разогрева бетона в течение $t_р$ часов от $t_{\sigma.н}$ до t_{max}, выдерживании при температуре t_{max}и периода остывания в течение $t_о$ часов.

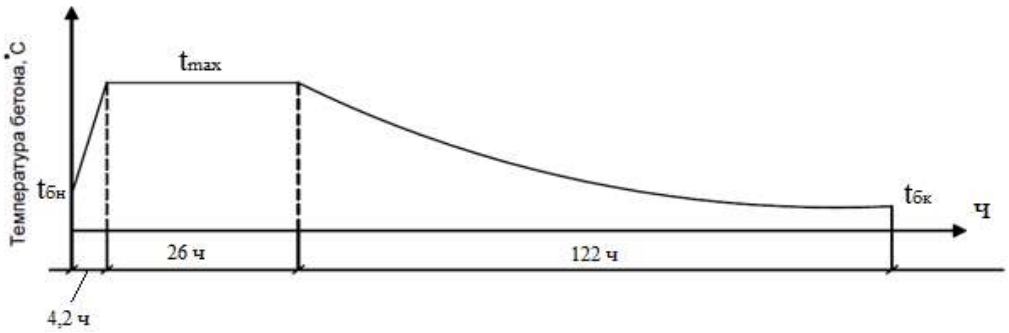


Рисунок 1 – График изотермического прогрева с остыванием

Зная M_n конструкции и вид цемента, задается допустимая скорость подъема температуры и максимальная температура разогрева.

По этим величинам определено время разогрева бетона:

$$t_{\text{р}} = \frac{t_{max} - t_{\sigma.\text{н}}}{V_{\text{р}}(U)} = \frac{55 - 13}{10} = 4{,}2\text{ч}, \quad (2)$$

где $V_{\text{р}}$– скорость разогрева бетона.

Средняя температура разогрева:

$$t_{\text{р}}^{\text{ср}} = \frac{t_{\sigma.\text{н}} + t_{max}}{2} = \frac{13 + 55}{2} = 34 \quad (3)$$

С учетом времени разогрева $t_{\text{р}}$ и средней температуры разогрева $t_{\text{р}}^{\text{ср}}$ определяется прочность бетона при разогреве (рис. 2).

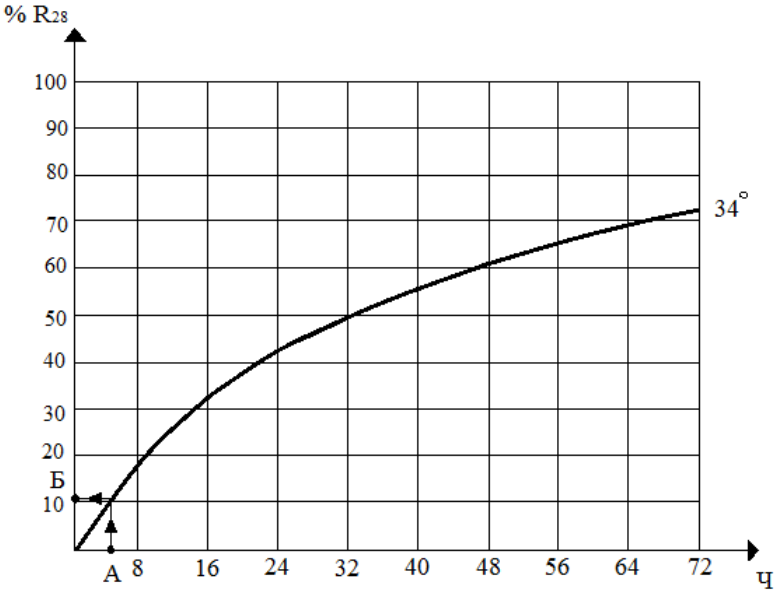


Рисунок 2 – График нарастания прочности бетона за время разогрева:
– средняя температура разогрева бетона $t_{\text{р}}^{\text{ср}}$ = 34°;– продолжительность разогрева $t_{\text{р}}$ = 4,2 ч;– получаемая прочность при разогреве 11% R_{28}

Далее необходимо установить время остывания конструкции t_o от t_{max} до $t_{\sigma k}$ ($t_{\sigma k}$ следует принимать равной не более 5 °С и не менее 0 °С). Время остывания конструкции определяется по формуле Б.Г. Скрамтаева:

$$t_o = \frac{C_\sigma \sigma(t_{max} - t_{\sigma k}) + \text{ЦЭ}}{3{,}6 K M_n \left(t_{\text{о}}^{\text{ср}} - t_{\text{нв}}\right)} \quad (4)$$

$$t_o = \frac{125580}{1027{,}674} 122{,}19\text{ч},$$

где C_σ – удельная теплоемкость бетона, принимаемая равной 1,05 кДж/(кг °С); σ – плотность бетона, кг/м^3; Э – тепловыделение цемента, кДж/кг, за время твердения бетона, Ц – расход цемента в бетоне, кг/м^3; K – коэффициент теплопередачи опалубки или укрытия неопалубленных поверхностей, Вт (м^3 °С); t_{max} – температура изотермического прогрева (температура начала остывания бетонной конструкции, °С); $t_o^{ср}$ – средняя температура за время остывания бетона, °С определяется по формуле:

$$t_o^{ср} = t_{\sigma k} + \frac{t_{max} - t_{\sigma k}}{1{,}03 + 0{,}181 M_n + 0{,}006 t_{max} - t_{\sigma k}} \quad (5)$$

$$t_o^{ср} = 3 + \frac{52}{3{,}188} = 19{,}3 \quad (6)$$

В зависимости от вида цемента по графику нарастания прочности найдена прочность бетона, полученная за время его остывания. Пример определения прочности бетона за время остывания приведен на рис. 3.

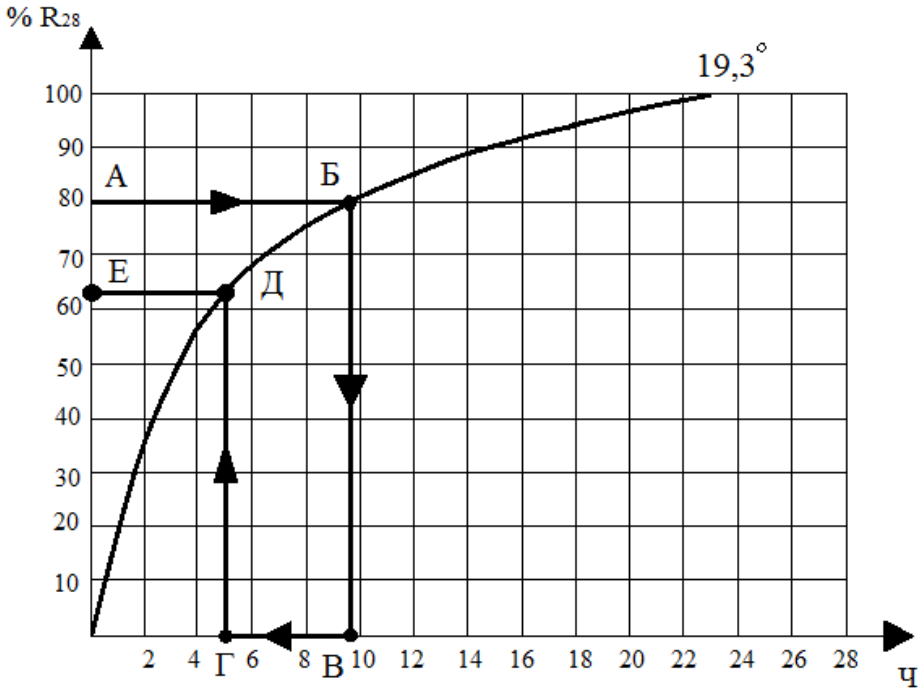


Рисунок 3 – График нарастания прочности бетона за время остывания: – требуемая прочность бетона 80 %, R_{28};– средняя температура остывания бетона 19,3 °С; – продолжительность остывания бетонаt_o = 122,19 ч, (5,09 суток); – полученное значение прочности за время остывания бетона 18 (80-62) %

Далее проведено определение продолжительности изотермического прогрева.

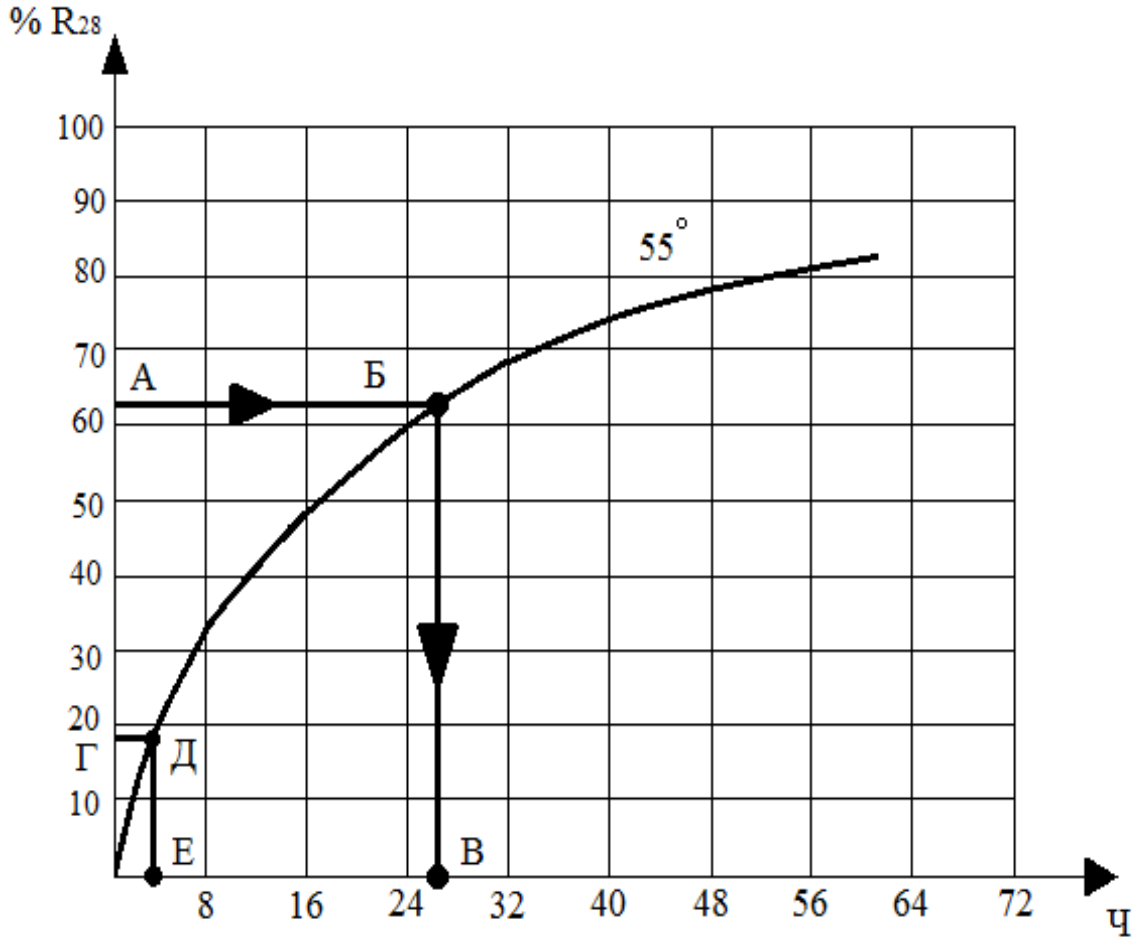


Рисунок 4 – График нарастания прочности бетона за время изотермического прогрева:
– максимальная температура прогрева бетона t_{max} = 55°С;– достигнутая прочность за время разогрева = 11%;– полученная прочность при остывании бетона 18%;– требуемая прочность при изотермическом прогреве:$R_и = R_{треб} – (R_р + R_о)$ = 80 – (11+18) = 56 % R_{28},
где $R_и$ – прочность, которую необходимо добрать бетону;
– продолжительность изотермического прогрева t_o = 26 ч.
Итого, время электропрогрева: 4,2 + 26 = 30,2 ч

Таким образом выглядит приблизительный алгоритм расчета метода прогрева бетона при зимнем бетонировании.

Для сравнения и анализа методов бетонирования в летних и зимних условиях были выбраны следующие показатели: продолжительность работ, затраты труда; процент производительности труда, выработка на одного рабочего в смену, а также средняя заработная плата одного рабочего в смену. Результаты расчетов указанных параметров приведены в таблице.

Таблица

Сводная таблица технико-экономических показателей

Наименование показателей	**Ед. изм.**	**Бетонирование в летних условиях**	**Бетонирование в зимних условиях**
		План	**План**
Продолжительность работ,	дни	48	61
Трудозатраты	чел/смен	342,29	632,19
Производительность труда	%	100,45	97,16
Объем бетонных работ	$м^3$	540	
Выработка 1-го рабочего в смену	$м^3$	1,57	0,85
Средняя зарплата одного рабочего в смену	руб.	506,09	538,51

Для наглядности был проработан многофакторный анализ показателей, который описан графически на рис. 5.

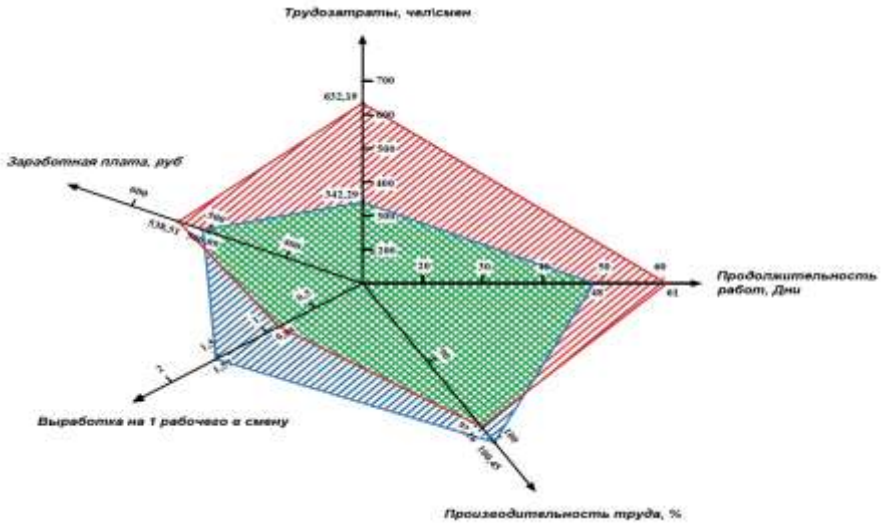


Рисунок 5 – Многофакторный анализ бетонирования перекрытия в летних и зимних условиях

Фигура синего цвета строится по параметрам, полученным в летний период бетонирования, фигура красного цвета – соответственно в период зимнего.Также в исследовании приводится гистограмма с полученными показателями, где синим цветом отмечены параметры, полученный при работах в летнее время, а красным соответственно в зимнее (рис. 6).

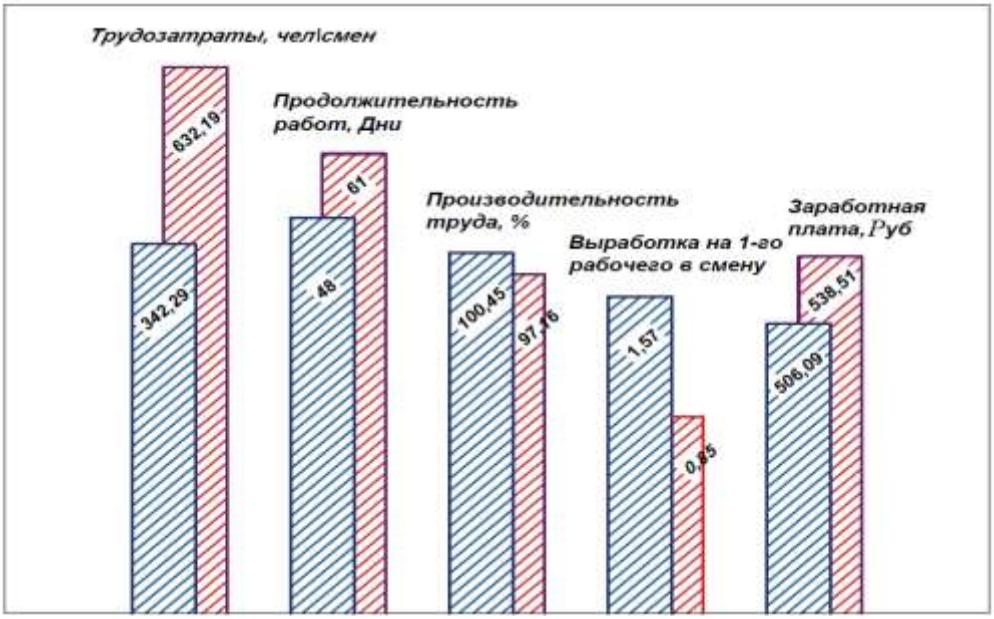


Рисунок 6 – Гистограмма пофакторного анализ бетонирования перекрытия в летних и зимних условиях

Исходя из приведенного выше многофакторного анализа, а также гистограммы с пофакторным анализом показателей, можно уверенно утверждать, что мероприятия по бетонированию в зимних условиях более затратны и трудоемки в исполнении, нежели в летнее время.

Анализ показывает, что в случае с бетонированием перекрытия объемом в 540 м^3 потребовалось на 13 дней больше, чем в случае с проведением работ в летнее время. В большинстве своем данное время уходит на производство мероприятий по прогреву бетонной смеси для достижения ею проектной прочности. Так в зимних условиях значительным образом увеличиваются трудозатраты за счет большего количества рабочих задействованных на стройке. Из анализа четко видно, что в зимнее время года на 3,3 % падает производительности труда, а также выработка на одного рабочего в смену, за счет более тяжелых условий проведения работ. Также увеличивается средняя заработная плата одного рабочего в смену, что свидетельствует о значительном увеличении общей суммы затрат на строительство в зимних условиях.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Бессер Я.Р. Методы зимнего бетонирования. Стройиздат. Москва. 1976. – 168с.

2. Гнам П.А., Кивихарью Р.К. Технологии зимнего бетонирования в России. Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого, 195251, Россия, г. Санкт-Петербург, Политехническая ул., 29. – 25с.

3. Миронов С.А. Теория и методы зимнего бетонирования. Стройиздат. Москва. 1976. – 700 с.

СЕКЦИЯ 3 «ЭКСПЕРТИЗА И УПРАВЛЕНИЕ НЕДВИЖИМОСТЬЮ»

УДК 69.059

РУДКОВСКИЙ Д.И., к.т.н., доцент (КузГТУ)
ШАБАНОВ Е.А., к.т.н., доцент (КузГТУ)
г. Кемерово, Россия

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ КОНСТРУКЦИЙ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ КОМПЛЕКСНОГО КАПИТАЛЬНОГО РЕМОНТА ЗДАНИЯ

В июле 2020 года, специалистами КузГТУ имени Т. Ф. Горбачева, совместно с ООО «ПСК «ПрофСтрой», были выполнены работы по обследованию и оценке технического состояния здания казармы, расположенного по адресу: Кемеровская область-Кузбасс, г. Кемерово, ул. Федоровского, 5В. Цель обследования – определение технического состояния несущих и ограждающих строительных конструкций для проектирования комплексного капитального ремонта. Обследование выполнялось в соответствии с требованиями п. 5. 3 [1].

В соответствии с техническим заданием и с учетом цели обследования проведен комплекс работ, включающий:

− визуальный осмотр всех несущих и ограждающих конструкций;

− основные обмерные работы (поперечные сечения конструктивных элементов, габариты, расстояния между элементами);

− разработка шурфа для обследования фундамента;

− вскрывание арматуры плит перекрытия;

− выполнение вскрытия стяжки пола;

− выполнение вскрытия кровли;

− инструментальные обследования строительных конструкций;

− анализ состояния и выявление дефектов конструкций;

− выявление наличия и причин деформаций несущих конструкций;

− фотографирование выявленных дефектов;

− составление дефектной ведомости;

− определение категории технического состояния здания [2].

Объект обследования представляет собой здание казармы недействующего в настоящее время училища связи. Обследованное здание 4-х этажное с подвалом прямоугольной конфигурации в плане. Габариты здания в плане 60,0×16,5 м. Высота надземных этажей составляет 3,0 м. В здании имеется 2 входных группы, а также 2 независимых входа в под-

вал. Для сообщения между этажами здание оборудовано 2-мя лестничными клетками. Выход на кровлю осуществляется при помощи вертикальной лестницы и отверстия в покрытии, расположенного в лестничной клетке.

Конструктивная схема здания – каркасная с несущим железобетонным каркасом. В качестве несущих элементов каркаса выступают железобетонные колонны, ригели, плиты перекрытий (покрытия), лестничные марши и диафрагмы жесткости. В качестве стенового ограждения выступают навесные керамзитобетонные панели толщиной 450 мм. Кровля в здании рулонная с внутренним водостоком, уклон кровли создается керамзитовым гравием, утепление –плитами ФРП.

Рисунок 1 – Общий вид обследуемого здания казармы

В результате обследования строительных конструкций здания казармыполучены следующие результаты.

1. Фундаменты

Для обследования фундаментов выполнена разработка шурфа. Фундаменты под колонны свайные, сваи квадратного сечения размером 300×300 мм. В шурфе выявлено 3 сваи в кусте. Сваи объединены железобетонным ростверком высотой 510 мм, сверху на ростверк смонтирован сборный железобетонный пирамидальный стакан высотой 1030 мм, нижнее сечение стакана 1400×1400 мм, верхнее сечение – 1000×1000 мм. Фундаментами диафрагм жесткости здания являются бетонные блоки ФБС толщиной 400 мм по ленточному ростверку.Существенных дефектов и деформаций фундаментов в процессе обследования не выявлено.

2. Наружные стены

Наружные стены выше отметки 0,000 выполнены из навесных керамзитобетонных панелей толщиной 400 мм. Крепление панелей к каркасу здания выполнено через закладные детали на колоннах по серии ИИ-04-10 выпуск 6. Крепление парапетных панелей выполнено через надколонники

из неравнополочных уголков 140×90×12. Стены на отметке ниже 0,000 – стеновые цокольные панели.

При обследовании выявлены следующие дефекты наружных стен:

− трещины в простенках, замачивание стеновых панелей, дефекты отделки, усадочные трещины, выбоины;

− расслоение стеновой железобетонной панели на 4 этаже;

− стена не обладает требуемым сопротивлением теплопередаче;

− отсутствие парапетных крышек по периметру кровли, как следствие замачивание парапетных панелей;

− отсутствует гидроизоляция парапета;

− трещина в цокольной панели с раскрытием до 10 мм;

− коррозия закладных деталей крепления стеновых панелей.

3. Внутренние стены, перегородки и отделка

В качестве внутренних диафрагм жесткости смонтированы железобетонные диафрагмы и вентиляционные блоки. Толщина блоков – 240 мм, толщина диафрагм 140 мм. Внутренние ненесущие перегородки здания представлены кладкой из кирпича керамического толщиной 120 и 250 мм. Отделка стен – окраска по штукатурке, оклейка обоями, керамическая плитка. Отделка полов – линолеум по цементно-песчаной стяжке, часть помещений без линолеума. Отделка потолков – побелка по шпатлевке.

К дефектам внутренним стен и перегородок можно отнести:

− отслоение, вздутие и отставание краски со шпатлевкой;

− отслоение штукатурного слоя с перегородок;

− трещины в местах сопряжения перегородок с перекрытием;

− коррозия арматуры диафрагм жесткости;

− перегородки подвала частично разрушены;

− трещины в стяжке бетонных полов с раскрытием до 2 мм;

− плесень на поверхностях пола, стен и потолка из-за протечек.

4. Железобетонный каркас здания

Несущий каркас здания выполнен из железобетонных элементов по серии ИИ-04. Конструктивная схема каркаса здания – рамно-связевая с пятиэтажными трехпролетными рамами. Устойчивость и геометрическая неизменяемость в плоскости рам обеспечивается самими рамами и диафрагмами жесткости, из плоскости рам – совместной работой колонн и диафрагм жесткости. Колонны каркаса железобетонные с консолями сечением 300×300 мм. Продольная арматура колонн 20 мм. Ригели каркаса – железобетонные в виде тавра сечением 400×450(h) мм, крайние ригели имеют одну полку. Плиты перекрытия – многопустотные железобетонные толщиной 220 мм, часть плит разрублена вдоль пустот, между плитами имеются монолитные участки. Плиты армированы сеткой со стрежнями 5 мм, а также продольной арматурой диаметром 16 мм. Несущая способность перекрытия составляет не менее 800 кгс/м^2. Ригели каркаса опираются на консоли колонн через металлические закладные детали. Плиты перекрытия опира-

ются на полки ригелей, а также на вентиляционные блоки через металлические опорные столики.В процессе обследования выявлены следующие дефекты:

− значительные смещения плит перекрытия относительно друг друга по высоте, коррозия и оголение арматуры, поперечные трещины до 2 мм;

− трещины и зазоры в швах между плитами перекрытия подвала;

− коррозия арматуры ригелей, закладных деталей и сварных швов;

− замачивание конструкций каркаса с образованием плесени;

− трещины в плитах перекрытия подвала;

− коррозия металлических столиков опирания плит перекрытия на диафрагмы жесткости;

− коррозия арматуры колонн.

5. Перемычки

Перемычки подвала – сборные железобетонные брусковые сечением 120×140(h) мм, 120×220(h) мм по серии 1.038.1-1 в. 1.2. Перемычки 1-4 этажей – из металлических уголков.

6. Лестничные марши и площадки

В здании имеются две лестничные клетки. Лестницы выполнены из железобетонных маршей по серии ИИ-04 и опираются на ригели. Ширина лестничных маршей 1200 мм, ширина площадок 1350 мм. Ограждение лестниц выполнено из квадратных стоек 18×18 мм с шагом 600 мм.

К дефектам лестниц можно отнести имеющиеся выбоины и сколы в ступенях, и что ограждение лестниц повреждено.

7. Кровля

В здании выполнено плоское совмещенное покрытие. Кровля рулонная с внутренним водостоком и уклоном из керамзитового гравия. В качестве утеплителя используются плиты ФРП. По фасадам выполнены парапеты из керамзитобетонных панелей толщиной 400 мм. Доступ на кровлю осуществляется через люк в перекрытии.

В процессе обследования выявлены следующие дефекты кровли:

− трещины в гидроизоляционном покрытии;

− отсутствуют дефлекторы на вентиляционных каналах, кирпичная кладка вентиляционных каналов разрушена;

− отсутствуют парапетные крышки по периметру кровли;

− отсутствует гидроизоляция парапета.

8. Крыльца, входы в подвал

Здание имеет два крыльца и два независимых спуска в подвал. Стенки крылец выполнены из кирпича. Ступени и площадки крылец – сборные железобетонные. Навесы крылец – железобетонные многопустотные плиты, уложенные по кирпичным стенам. Входы в подвал выполнены в виде приямков из кирпича. Ступени входов в подвал – сборные железобетонные.

Выявлены следующие дефекты крылец и спусков в подвал:

− разрушение бетонных ступеней, площадок крылец и спусков в подвал; расслоение бетона;

− трещины и зазоры в сопряжении крыльца с цокольной панелью;

− отсутствует прочность раствора в кирпичной кладке стен крылец и спусков в подвал, кладка частично разрушена.

9. Отмостка

Вдоль фасадов здания имеются асфальтобетонные отмостки, в которых имеются многочисленные трещины. В результате повреждения отмостки увлажняются грунты основания, а также замачиваются железобетонные фундаменты под воздействием атмосферных осадков и талых вод.

10. Инженерные системы

В здании не функционируют инженерные системы жизнеобеспечения. Имеются элементы инженерных систем электроснабжения, вентиляции, водоснабжения и канализации.К дефектам инженерных систем можно отнести следующие:

− полная потеря эластичности изоляции проводов электроснабжения, повреждения магистральных линий, отсутствие приборов учета и защиты, коррозия металлических шкафов;

− коррозия трубопроводов канализации и водоснабжения;

− коррозия трубопроводов отопления.

В результате проведенного обследования здания казармы были выявлены дефекты и недостатки, которые оказывают существенное влияние на техническое состояние как отдельных несущих и ограждающих конструкций, так и объекта в целом при несвоевременном их устранении. Техническое состояние обследованных строительных конструкций – *ограниченно-работоспособное* [2]. При разработке проектной документации, включить обнаруженные дефекты в программу капитального ремонта.Подводя итог, необходимо отметить, что суть предполагаемого комплексного капитального ремонта заключается именно в приведении зданий к нормативному техническому состоянию, при котором количественные и качественные значения параметров всех критериев оценки технического состояния строительных конструкций здания, соответствуют установленным в проектной документации значениям с учетом пределов их изменения.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. ГОСТ 31937-2011. Межгосударственный стандарт. Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния [введен в действие Приказом Росстандарта от 27.12.2012 №1984-ст]. – Москва : Стандартинформ, 2014. – 89 с. – Текст непосредственный.

2. СП 13-102-2003 Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений [введен в действие постановлением Госстроя России от 21.08.2003 №153]. – Москва : ФГУП ЦПП, 2003.– 26 с. – Текст непосредственный.

УДК 691.3

САНТАЛОВА Т.Н., доцент (КузГТУ)
КАЛИНИНА А.В., студент (КузГТУ)
г. Кемерово, Россия

ПРОБЛЕМЫ ЭКСПЛУАТАЦИИ ПАНЕЛЬНЫХ ЗДАНИЙ С НАРУЖНЫМ УТЕПЛЕНИЕМ СТЕН В УСЛОВИЯХ КУЗБАССА

Характерной чертой климата Кемеровской области является его континентальность, то есть резкие колебания температуры воздуха по временам года, в течение месяца и даже суток. При этом холодный сезон в данном регионе длится до 7-8 месяцев. В таких условиях в ходе эксплуатации панельных зданий возникает проблема теплозащиты здания и энергосбережения ресурсов.

Существует мнение, что расположение утеплителя снаружи несущей части стены вызывает снижение ее долговечности в процессе эксплуатации в холодный и переходный периоды года. Однако результаты расчетов и натурных исследований влажностного режима таких стен показывают, что при правильном их конструировании недопустимого накопления влаги у наружного отделочного слоя не происходит. Поэтому выбор утеплителя является очень важной задачей.

На кафедре строительного производства и экспертизы недвижимости Кузбасского государственного технического университета были проведены аналитические исследования используемых в Кузбассе технологий утепления стеновых ограждений: устройство напыляемого утеплителя (напыление пенополиуретаном) и устройство плитного утеплителя с оштукатуриванием.

Особенности напыляемого утеплителя в том, что это – теплоизоляционное сырье, которое наносится на поверхность стены при помощи специального оборудования. В составе присутствуют два жидких компонента, смешиваясь, они образуют огромное количество пены. В качестве вспенивателей используют – полиол и полиизоционат. На сегодняшний день востребованы напыляемые утеплители от таких известных производителей, как «Полинор», «Экотермикс», FoamKit, HeatlocSoy.

Устройство плитного утеплителя путем его наклейки и дополнительного механического крепежа с последующим оштукатуриванием поверхности («мокрое» утепление) приведено на рис.1.

В качестве плитного утеплителя используют пенопласт, вспененный или экструдированный полистирол, а также производные пенополистирола – Технoплекс, Пеноплекс, Санпол. В ходе исследований были проведены замеры теплозащитных свойств панельных зданий с помощью прибора – тепловизор марки Testo 875 1i в г. Кемерово.

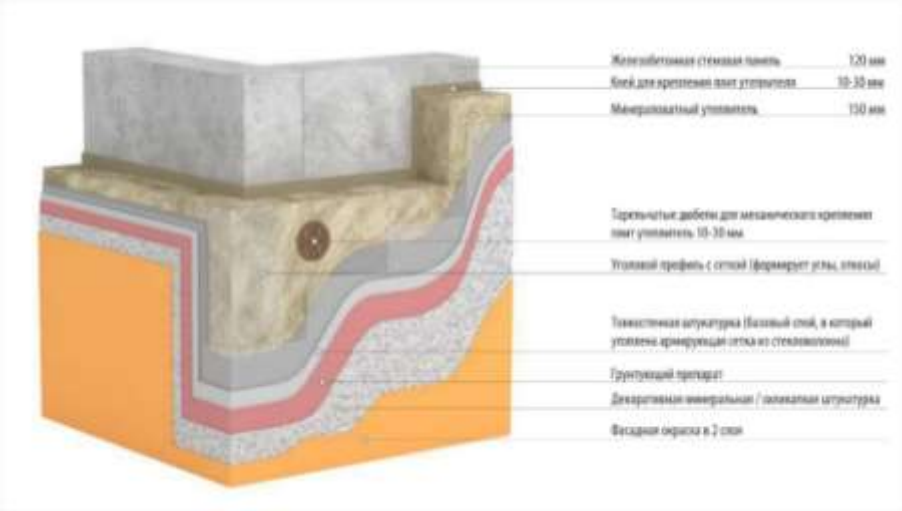


Рисунок 1 – Устройство плитного утеплителя фасада

Исследования проводились на следующих зданиях – панельные дома из керамзитобетонных панелей – толщиной панели 300 мм без утеплителя; толщиной панели 240 мм с утеплителем из пенополиуретана толщиной 200 мм; толщиной 240 мм с плитным утеплителем толщиной 150 мм. Результаты измерений представлены на рис. 2.

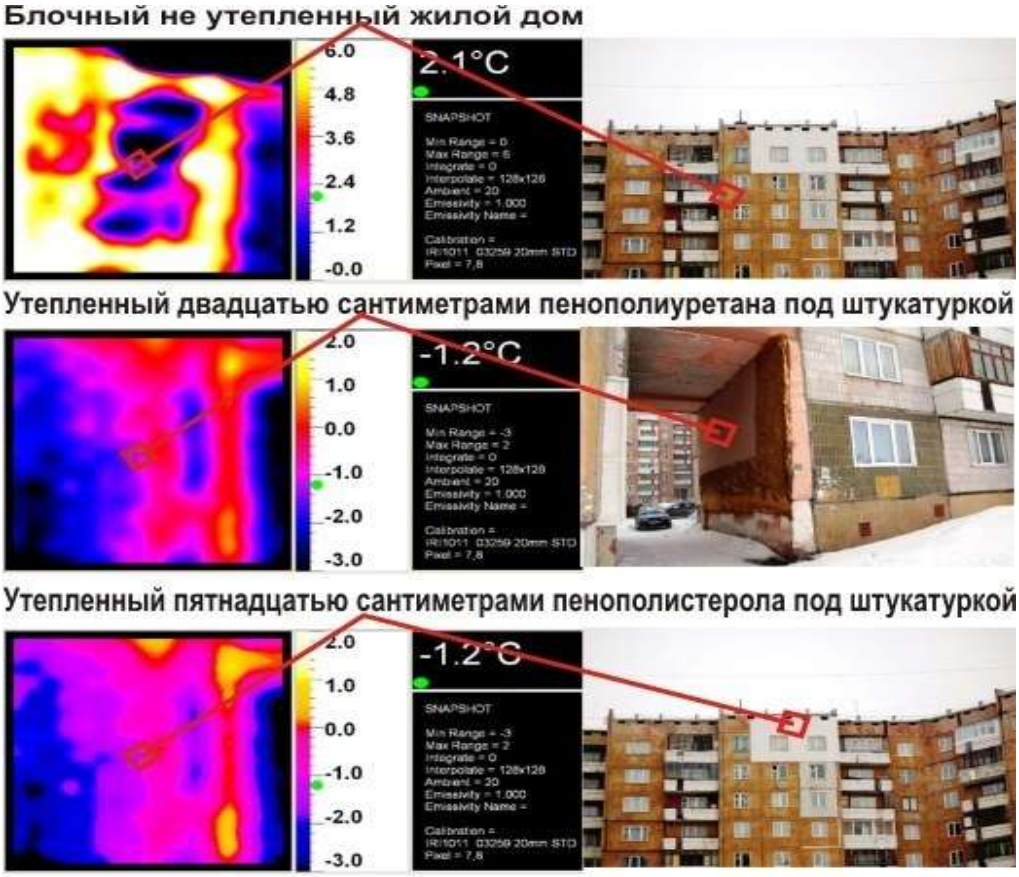


Рисунок 2 – Съемки панельного здания с наружным утеплением стен

Как видно из рис. 2 температура наружной неутепленной стены ниже нормативных значений, что говорит о теплопотерях данного панельного здания.Панели с утеплителями показывают, что исследуемые утеплители справляются со своей задачей, а именно – обеспечивают теплоизоляцию конструкции и решают проблему энергосбережения.К сожалению, нет идеального материала, который подойдет абсолютно всем эксплуатационным требованиям.

Утеплитель «Пенополиуретан» (ППУ) может не подойти из-за высокой цены, кого-то не устроит срок службы утеплителя «Пенополистирол» (ППС). Но, зная теплотехнические свойства утеплителей, можно сделать оптимальный выбор. Теплотехнические показатели утеплителей для стенового ограждения приведены в таблице.

Таблица

Материалы	**Теплопроводность Вт/м°С**	**Плотность, кг/м^3**	**Рабочая температура, °С**	**Паронипроницаемость, мг/ (м.ч. Па)**	**Срок эксплуатации**
Пенополиуретан (ППУ)	0,022-0,025	70-90	-160..+140	0,047	25-50 лет
Пенополистирол (ППС)	0,041	20-30	-100..+80	0,05	15 лет

На основе проведенных исследований, анализа нормативной и технической литературы, опыта строителей Кузбасс были сделаны сравнения по эксплуатационным показателям двух видов утеплителей:

– испорченный участок пенополиуретановой изоляции возможно легко заменить – достаточно вырезать дефект и на его место нанести новую порцию материала, а пенополистирольная изоляция требует дополнительных затрат;при длительном воздействии переменных температур и циклической деформации, соответствующих периоду эксплуатации, утеплитель Пенополиуретан (ППУ) не крошится, образования трещин и других нарушений макроструктуры не происходит.

Тогда как у «мокрого» утепления Пенополистирол (ППС), через сравнительно небольшой промежуток времени могут возникнуть технологические или эксплуатационные дефекты: дутики, трещины, высолы, вспучивания и отлупы штукатурки;в утеплителе «Пенополистирол» (ППС) через 3-4 года возникают проблемы с накопленной жидкостью между поверхностью самого здания и плитами утеплителя;утеплитель Пенополиу-

ренан (ППУ) не поддерживает горение, но при достаточно большой температуре (более 180 °С) начинает разлагаться и тлеть.

Утеплитель Пенополистирол (ППС) горюч и начинает выделять фенол уже после 60 °С.В итоге, по результатам сравнения можно однозначно сказать, что по эксплуатационным и таким параметрам как пожарная безопасность, стойкость к деформациям утеплитель Пенополиуретан (ППУ), практически по всем характеристикам превосходит плитный утеплитель Пенополистирол (ППС).

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. http://is42.ru/uteplenie.html.
2. https://obustroeno.com/stroitelstvo/elementy-konstrukcii/steny/60066-naruzhnoe-uteplenie-sten.
3. https://irbispro.ru/stati/penopoliuretan-ili-penopolistirol-chto-vybrat.html.

УДК 332.85

САНТАЛОВА Т.Н., доцент (КузГТУ)
ТЕНЕНЕВА Ю.С., студент (КузГТУ)
г. Кемерово, Россия

ОБЕСПЕЧЕНИЕ НОРМАЛЬНОГО ФУНКЦИОНИРОВАНИЯ ОБЪЕКТОВ ЖКХ

Жилищно-коммунальное хозяйство все еще остается сферой, в которой ни одна из заявленных целей, сформулированных в законе РФ «Об основах федеральной жилищной политики» 24.12.1992 №4218-1 и в последующих нормативно-правовых актах Правительства РФ не достигнута.

Проведение жилищно-коммунальных реформ в значительной степени зависит от позиции местной власти. Именно органы местного самоуправления определяют структуру управления муниципальным хозяйством, устанавливают ставки оплаты жилищных и коммунальных услуг для населения, тарифы для муниципальных предприятий.

Одной из проблем, которая тормозит стратегию развития в сфере ЖКХ, является состояние жилищного фонда. Износ жилищного фонда и инженерных инфраструктур находится на близкой к критической, а в отдельных субъектах РФ – на критической отметке.

В среднем по России на 2019 г. износ жилищного фонда составляет 35 %, а в отдельных субъектах РФ – 70 %. Износ котельных составляет 45 %, центральных тепловых пунктов – 50 %, тепловых сетей – 45 %, водопровода – 40 % (рис. 1).

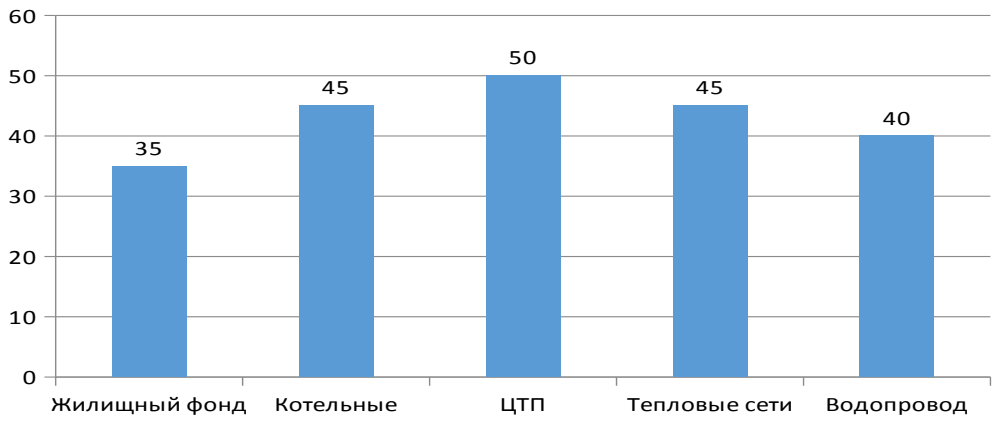


Рисунок 1 – Износ жилищного фонда и инженерных инфраструктур

Ввод нового жилья не перекрывает старение жилищного фонда. Ветхий и аварийный фонд составляет примерно 4 %, при этом в нем проживает около 2 млн. человек. В улучшении жилищных условий нуждается 60 % населения страны.

Преобладающей формой воспроизводства жилищного фонда остается новое строительство. Рынок реконструкции, модернизации и капитального ремонта существенно отстает, что приводит к преждевременному физическому и моральному износу объектов жилищной и коммунальной инфраструктуры.

В Кузбасском государственном техническом университете на кафедре Строительного производства и экспертизы недвижимости в составе изучения курса «Управление жилищно-коммунальным комплексом» был проведен анализ развития ЖКХ на современном этапе с учетом изменений в управлении и регулировании взаимоотношений в жилищной сфере.

Было проведено изучение нормативной, технической литературы, научных статей в журналах, что позволило определить ряд направлений необходимых для обеспечения нормального функционирования объектов ЖКХ и повышения качества городской среды [1].

1. Необходимо *сбалансировать потребности в новом строительстве* и реконструкции, капитальном ремонте существующего жилищного фонда.

Данное направление было определено и в Кузбассе. В новом году администрация города планирует увеличить объемы строительства с 254 тыс. м^2 в 2019 до 281 тыс. м^2 в 2020 году.

По состоянию на 01.04.2019, в реестре аварийного жилищного фонда по г. Кемерово находится 317 многоквартирных жилых домов площадью 111 663,5 м^2, из них признанных аварийными и подлежащими сносу – 145 домов площадью 40 888,50 м^2 [2].

По итогам 2020 года планируется снести 3837,1 м^2 площади аварийных зданий.

Соотношение объемов нового строительства и многоквартирных домов в аварийном состоянии (тыс. м^2), представлен на рис. 2.

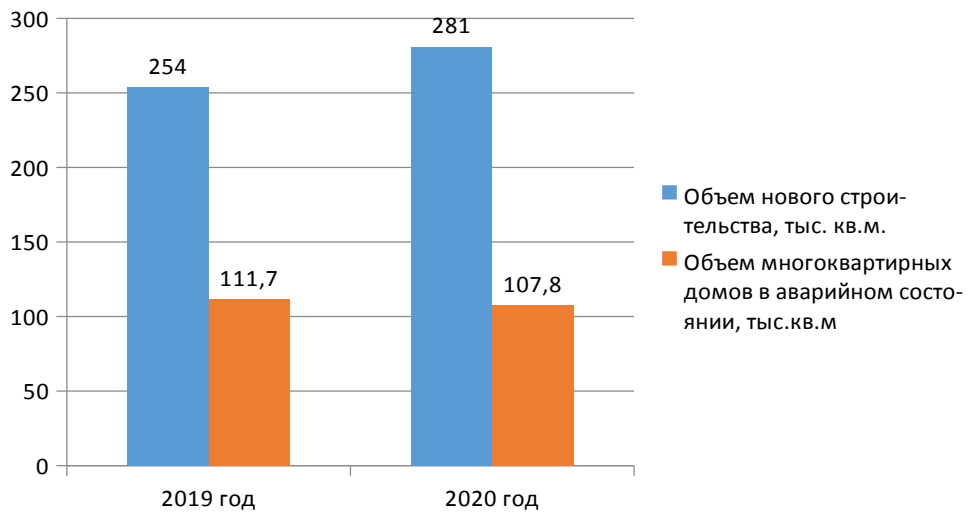


Рисунок 2 – Объем нового строительства и объем аварийных многоквартирных домов

2. Снизить *темпы увеличения объема жилищного фонда* за счет:

– комплексной модернизации существующего жилищного фонда с помощью региональных программ капитального ремонта;

– замены и модернизации инженерных сетей;

– комплексного эффективного управления многоквартирными домами.

3. Развивать *систему кредитования капитального ремонтаобщего имущества* многоквартирных домов на льготных условиях.

4. Проводить *капитальный ремонт комплексов жилых домов* в условиях компактной застройки, что позволит иметь большие объемы ремонтно-строительных работ и привлечь крупные строительные компании, которые выполнение работ в короткие сроки, качественно и дешево.

5. Повысить *эффективность управления* многоквартирными домами с помощью:

– соблюдения условий, заданных законами, нормативными актами и документами [3,4];

– развития конкуренции на рынке управляющих компаний и подрядных организаций;

– повышения заинтересованности и активности собственников жилья;

– применения инноваций в управленческой деятельности.

6. Внедрять *мероприятия по повышению качества городской среды*:

– периодически проводить современный ремонт фасадов жилых домов;

– благоустраивать дворовые территории в соответствии с современными требованиями;

– создавать мини-парки, детские и спортивные комплексы;

– развивать удобную транспортную систему, автопарковки, велосипедные дорожки, безопасные зоны для пешеходов.

Таким образом, можно сделать вывод о том, что реализация всех перечисленных направлений позволит достичь целей, сформулированных в законах и обеспечить нормальное функционирование объектов жилищно-коммунального хозяйства.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Кириллова А.Н. Стратегия опережающего развития в сфере ЖКХ: структурные сдвиги, подходы и направления / А.Н. Кириллова, П.Г. Грабовый // Недвижимость: экономика, управление. – 2016. – №1. С. 38-40.

2. Постановление «Об утверждении муниципальной адресной программы «Переселение граждан города Кемерово из многоквартирных домов, признанных до 01.01.2017 в установленном порядке аварийными и подлежащими сносу на 2019-2024 годы» от 21.05.2019 г. № 1183.

3. Федеральный закон «О внесении изменений в Жилищный кодекс и другие законодательные документы Российской Федерации» от 25.12. 2012 г. № 271.

4. Федеральный закон «О внесении изменений в Жилищный кодекс Российской Федерации и отдельные законодательные акты Российской Федерации» от 29.06.2015 г. № 176-ФЗ.

УДК 692.42: 699.86

СОКОЛОВ М.В., к.т.н., доцент (КузГТУ)
ПОКАТИЛОВ А.В., к.т.н., директор института (КузГТУ)
г. Кемерово, Россия

ОШИБКИ ПРИ РАЗРАБОТКЕ ПРОЕКТА И ВЫПОЛНЕНИИ СТРОИТЕЛЬНЫХ РАБОТ КАПИТАЛЬНОГО РЕМОНТА КРЫШИ И КРОВЛИ ГЛАВНОГО КОРПУСА ГКУЗ КО «КЕМЕРОВСКОЙ ОБЛАСТНОЙ КЛИНИЧЕСКОЙ ПСИХИАТРИЧЕСКОЙ БОЛЬНИЦЫ»

В настоящее время в Кемеровской области – Кузбассе на капитальный ремонт государственных и муниципальных учреждений выделяются значительные бюджетные средства, но их все равно недостаточно для того чтобы выполнить ремонт в полном объеме.

Как правило, здания, в которых необходимо выполнить ремонт, возведены в период с 1960 г. по 1995 г. Их основными несущими конструкциями являются кирпичные продольные и поперечные несущие стены или

каркас, состоящий из колонн, ригелей и плит перекрытий. В связи со значительным сроком эксплуатации данных объектов их основным конструктивным элементом, который требует ремонта, является крыша и кровля [1, 2]. Поэтому руководители организаций в первую очередь вкладывают средства в ремонт данного конструктивного элемента, но отсутствие достаточных знаний в области проектно-строительной деятельности и недостаточность средств не позволяет быстро и качественно выполнить работу.

Сотрудниками Строительного института КузГТУ в 2019 году были выполнены работы по обследованию и разработке конструктивных решений по капитальному ремонту здания «Кемеровская областная клиническая психиатрическая больница». В 2018 году в больнице уже были выполнены работы по замене кровли по заранее разработанному проекту, но зимний период показал, что работы были выполнены не качественно. В здании в период оттепели наблюдались протечки чердачного перекрытия и образование льда на поверхности кровли.Объект (рис. 1) представляет собой 3-х этажное здание П-образное в плане с основными размерами 75,9×25,5 м. С южной стороны имеются примыкающие постройки от соседнего здания.

Рисунок 1 – Ситуационный план обследуемого здания

Основными несущими и самонесущими конструкциями объекта являются: стены – кирпичные; перекрытия – сборные железобетонные из многопустотных плит; конструкция крыши – стропильная; кровельное покрытие – профилированный лист; фундамент – железобетонный ленточный.

Кровля (рис. 2) 4-х скатная, выполнена из стальных профилированных листов по деревянной обрешетке из необрезных досок [3]. Конструкция кровли опирается на стропильную систему из брусьев, мауэрлата, продольных и поперечных балок, стоек. Стропильная конструкция опирается на внешние и внутренние несущие стены. Основные конструктивные решения узлов и стропильных систем выполнены по типовым проектам. В здании имеется не отапливаемый чердак, на котором располагаются вентиляционные узлы и короба, слуховые окна для осмотра и обслуживания кровли. По полу чердака имеется утепление.

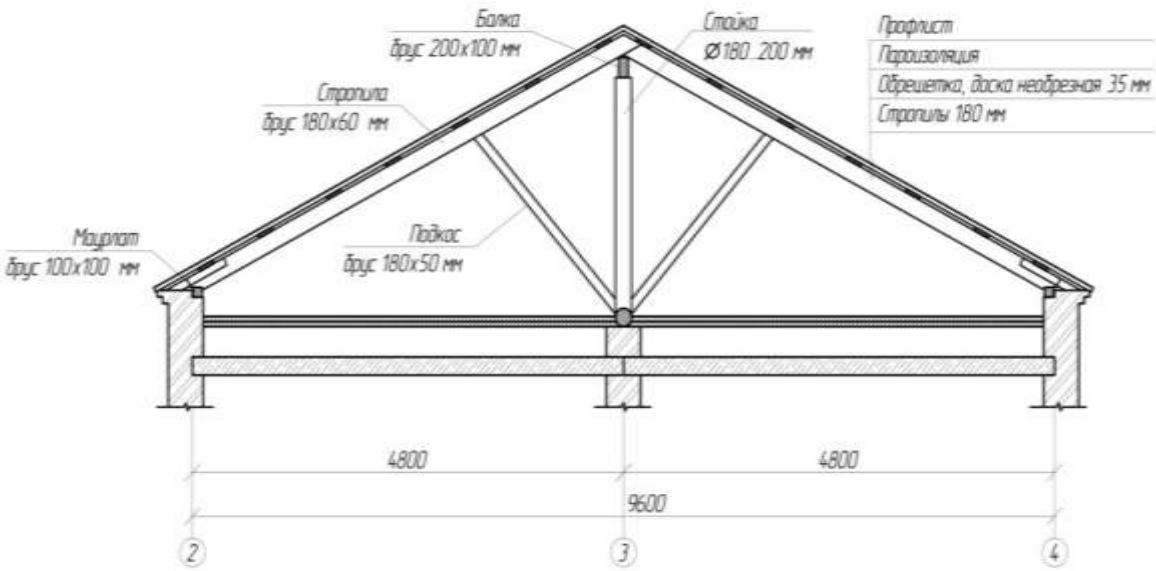


Рисунок 2 – Поперечный разрез крыши и кровли

Отвод воды с кровли осуществляется централизовано по скату кровли (рис. 3). Для отвода воды применяются водосборные лотки, воронки и трубы. Элементы располагаются в угловых зонах здания. По периметру кровли имеются металлическое ограждение и пожарные лестницы для эвакуации.

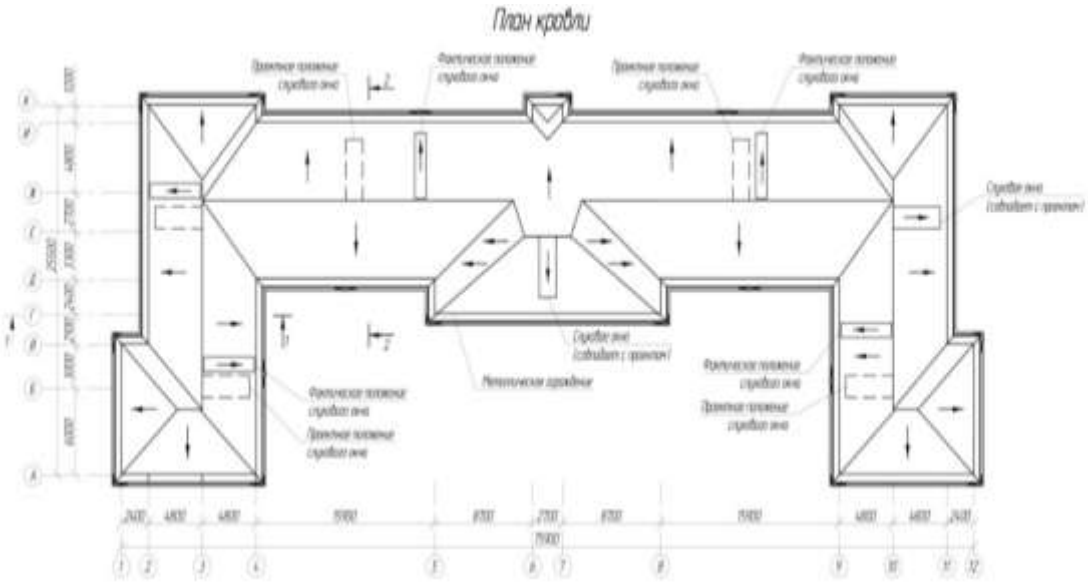


Рисунок 3 – План кровли

В результате обследования технического состояния кровли и чердачного помещения было установлено, что температура воздуха в чердачном помещении значительно выше температуры снаружи, что не соответствует режиму неотапливаемого чердачного помещения [4, 5].

Вследствие разности температур, повсеместно имеются следы скопления воды, местами с образованием ледяного покрова толщиной до 2 см, замачивания внутренней поверхности кирпичной кладки наружных стен в карнизной части кровли.

При повышении температуры наружного воздуха происходит таяние льда на карнизной части стены и затекание воды под утеплитель с протечкой через перекрытие 3-го этажа. В результате происходит замачивание потолка третьего этажа. Преимущественно следы протекания располагаются в северной части здания с подветренной стороны, в углах здания и над центральным входом.

Покрытие кровли выполнено из профилированного листа по обрешетке из необрезных досок, толщиной 35 мм. Поверху обрешетки уложен слой пароизоляции. По периметру покрытия установлено защитное ограждение, высотой 500 мм. На момент обследования по покрытию дефекты отсутствовали. В более теплый период при температуре наружного воздуха в районе 0 °С зафиксированы ярко выраженные сильные протечки через кровельные саморезы в карнизной зоне кровли вследствие таяния ледовых масс и снега на карнизе.

Основные несущие элементы кровли и узлы, и их соединения выполнены из деревянных элементов прямоугольного и круглого сечения по типовым проектам. Стропила выполнены из обрезного бруса размерами 180×60 мм, расположены с шагом 1,1-1,3 м, спарены через 1 стропилу, местами имеется ряд одиночных стропил. Стропила опираются на коньковый брус сечением 200×100 мм и мауэрлат, выполненный из бруса 100×100 мм и, уложенный в основании кирпичной стены по слою толи. Стойки выполнены из бревен переменного сечения диаметром 180…200 мм, установлены с шагом 5…6 м в зависимости от шага стропил. Подкосы в продольном направлении расположены через одну стойку и выполнены из бревен диаметром 120 мм. Подкосы для стропил выполнены из бруса 180×50 мм. Ендовы выполнены из бруса 200×100 мм.

При детальном обследовании стропил, стоек и подкосов зафиксированы трещины в стропилах, смещение подкоса в опорном узле из плоскости рамы, отсутствие подкосов, опирание стоек стропильной системы на вентиляционные узлы.

Несущие элементы кровли имеют следы замачивания вследствие протекания или образования конденсата по поверхности пароизоляции покрытия. Преимущественно следы зафиксированы на обрешетке и стропилах на расстоянии 1,5-2,5 м от мауэрлата, а в более холодный период зафиксирован лед в виде сосулек.

Состояние семи слуховых окон, равномерно расположенных по периметру кровли, хорошее. Несущие элементы слуховых окон не имеют дефектов, надежно закреплены, следов замачивания не зафиксировано. Решетки и створки без повреждения, механизмы в хорошем состоянии. В

процессе обследования отмечен конструктивный дефект на всех слуховых окнах, заключающийся в наличие участка не удаленной обрешетки в зоне слухового окна на расстоянии 1,5 м от его верха.Утепление чердачного помещения представлено слоем, уплотненного в течении эксплуатации здания шлака, толщиной 20 см, поверх которого уложены 2 слоя минераловатных плит толщиной по 50 мм каждый с перекрытием швов. Общая толщина слоя утеплителя 30 см. В связи с постоянным нахождением воды на чердаке, слой шлака и минераловатных плит в районе наружных стен влажный.На кровле присутствуют инженерные системы электроснабжения и вентиляции. Системы электроснабжения располагаются по всему периметру помещения, имеют неудовлетворительное крепление к существующим несущим элементам кровли, имеются остаточные следы старых систем в виде обрезанных стальных труб, силовых кабелей, вырванных раздаточных коробок. Вентиляция в чердачном помещении представлена из старых и новых систем каналов.

Новые системы из металлических коробов преимущественно прямоугольного сечения не имеют дефектов по поверхности, стыкам и узлам. На момент обследования все металлические вентиляционные узлы были закрыты и не эксплуатировались.

Старые вентиляционные узлы выполнены из кирпича и железобетонных плит для перекрытия. Вентиляционные узлы имеют размеры в плане 1,4×2,1 м, выявлены следы обрушения кирпичной кладки, внутреннее пространство узлов заполнено строительным мусором, отверстия забиты минераловатными плитами (рис. 4).

Рисунок 4 – Дефекты кирпичных вентиляционных узлов

Дополнительно было проведено исследование температурного режима чердачного помещения с применением тепловизора (рис. 5) для обнаружения источников выделения тепла.

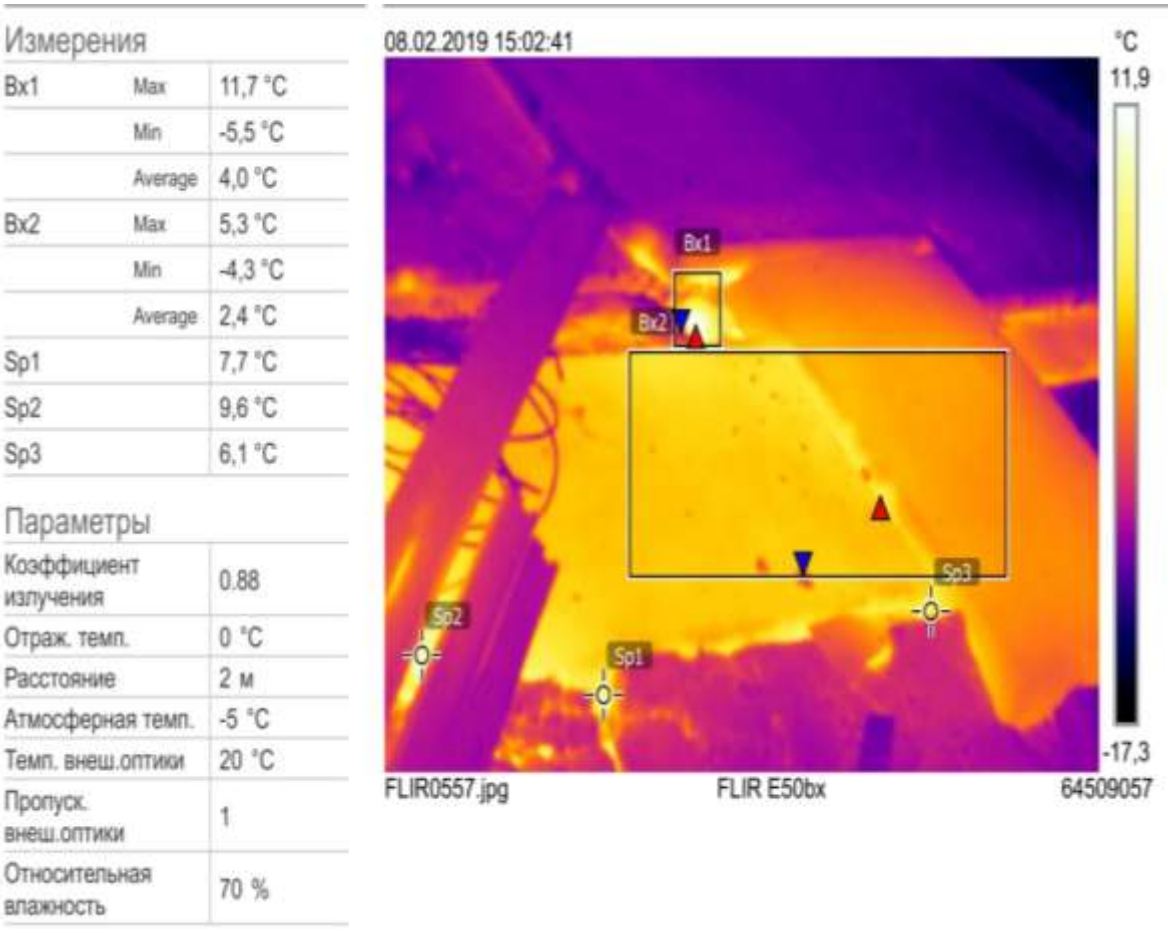


Рисунок 5 – Результат работы тепловизора

Исследования проводились при следующих условиях: температура наружного воздуха -26…-27 °С; все створки слуховых окон были закрыты; манипуляций с вентиляционными узлами не производилось.

В результате исследования были установлены следующие факторы:

1. Температура поверхности обрешетки с внутренней стороны помещения составила -4…-2 °С; местами отмечалось повышение температуры до +4…+6 °С.

2. Большинство кирпичных вентиляционных узлов является источником тепла в диапазоне температур от +10 до +21 °С, при этом по поверхности узлов средняя температура составила +8 °С. Преимущественно тепло распространяется через разрушенные части и металлические дверцы.

3. Стояки, выведенные в чердачное помещение, имеют температуру около +15 °С.

4. В местах нарушения сплошности плит утеплителя, швах, местах замачивания отмечена температура поверхности +10…+12 °С.

Из всего вышеописанного можно сделать вывод, что образование влаги и протекание чердачного перекрытия вызвано отсутствием следующих решений, которые не были представлены при разработке первого варианта проекта ремонта кровли и не были выполнены при строительно-монтажных работах:

1) предварительное обследование объекта с установлением мест выхода на чердак вентиляционных труб старой и новой вентиляции;

2) восстановление или демонтаж существующих кирпичных каналов системы вентиляции;

3) обеспечение беспрепятственного прохождения воздушного потока через существующие слуховые окна;

4) полная замена старого утеплителя, в качестве которого использован доменный шлак, новым более эффективным, предварительно выполнив теплотехнический расчет с целью определения требуемой толщины слоя;

5) вывод фановых труб выше уровня кровли, что требуется по существующим строительным нормам и правилам;

6) организация продухов для проветривания чердака в карнизной части помещения.

После разработки конструктивных решений и подготовки проекта при выполнении демонтажных работ во время строительства необходимо вовремя принимать решения по их корректировке в случае необходимости.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Кожемяка С.В. Влияние уровней дефектов и повреждений на выбор технологии ремонта кровель промышленных зданий / С.В. Кожемяка, В.А. Мазур // Современное промышленное и гражданское строительство. – 2013. – Т. 9. – № 3. – С.153-162.

2. Новосельцева Е.Л. Анализ дефектов при устройстве скатных кровель во время капремонта жилых домов в разных регионах России / Е.Л. Новосельцева, Е.В. Пашкин, Ю.П. Новосельцев // ОБЩЕСТВО. НАУКА. ИННОВАЦИИ (НПК-2018). Сборник статей XVIII Всероссийской научно-практической конференции: в 3 томах. – Киров: Изд-во Вятский государственный университет, 2018.– С.644-650.

3. Дерина М.А. Параметры выбора кровельного покрытия при капитальном ремонте здания // АКАДЕМИЧЕСКИЙ ВЕСТНИК УРАЛНИИПРОЕКТ РААСН. – 2019. – № 1(40). – С.83-86.

4. Халилова Э.А. К вопросу утепления крыши жилого дома / Э.А. Халилова, А.Е. Кондратьев // НАУЧНОМУ ПРОГРЕССУ – ТВОРЧЕСТВО МОЛОДЫХ. – 2016. – № 2. – С. 249-251.

5. Анисимов М.В. Тепловая защита чердачного перекрытия многоквартирного жилого здания с нетиповой кровлей при проведении капитального ремонта // Известия томского политехнического университета. – 2014. – Т. 324. – № 4. – С. 15-21.

УДК 69.058 (075.8)

УГЛЯНИЦА А.В., д.т.н., профессор (КузГТУ)
г. Кемерово, Россия

АНАЛИЗ И ОБОСНОВАНИЕ РАЦИОНАЛЬНЫХ СПОСОБОВ ОБСЛЕДОВАНИЯ ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

В процессе эксплуатации зданий и сооружений они подвергаются физическому износу и для дальнейшей их безаварийной эксплуатации возникает необходимость в проведении технической экспертизы состояния их конструктивных элементов: системы основание-фундамент, стен, плит перекрытий и покрытия, полов, крыши, колон, балок, ригелей и т. п.[1-4].

Техническая экспертиза выполняется с целью установления технического состояния конструкций обследуемого здания или сооружения, величины его физического износа, выяснения причин аварии, прогноза работы конструкций и узлов в процессе дальнейшей их эксплуатации, целесообразности и необходимости проведения текущего или капитального ремонтов, модернизации, реконструкции или реновации здания [4].

На рис. 1 и рис. 2 представлены применяемые в настоящее время способы технической экспертизы зданий и сооружений по виду обследования и по характеру воздействия.

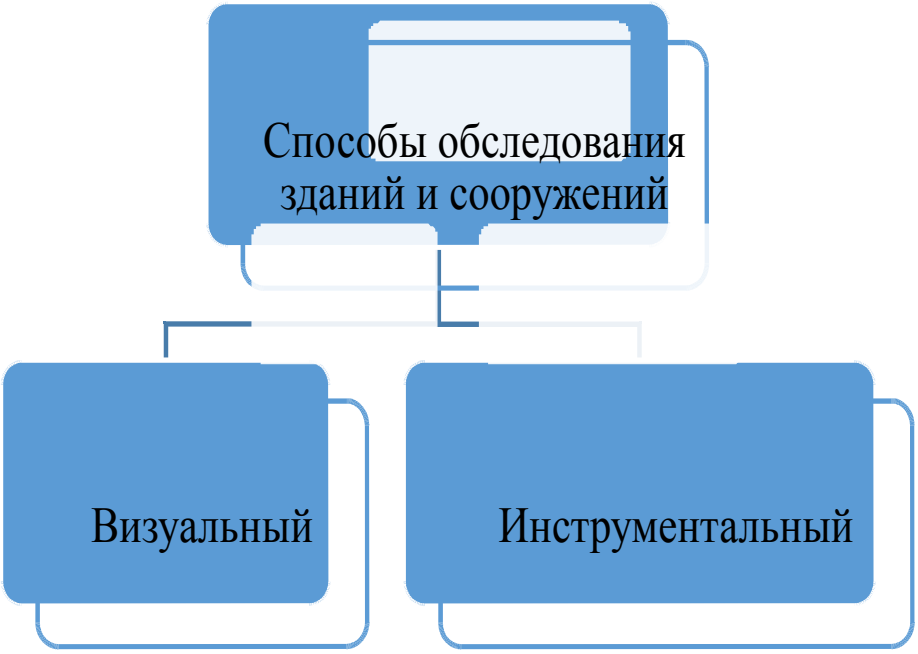


Рисунок 1 – Способы технической экспертизы зданий и сооружений по виду обследования

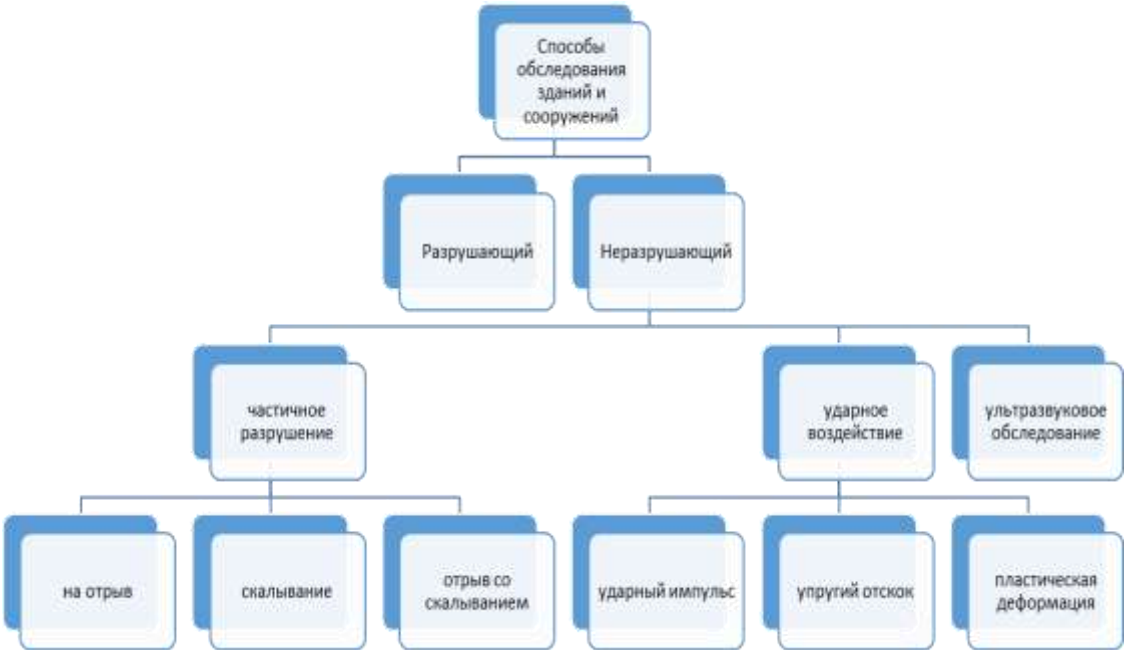


Рисунок 2 – Способы технической экспертизы зданий и сооружений по характеру воздействия

Визуальную техническую экспертизу строительных конструкций зданий и сооружений проводят для изучения их технического состояния по внешним признакам, таким как: трещины и сколы в конструкциях, их прогибы, выгибы, вспучивания, осадки, просадки, нарушения целостности, выветривание, крены, перекосы, разломы, вмятины, обрушение и т.п. для предварительного изучения технического состояния здания и его элементов с целью выявления необходимости выполнения инструментальных обследований. При визуальной технической экспертизе строительных конструкций проводится внешний осмотр конструктивных элементов и всего здания в целом с помощью измерительных и оптических электронных приборов, и инструментов. Обнаруженные внешние дефекты и аварийные участки вносят в дефектную ведомость с подробным описанием сущности каждого внешнего дефекта и обрушения, их местонахождение и размер. К дефектной ведомости прикладывают фотографии каждого обнаруженного внешнего дефекта и обрушения [4, 5].

На основе полученных результатов обследования с учетом всех выявленных внешних поверхностных дефектов и признаков внутренних повреждений конструкций и узлов здания составляется предварительное заключение о техническом состоянии строительных материалов, строительных конструкций и конструктивных узлов здания и всего здания в целом согласно и в соответствии с действующими нормативными документами [2, 4].

На основе полученных результатов визуального обследования строительных материалов и конструкций, конструктивных узлов здания и всего здания в целом делается предварительное заключение о работоспособном,

ограниченно работоспособном или аварийном состояниях здания и его несущих конструкций. Если при визуальном обследовании установили, что здание находится в работоспособном состоянии, то дальнейшие инструментальные исследования в здании не проводят, а делают предписание о необходимости проведения текущего ремонта по устранению выявленных дефектов.Если, при визуальном обследовании установили, что здание находится в ограниченно работоспособном или аварийном состояниях и, возможно, имеет снижение прочностных свойств строительных материалов, скрытые дефекты в конструкциях и узлах здания, то, для определения технического состояния здания. разрабатывается план работ по комплексному инструментальному обследованию несущих конструкций здания или сооружения (колонн, балок, ферм, арок, плит покрытий и перекрытий, фундаментов и т. п.), испытанию строительных материалов с применением разрушающих и неразрушающих способов обследования, выполнению расчетов несущей способности системы основание-фундамент, отдельных конструктивных элементов и узлов здания, а также всего его поперечника в целом [5, 6].

По результатам инструментального обследования здания принимают решение о капитальном ремонте здания, его модернизации, реконструкции, реновации или сносу.

Инструментальные разрушающие способы обследования конструкций здания основаны на разрушении образца, извлеченного непосредственно из бетонной конструкции при помощи кернового бурения. Эти способы являются наиболее точными для определения реальной остаточной прочности материала в конструкциях здания [5, 6].

При разрушающем способе выбуренные образцы-керны испытывают на лабораторных гидравлических разрывных испытательных машинах и силовых прессах, которые позволяют нагрузить испытуемые образцы до критических разрушающих напряжений.

Однако разрушающие способы обследования конструкций являются весьма затратными, трудоемкими, кроме этого извлечение из тела конструкции образца бетона, ослабляют ее несущую способность. Поэтому при обследовании технического состояния конструкций зданий и сооружений в настоящее время наряду с разрушающими стали применять неразрушающие способы испытания материалов строительных конструкций. Неразрушающие способы не требуют извлечения образцов материала из тела конструкции и их последующего разрушения на испытательных машинах.

Испытания проводятся непосредственно на теле конструкции при помощи различных портативных приборов и инструментов. В зависимости от принципа действия различают три вида приборов неразрушающего испытания: приборы с частичным разрушением, приборы ударного воздействия без разрушения образца и приборы ультрозвукового неразрушающего воздействия.

Приборы ударного воздействия с частичным разрушением основаны на локальном воздействии на бетонную поверхность конструкции и, как следствие, приводят к незначительному ее повреждению, которое не снижает несущую способность испытываемой конструкции. Различают приборы со следующими видами частичного разрушения работающие на скалывание, отрыв, отрыв со скалыванием и со скалыванием ребра.

В настоящее время выпускаются следующие приборы ударного воздействия для определения прочности бетона с частичным разрушением бетона, к ним относятся: ОНИКСОС, ПОС-50МГ4, ПИБ, ПБЛР и др.

Например, прибор ПОС-50МГ4 предназначен для неразрушающего контроля прочности бетона способами отрыва со скалыванием и скалывания ребра. Работа прибора основана на измерении величины усилия вырыва анкера из бетона. В приборе предусмотрена установка следующих параметров: вид бетона, условия твердения бетона, крупность заполнителя, типоразмер анкера и тип контролируемого бетонного изделия. При этом после вырыва анкера прибор производит вычисления и на его дисплее отображается полученная прочность бетона.

В основу способа ударного воздействия без разрушения образца заложено применение к бетонной поверхности конструкции силового воздействия ударного типа в виде ударного импульса, упругого отскока или пластической деформации.

Среди приборов ударного воздействия без разрушения образца широкое распространение получили электронные склерометры с выходом на компьютер серии ИПС-МГ4. Эти приборы позволяют определять прочность, твердость и упругопластические физико-механические свойства материалов в образцах и конструкциях, выявлять участки с недостаточной плотностью, неоднородностью и с наличием расслоений.

Принцип действия электронного склерометра основан на измерении скорости прохождения через бетон упругих акустических волн, возникающих при соударении ударника склерометра с поверхностью испытуемого бетонного изделия. Приборы ультразвукового неразрушающего воздействия основаны на пропускании через бетон продольных и поперечных упругих волн, по величине которых в приборах рассчитываются прочностные характеристики бетона.

Существует много различных ультразвуковых приборов для испытания бетона, например: ультразвуковой прибор «Бетон-32»; ультразвуковой прибор ПУЛЬСАР-1,0; ультразвуковые приборы для контроля прочности бетона УКС-МГ4, УКС-МГ4С и др.

Ультразвуковые приборы для контроля прочности бетона УКС-МГ4, УКС-МГ4С предназначены для нахождения дефектов в бетоне, определения его прочности в сборных и монолитных бетонных и железобетонных изделиях и конструкциях, определения прочности силикатного кирпича и других твердых материалов. Приборы позволяют: производить измерение

времени и скорости распространения ультразвука в материалах при сквозном и поверхностном прозвучивании, определять прочностные характеристики строительных материалов по установленной градуировочной зависимости, оценивать прочности бетонов неизвестного состава по градуировочным характеристикам, определять глубины трещин; производить поиск дефектов по аномальному уменьшению скорости распространения ультразвука; передавать информацию, полученную в результате испытания на персональный компьютер.

Обследование зданий и сооружений с помощью ультразвукового способа могут выполняться не только для определения качества строительных работ в труднодоступных местах, но, и для выяснения степени их износа. Также ультразвуковые обследования конструкций зданий и сооружений применяют после аварийных ситуаций для выявления причин их возникновения и установления возможности последующей эксплуатации поврежденных конструкций. К приборам, реализующим неразрушающий способ исследования, также относятся динамометры, прогибометры, клинометры, тензометры, которые крепятся на строительной конструкции и подключаются к универсальному многоканальному измерителю-регистратору типа Терем-4.1 или к тензометрической станции типа ZET 017-T8. Для неразрушающего исследования конструкций и материалов применяются также приборы, основанные на электромагнитном воздействии на материал конструкции, например, прибор Поиск-2.6, предназначенный для контроля параметров армирования железобетонных конструкций.

В настоящее время широкое применение получил комплекс неразрушающего обследования «Струна», оборудованный выносными пьезоэлектрическими датчиками, которые фиксируют колебания различных частей здания и по изменению этих колебаний в разных частях здания позволяет определять разрывы в сплошности здания в следствие ранее произошедших динамических воздействий на него, таких как землетрясение, взрыв, провал грунтового основания и т. п.

Следует отметить, что работы по обследованию технического состояния зданий и сооружений имеют право выполнять только организации, имеющие аккредитованные лаборатории разрушающих и неразрушающих способов обследования. При этом все лабораторное оборудование разрушающего и неразрушающего воздействий, в зависимости от его назначения, должно быть поверено или калибровано, а персонал лаборатории должен быть аттестован на право выполнять исследования разрушающими и неразрушающими способами с наличием соответствующего удостоверения.

Таким образом:

1. Обследование строительных конструкций зданий и сооружений неразрушающими способами контроля направлено на определение технического состояния здания в целом, а также отдельных конкретных его-

строительных конструкций и установление необходимости в дополнительном усилении или замене составляющих его конструктивных элементов.

2. Каждый способ неразрушающего обследования имеет свою область применения, свои нюансы и особенности проведения, поэтому для получения достоверных результатов измерений физико-механических характеристик обследуемых строительных конструкций необходимо использовать эти способы комплексно.

3. В ряде сложных случаев износа и повреждения строительных конструкций, даже их комплексное обследование неразрушающими способами не позволяет установить все необходимые физико-механические свойства материала обследуемых конструкций, поэтому в этом случае дополнительно к обследованию неразрушающими способами, необходимо дополнительно применять и разрушающие способы обследования зданий и сооружений.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Строительная экспертиза. http://obsledovanie-zdaniya.ru/stroitelnaya-ekspertiza.php.

2. ВСН 57-88(р). Положение по техническому обследованию жилых зданий. Госкомархитектура, 1990.

3. ВСН 58-88(р) Положение по организации проведения реконструкции, ремонта и технического обследования жилых зданий. Госкомархитектура, 1990.

4. СП 13-102-2003. Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений. ФГУП «КГБ ЖБ», 2003.

5. Добромыслов, А. Н. Диагностика повреждений зданий и инженерных сооружений : справочное пособие. – 2-е изд., перераб. и доп. –Москва : АСВ, 2008 – 304 с.

УДК 692.412:692.415.6

ШАБАНОВ Е.А., к.т.н, доцент (КузГТУ)
г. Кемерово, Россия

ИССЛЕДОВАНИЕ ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ И СВОЙСТВ МАТЕРИАЛОВ КРОВЛИ ПРИ КАПИТАЛЬНЫХ РЕМОНТАХ

В настоящее время постоянно растет средний возраст зданий и сооружений, так как новое строительство не покрывает данный показатель. В связи с увеличением возраста зданий постоянно увеличивается их физический износ. Для уменьшения физического износа и приведения зданий и сооружений в нормативное техническое состояние выполняются капитальные ремонты, которые зачастую охватывают кровлю.

При проектировании капитального ремонта плоских кровель выполняют проектную документацию, которая как правило включает в себя устройство кровли после демонтажа всех слоев старой кровли, но для уменьшения стоимости ремонта, а также в отсутствие проектной документации капитальный ремонт производят по старой кровле, при этом могут возникать трудности с ее эксплуатацией, увеличение нагрузки на нижележащие несущие конструкции и т. д. Для установления необходимости демонтажа старой кровли эффективно проводить технической обследование здания, в том числе с использованием современных методов выполнения работ [1-3].

Специалистами КузГТУ было проведено обследование и исследование технического состояния кровли с анализом причин возникновения дефектов на одном из образовательных учреждений в г. Кемерово.

В соответствии с техническим заданием и с учетом цели обследования проведен комплекс работ, включающий:

– обмерные работы основных элементов кровли;

– обследование основных элементов и мест протекания кровли;

– вскрытие и восстановление кровли в местах выявления протечек с установлением состава кровли;

– анализ причин возникновения дефектов и протекания кровли;

– составление технического отчета.

В административном отношении обследуемый объект расположен в Ленинском районе города Кемерово.

Согласно СП 131.13320.2012 площадка обследуемого объекта входит в климатический район IВ. Климат района объекта – резко-континентальный, с холодной продолжительной зимой и коротким летом. Средняя многолетняя температура воздуха в январе составляет (-18,8 °С), в июле – (+18,8 °С). Среднегодовая температура воздуха – (0,0° С). Глубина промерзания грунтов зависит от высоты снежного покрова и изменяется в пределах 1,5 – 3,0 м. Прилегающая к земельному участку территория занята жилой застройкой. Согласно СП 20.13330.2016 приложения 5 (рис. 2) площадка расположения здания относится к IV снеговому району. Нормативное значение снеговой нагрузки в соответствии с СП 20.13330.2016 составляет 2 кПа.

Объект обследования представляет собой здание сложной конфигурации в плане. Здание состоит из 2 наземных этажей и тех. подполья. Конструктивная схема здания – каркасная с железобетонным несущим каркасом и диафрагмами жесткости. Стеновое ограждение здания выполнено трехслойными керамзитобетонными панелями. В качестве ригелей перекрытия выступают железобетонные балки, сверху на железобетонные балки укладываются железобетонные пустотные плиты перекрытия.

Крыша здания, совмещенная бесчердачная невентилируемая по плитам перекрытия 2 этажа. На кровлю выведены вентиляционные кана-

лы и фановые стояки канализации. Кровля с внутренним водостоком в водоприемные воронки и дальнейшем сбросе воды в ливневую канализацию.

При визуальном осмотре помещений на предмет протечек установлено, что в помещениях имеются следы протекания с кровли, которые расположены вокруг отверстий под прокладку коммуникаций (фановые стояки канализации и водоприемные воронки), а также в местах опирания плит перекрытия на ригель у наружной стены под парапетом и в шов между плитами перекрытия.

На основании изложенного можно сделать вывод о том, что гидроизоляция кровли не предохраняет здание от проникновения атмосферных осадков в противоречие п. 3.1.15 СП 17.13330-2017.

Проведен визуальный осмотр поверхности кровли. Установлено, что верхний слой кровли – это гидроизоляционный ковер из полимерных мастичных материалов окрашенных защитной краской от разрушения ультрафиолетовым излучением [4].

Установлено, что на поверхности кровли имеются ряд дефектов, к которым относится:

– отслоение кирпичной кладки вентиляционного короба с отслоением гидроизоляционного ковра;

– трещины в гидроизоляционном ковре шириной раскрытия от 0,1 до 5 мм;

– трещины в гидроизоляционном ковре вдоль парапета и примыканий к стенам;

– трещины в швах между стеновыми панелями выступающих частей (второй свет);

– застойные зоны на гидроизоляционном ковре с отсутствием уклона. Отслоение защитной краски от гидроизоляционного ковра из мастики;

– разрушенная монтажная пена и отслоение гидроизоляции в примыкании проводов к кабель каналу;

– отслоение гидроизоляционного ковра из мастики от нижележащего слоя с образованием воздушных пузырей.

На кровле здания нарушены требования к готовым покрытиям кровель приведенные п. 5.9.7 табл. 5.4 СП 71.13330-2017, согласно которого не допускается наличие вмятин, прогибов, вздутий, трещин, раковин, отслоений, локального изменения внешнего вида и прочих дефектов. Для точного определения причин протекания и причин образования дефектов на кровле были произведены вскрытия кровли в 4 местах (шурфы).

В результате вскрытия установлен состав кровли, который приведен на рис. 1. Протекание на данном участке в помещение происходило через шов между плитами перекрытия.

В результате вскрытия первого участка установлено, что данная кровля имеет очень сложный состав, несколько слоев тепло- и гидроизоляции, что говорит о ее многочисленных капитальных и текущих ремонтах.

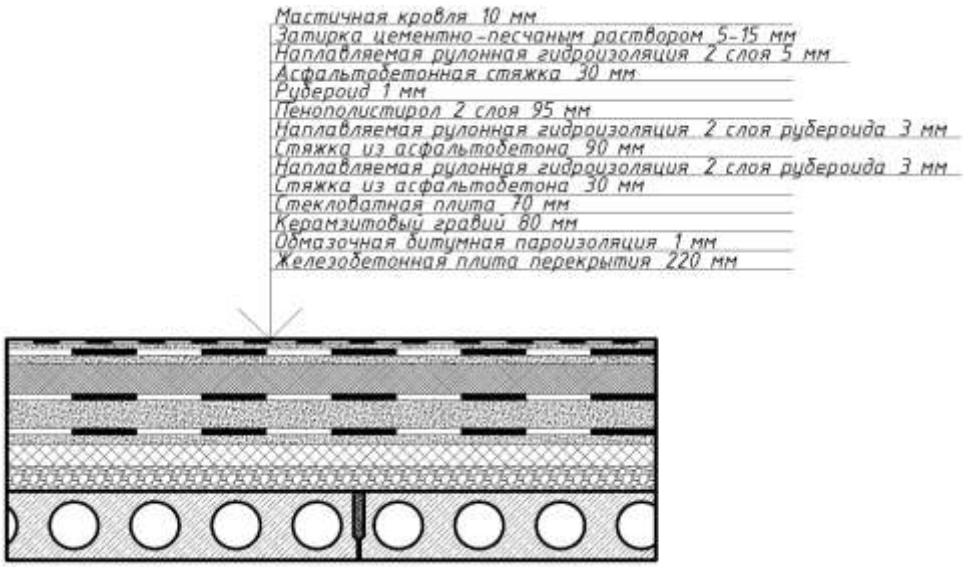


Рисунок 1 – Состав кровли на вскрытом участке.

На протяжении вскрытия всех слоев они находились во влажном состоянии, от основания под мастичную кровлю до поверхности железобетонной плиты перекрытия. На данном участке установлены зазоры между плитами пенополистирола, которые составляют до 12 мм. Также установлено, что верхний слой пенополистирола от перегрева при укладке вышележащих слоев стяжки из асфальтобетона был надплавлен сверху таким образом, что его толщина составляет 45 мм вместо 50. При вскрытии другого участка установлено, что под трещиной в мастичной кровле имеется трещина в нижележащем гидроизоляционном ковре из наплавляемых рулонных материалов, под которой расположен шов между плитами пенополистирола, ширина которого составляет до 20 мм (см. рис. 2).

Рисунок 2 – Фотография фрагмента вскрытого участка кровли

В данный момент установить причину образования зазора между листами пенополистирола невозможно. Но это могло произойти по следующим причинам:

– в результате укладки листов пенополистирола с зазорами;

– верхний слой пенополистирола уменьшился в размерах из-за термоусадки от горячего асфальтобетона.

Стяжка из асфальтобетона в данном участке составляет 15-20 мм.

На основании проведенных исследований можно сделать вывод, что трещины в мастичном ковре повторяют трещины в нижележащих слоях наплавляемой гидроизоляции и асфальтобетонной стяжки. Дальнейшее распространение трещин внутрь ковра отсутствует, но имеются зазоры между листами пенополистирола до 20 мм.

Причина образования трещин в вышележащих слоях покрытия над пенополистиролом связано с его температурным линейным расширением и отсутствием крепления к основанию. Коэффициент линейного температурного расширения пенополистирола составляет 70×10-6 оС-1, для асфальтобетона – в диапазоне 14,5-16,4×10-6 оС-1. Соответственно при снижении температуры от +25оС до -15оС на участке в осях А-Д длинной 24 м, произойдет линейное сужение пенополистирола на 67,2 мм, а асфальтобетона на 14,8 мм.

В связи с различными коэффициентами линейного расширения материалов и отсутствием крепления пенополистирола к основанию происходит неравномерное сужение с образованием трещин и зазоров в вышележащих слоях.

В таблице приведен сбор нагрузок на плиту перекрытия согласно слоев в шурфе 1. Плотность материалов принята по справочникам, без учета увлажнения.

Снеговая нагрузка принята по данным IV снегового района, согласно которого она составляет 2кПа/м2. Плиты перекрытия ПК изготовлены по чертежам серии 1.141-1, имеют толщину 220 мм. Полезная нагрузка, воспринимаемая плитой перекрытия по данной серии, составляет 800 кгс/м^2. С учетом ремонтов и устройства новых слоев величина нагрузки на плиты перекрытия увеличена.

Согласно произведенных подсчетов величина расчетной нагрузки составляет 795,2 кгс/м^2, а несущая способность плиты перекрытия составляет 800 кгс/м^2. Таким образом исчерпано 99,4 % прочности плиты перекрытия. На основании проведенных работ и анализа полученной информации можно сделать вывод, что при проведении капитального ремонта, а также при его проектировании следует учитывать особенности нижележащих слоев, так как это может привести к перенагружению несущих конструкций и несет в себе угрозу безопасности. При этом нижележащие слои, находящиеся под новой отремонтированной кровлей, могут влиять на образование дефектов на поверхности вышележащих слоев.

Таблица

Сбор нагрузки на плиту перекрытия

№ п/п	Наименование слоя	Средняя толщина, мм	Плотность, кг/м^3	Вес, кг	Коэффициент надежности по нагрузке согласно СП 20.13330.2011 Нагрузки и воздействия	Вес с учетом коэффициента надежности по нагрузке
Постоянная нагрузка						
1	Мастичная кровля	10	1000	10	1,3	13
2	Затирка цементно-песчаным раствором	10	1500	15	1,3	19,5
3	Наплавляемая рулонная гидроизоляция 2 слоя	5	1600	8	1,2	9,6
4	Асфальтобетонная стяжка	30	2343	70,3	1,1	77,3
5	Рубероид 1 слой	1	1000	1,6	1,2	1,92
6	Пенополистирол 2 слоя	95	25	2,375	1,2	2,85
7	Наплавляемая рулонная гидроизоляция 2 слоя рубероида	3	1000	3	1,2	3,6
8	Стяжка из асфальтобетона	90	2343	210,9	1,1	232
9	Наплавляемая рулонная гидроизоляция 2 слоя рубероида	3	1000	3	1,2	3,6
10	Стяжка из асфальтобетона	30	2343	70,3	1,1	77,3
11	Стекловатная плита	70	70	4,9	1,2	5,88
12	Керамзитовый гравий	80	600	48	1,3	62,4
13	Обмазочная битумная пароизоляция	1	1000	1	1,3	1,3
Временная нагрузка						
14	Снеговая нагрузка для IV снегового района			203,57	1,4	285
Итого фактическая нагрузка на плиту перекрытия, кгс/м^2				651,9		795,2

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Дувалина А. Использование косвенных методов неразрушающего контроля прочности бетона и материалов кирпичной кладки при обследовании зданий и сооружений / А. Дувалина, А. Мартюшев, И. Оспищев // Регламент. 2015. № 5 (43). С. 126-127.

2. Абдразаков Ф. К. Современные методы обследования технического состояния зданий / Ф. К. Абдразаков, А. В. Поваров // Тенденции развития строительства, теплогазоснабжения и энергообеспечения. Материалы международной научно-практической конференции. ФГБОУ ВО Саратовский

государственный аграрный университет им. Н.И. Вавилова, кафедра «Строительство и теплогазоснабжение»; Под редакцией Ф.К. Абдразакова;. 2016. С. 21-25.

3. Фадеева Г. Д. Обследование строительных конструкций: виды и методы измерения деформации здания / Г. Д. Фадеева, Л. А. Железняков // Новый университет. Серия: Технические науки. 2013. № 11-12 (21-22). С. 82-84.

4. Тужилкина П. В. Анализ эффективности напыляемой кровельной системы / П. В. Тужилкина, Н. В. Гилязидинова // Сборник материалов X всероссийской, научно-практической конференции молодых ученых с международным участием «РОССИЯ МОЛОДАЯ». 2018. С. 42815.1-42815.4.

УДК 692.412:692.415.6

ШАБАНОВ Е.А., к.т.н, доцент (КузГТУ)
г. Кемерово, Россия

ИССЛЕДОВАНИЕ ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ ПЕРЕКРЫТИЙ ДЛЯ ОЦЕНКИ НЕОБРАТИМОСТИ ПОСЛЕДСТВИЙ ПРОГРЕССИРОВАНИЯ ДЕФЕКТОВ НА ПРИМЕРЕ ЗДАНИЙ КАЗАРМ

В настоящее время большинство зданий прямоугольной конфигурации в плане и небольшой высоты проектируются бескаркасными с несущими кирпичными продольными или поперечными стенами и перекрытием из сборных железобетонных плит.

При обследовании перекрытий на плитах зачастую присутствует множество дефектов [1-4]. Ряд дефектов может носить необратимый характер, в результате чего при устранении дефекта требуется сложное техническое решение и разработка проектной документации. Дефекты имеющие обратимый характер могут быть устранены по типовым решениям без усиления конструкций, например, простым оштукатуриванием.

Специалистами КузГТУ было проведено обследование и исследование технического состояния плит перекрытия зданий казарм.Необходимость обследования связана с подтверждением технического состояния плит перекрытия и выявлением дефектов перекрытий, а также разработкой рекомендаций по их устранению.

В соответствии с техническим заданием проведен комплекс работ, включающий:

– систематизации представленной информации;

– обследование фактического состояния конструкций;

– детальное (инструментальное) обследование строительных конструкций перекрытия;

– обследование строительных конструкций (плит перекрытия) на влияние выявленных повреждений на несущую способность;

– фотографирование дефектов;

– выводы и рекомендации по результатам обследования.

Планировочные решения обследуемых зданий определены функциональным назначением и конфигурацией участка застройки. Казарма 2-х этажная, с подвальным этажом. Казарма расположена на спланированной площадке с незначительным уклоном. Здание бескаркасное, с кирпичными несущими стенами. Здание имеет продолговатую прямоугольную форму в плане. Перекрытия железобетонные, из многопустотных плит, имеются монолитные участки. Опирание плит перекрытия на кирпичные стены выполнено на кирпичную кладку по слою цементно-песчаного раствора, расстилаемого непосредственно перед монтажом.

Здания находятся в стадии незавершенного строительства, внутри не выполнены инженерные коммуникации, сети, стяжка полов, внутренняя отделка помещений, не выполнены инженерные узлы.

В результате проведенных работ подтверждено:

– соответствие перекрытий проектной документации, отклонений в плитах перекрытий от проекта не обнаружено;

– имеются дефекты и повреждения в плитах перекрытия зданий, некоторые из которых снижают несущую способность.

Глубина опирания многопустотных плит на несущие кирпичные стены – не менее 120 мм, опирание выполнено на кирпичные стены и показано на рис. 1.

Рисунок 1 – Опирание плит перекрытия подвала кирпичные стены в здании

В ходе обследования установлено, что фактические раскладки и примененные плиты перекрытия соответствуют проектной документации. На плитах перекрытия обнаружены продольные трещины в нижней полке со сколами бетона (см. рис. 2).

Рисунок 2 – Продольные трещины в нижней полке со сколом бетона плиты перекрытия

Для установления причин и степени повреждения было произведено вскрытие нижней отслоившейся полки плиты перекрытия.

Установлено, что на вскрытом участке имеется продольная трещина в ребре плиты во внутренней полости (см. рис. 3).

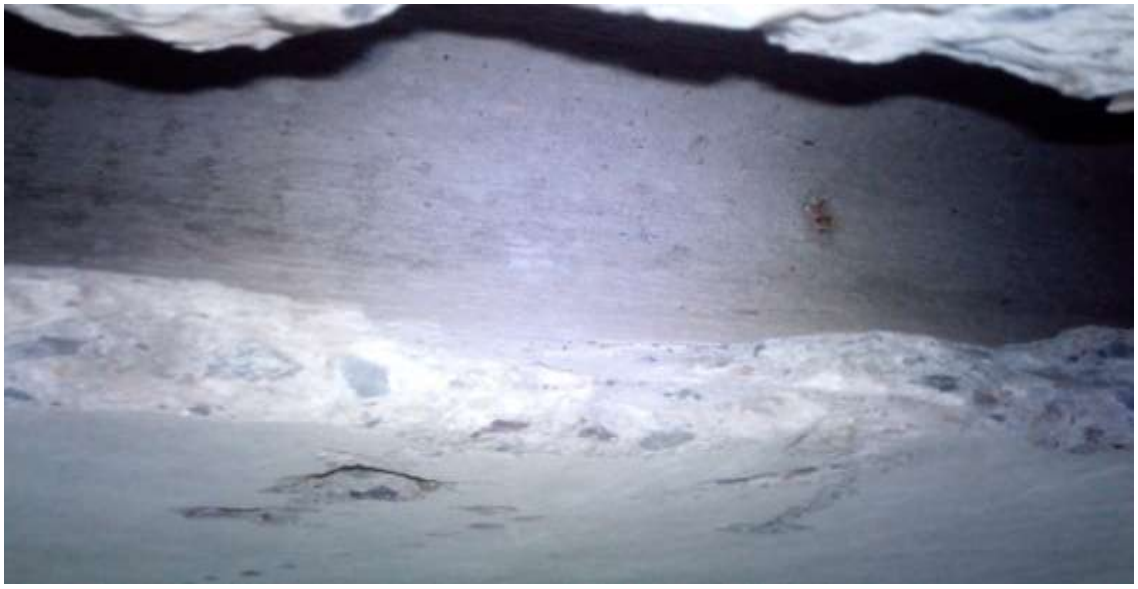


Рисунок 3 – Продольные трещины в нижней полке со сколом бетона плиты перекрытия

Армирование плиты перекрытия совпадает с чертежами типовых серий по шифру Ш. 13.305.1 тр. «Оргтехстрой», совпадают шаг и диаметр арматурных стержней. В связи с данным дефектом несущая способность плиты перекрытия уменьшится на 12,5 %, и будет составлять 87,5 % от заданной проектом.

Уменьшение несущей способности в данный момент не сказывается на механической безопасности, и данная плита не потеряет свою устойчивость при данных нагрузках. Плита перекрытия уложена на постель из раствора по кирпичной кладке, но ее нижняя плоскость не прямолинейна, в середине плиты в месте образования продольной трещины имеется излом плиты в поперечном направлении. В месте образования продольной трещины имеется участок арматуры с коррозией, но она распространяется только на открытом участке в трещине, так как при вскрытии обнаружено, что арматура, находящаяся в бетоне, не была подвержена коррозии, а также имеется сцепление с бетоном растянутой зоны. Это свидетельствует о том, что в плите перекрытия от данных трещин и коррозии арматуры нет необратимых последствий.

На плитах перекрытия имеются следы коррозии рабочей арматуры, возникшие вследствие отсутствия и недостаточной толщины защитного слоя (см. рис. 4).

Рисунок 4 – Коррозия арматуры плиты перекрытия здания казармы

В ходе обследования установлено, что имеется сцепление арматуры с бетоном растянутой зоны, таким образом это свидетельствует о том, что в плите перекрытия от коррозии арматуры не возникло необратимых последствий.

Основные дефекты связаны с коррозией рабочей арматуры плит перекрытия, что обусловлено отсутствием и недостаточной толщиной защит-

ного слоя. Наличие в плитах перекрытия продольных трещин нижней полки со сколами бетона, продольная трещина ребра, снижающая несущую способность данных плит на 12,5 %, что может быть обусловлено двумя причинами:

–наличием воды в пустотах плит перекрытия в период замораживания-оттаивания, что в данный период времени не может быть подтверждено;

– отклонения горизонтальной плоскости плиты перекрытия при изготовлении, и в последующем ее выпрямление под действием нагрузки стен, что в данный момент установить невозможно.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Абдразаков Ф.К. Современные методы обследования технического состояния зданий / Ф.К. Абдразаков, А.В. Поваров // Тенденции развития строительства, теплогазоснабжения и энергообеспечения. Материалы международной научно-практической конференции. ФГБОУ ВО Саратовский государственный аграрный университет им. Н.И. Вавилова, кафедра «Строительство и теплогазоснабжение»; Под редакцией Ф.К. Абдразакова;. 2016. С. 21-25.

2. Фадеева Г.Д. Обследование строительных конструкций: виды и методы измерения деформации здания / Г.Д. Фадеева, Л.А. Железняков // Новый университет. Серия: Техническиенауки. 2013. № 11-12 (21-22). С. 82-84.

3. Gilyazidinova N. Use of slag concrete in construction of underground structures and mines / N. Gilyazidinova, E. Shabanov, Liu X. // E3S Web of Conferences. IVth International Innovative Mining Symposium. 2019. С. 01039.

4. Prostov S. Diagnostics of oil pollution zones by electro-physical method / S. Prostov, E. Shabanov // E3S Web of Conferences. The Second International Innovative Mining Symposium. 2017.

УДК 620.1

ФЕДОТОВАТ.М., ст. преподаватель (КузГТУ)
г. Кемерово, Россия

ИССЛЕДОВАНИЕ И ОЦЕНКА ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ КРОВЛИ ЗДАНИЯ ДЕТСКОГО САДА НА 350 МЕСТ С БАССЕЙНОМ В МИКРОРАЙОНЕ № 68

Специалистами ФГБОУ ВО «Кузбасский государственный технический университет имени Т.Ф. Горбачева» проведено обследование кровли, системывентиляцииэлектроснабженияподетскомусадуна350местс бассейном вмикрорайоне№68.

В соответствии с техническим заданием проведен комплекс работ, включающий:

–изучениеимеющейсяпроектнойдокументации;

–составлениепрограммыобследования;

–визуальноеобследование;

–выявлениедефектовиповрежденийкровлисихфотофиксациейисоставлением ведомостидефектов(при ихналичии);

–составление заключенияорезультатахобследованиякровлиздания.

Всоответствиисзаданиемпроведенообследованиекровли, зданиядетскогосадана350местс бассейномвмикрорайоне№68. Нарис. 1представленасхемаразмещения объекта.

Рисунок 1 – Ситуационный план обследуемого здания

Зданиесложнойформы,бескаркасное,3-хэтажноестехническим подпольем. Размеры здания вплане64,14×30,0м. Высота здания 11,32 м.Продольныеипоперечныенесущиестенывкирпичномисполнении, толщиной380мм (длянесущихстен)и250 мм (длясамонесущихстен).Несущиеконструкцииперекрытий–сборныежелезобетонные многопустотныеплиты.Бесчердачная совмещенная крыша должна выполнять несущие, гидроизолирующие и теплоизолирующие функции.

Кровля–совмещенная, плоская,спокрытиемиз рулонныхматериалов,свнутреннимводостоком.

Состав крыши согласно проекту:

– несущая конструкция – железобетонная многопустотная плита перекрытия;

– пароизоляция – Биполь ЭПП;

– теплоизоляция – экструзионный пеноплистирол Технониколь CARBONPROF;

– разуклонка – экструзионный пеноплистирол Технониколь CARBONPROFSLOPE;

– сборная стяжка – 2 листа АЦЛ;

– грунтовка – битумный праймер Технониколь № 01;

– гидроизоляция – слой Унифлкса ВЕНТ ЭПВ (Технониколь);

– защитная гидроизоляция – слой Техноэласта ЭКП (Технониколь)

Наружнаяотделказдания– керамогранитнаяплитка (рис. 2).

Рисунок 2 – Фасад здания в осях С-А

В ходе обследования крыши обнаружены дефекты и несоответствия фактически выполненных работ проектным решениям.

При осмотре помещений 3-го этажа были обнаружены следы протекания с кровли (рис. 3, 4).

Рисунок 3 – Следы течи

Рисунок 4 – Следы течи

На потолке 3-го этажа детского сада выявлены следы биогенного повреждения отделочных материалов (рис. 5).

Рисунок 5 – Следы биогенного повреждения

Данный дефект является нарушением требований п. 6.2. СП 23-101-2004 «Проектирование тепловой защиты зданий», согласно которым: «…ограждающие конструкции должны обеспечивать комфортные условия пребывания человека и предотвращать поверхности внутри помещения от увлажнения, намокания и появления плесени».

После осмотра помещений на кровле визуально были обследованы участки над местами протечек. Установлено отслоение защитной гидроизоляции Техноэласт ЭКП и слоя Унифлкса ВЕНТ ЭПВ от грунтовки (битумный праймер Технониколь № 01).

Причиной образования протечек является отслоение кровельного покрытия в результате некачественно выполненных строительно-монтажных работ. Наличие протечек кровли является нарушением п. 3.1.15 СП 17.13330-2017 «Кровли», согласно которого гидроизоляция кровли должна предохранять внутренние помещения зданий от проникновения атмосферных осадков.

При визуальном осмотре на поверхности кровельного покрытия имеются механические повреждения защитного слоя кровли (рис. 6), что противоречит требованиям табл. 5.4. СП 71.13330.2017, согласно которого «…не допускается наличие вмятин…локального изменения внешнего вида и прочих дефектов».

Рисунок 6 – Механические повреждения защитного слоя

На кровле установлены локальные участки отслоения кровельного покрытия (рис. 7), что противоречит табл. 5.4. СП 71.13330.2017, согласно которого, «…не допускается наличие ... отслоений, локального изменения внешнего вида…»

Рисунок 7 – Отслоение кровельного покрытия

На участке покрытия в осях Л-Е/1-3 (рис. 8) имеется локальное образование вздутий. Данный дефект является нарушением требований СП 71.13330.2017. Согласно табл. 5.4 «По всей поверхности, в том числе в местах примыканий, не допускается наличие вмятин, прогибов, вздутий, трещин, раковин, отслоений, локального изменения внешнего вида и прочих дефектов».

Рисунок 8 – Образование вздутий

Молнезащита из стальной арматуры уложена непосредственно на рулонный материал кровельного покрытия без подставок (рис. 9). Это препятствует перемещению атмосферных осадков к водоприемным воронкам, а также способствует накоплению мусора и плавлению кровельного покрытия в летнее время.

Рисунок 9 – Молнезащита из стальной арматуры уложена непосредственно на рулонный материал кровельного покрытия

По периметру кровли выполнен кирпичный парапет, покрытый окрашенными листами оцинкованной, стали. Локально листы деформированы, образовался зазор, что способствует попаданию влаги, мусора под защитные листы (рис. 10).

Рисунок 10 – Деформированные защитные листы

На всей площади кровли выполнены заплатки, что свидетельствует о не качественном выполнении работ по устройству водоизоляционного защитного покрытия.

Дополнительные швы и их нахлест выполнен перпендикулярно направлению движения атмосферной воды и способствуют появлению протечек (рис. 11).

Рисунок 11 – Заплатки по площади кровли

При установке заплатки необходимо при помощи горелки разогреть место установки и утопить посыпку шпателем в верхний слой битумно-полимерного вяжущего, после чего наплавить заплатку на место повреждения, согласно «Руководству по проектированию и устройству кровель из битумно-полимерных материалов компании «Технониколь». Фактически заплатки выступают над поверхностью защитного покрытия кровли, следовательно, нарушена технология установки заплатки.

При инструментальном обследовании установлено: фактический уклон кровли на участке в осях Е-Г/6-8 составляет 1,2 %, что не соответствует проектным значениям 1,5 %. На кровле присутствуют участки с необеспеченным водоотводом, а также участки расположенные ниже сливной горловины. Данный дефект является значительным по классификатору основных дефектов в строительстве п. 219 «Не соблюдена разуклонка кровли, отвод воды к водосточным воронкам не обеспечивается».

Впоследствии, застой воды на кровле приводит к биогенному заражению (разрастанию мха, развитию грибка и плесени) поверхности кровли, а также к образованию протечек.

Выполненные работы по устройству кровли на участке в осях Л-Е/1-3 не соответствуют проектным решениям и технологии устройства кровли. Для увеличения уклона уложен дополнительный слой материала разуклонки. В результате образовались вздутия и отслоения кровельного покрытия (рис. 12).

Рисунок 12 – Участок в осях Л-Е/1-3

Несоблюдение технологии и отступление от проектных решений является причиной существующий, на момент обследования, протечки.

По итогам обследования и оценки технического состояния кровли, системы вентиляции и электроснабжения по детскому саду на 350 мест с бассей-

ном в микрорайоне № 68, установлено, что гидроизоляция кровли не предохраняет внутренние помещения детского сада от проникновения атмосферных осадков в противоречие п. 3.1.15 СП 17.13330-2017 «Кровли».

Согласно, СП 17.13330-2017 «Кровля – это элемент крыши, предохраняющий здание от проникновения атмосферных осадков; включает в себя водоизоляционный слой (ковер) из разных материалов, основание под водоизоляционный слой (ковер), аксессуары для обеспечения вентиляции, примыканий, безопасного перемещения и эксплуатации, снегозадержания и др.».

Также нарушены требования к готовым покрытиям кровель, приведенным в таблице № 5.4 СП 71. 13330.2017 «Изоляционные и отделочные покрытия», и п. 6.2. СП 23-101-2004«Проектирование тепловой защиты зданий».

По итогам проведенного обследования и оценки технического состояния кровли по детскому саду на 350 мест с бассейном в микрорайоне № 68 установлено следующее.В текущем состоянии, с учетом устранения обнаруженных дефектов, техническое состояние кровли здания детского сада будет работоспособное.Выявлен ряд отклонений от проектной документации при устройстве кровли.

Согласно ГОСТ 31937-2011, работоспособное состояние – это категория технического состояния, при которой некоторые из числа оцениваемых контролируемых параметров не отвечают требованиям проекта или норм, но имеющиеся нарушения требований в конкретных условиях эксплуатации не приводят к нарушению работоспособности, и необходимая несущая способность конструкций и грунтов основания с учетом влияния имеющихся дефектов и повреждений обеспечивается.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Федеральный закон «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений» от 30.12.2009 N 384-ФЗ (последняя редакция).

2. ГОСТ 31937-2011. Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния, МНТКС. – Москва : 2011. – 89 с.

3. СП 13-102-2003 Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений / Госстрой России. – М. : Стройиздат, 2003.– 31 с.

4. СП 71.13330.2017 Изоляционные и отделочные покрытия. Актуализированная редакция СНиП 3.04.01-87.

5. СП 23-101-2004 Проектирование тепловой защиты зданий.

6. СП 17.13330.2017 Свод правил. Кровли. Актуализированная редакция СНиП II-26-76.

7. Классификатор основных видов дефектов в строительстве и промышленности строительных материалов. Утвержден Главгосархстройнадзором России 17 ноября 1993 года.

СЕКЦИЯ 4 «ЭКОЛОГИЯ И РЕСУРСОСБЕРЕЖЕНИЯ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ И ЖКХ»

УДК 332.334.2

БРАУН А.С., студент (КузГТУ)
ГРИГОРЬЕВА Т.И., доцент (КузГТУ)
г. Кемерово, Россия

РАЗРАБОТКА ПРЕДЛОЖЕНИЙ ПО БЛАГОУСТРОЙСТВУ ТЕРРИТОРИЙ ОБЩЕОБРАЗОВАТЕЛЬНЫХ УЧРЕЖДЕНИЙ В ГОРОДЕ БЕРЕЗОВСКОМ

Благоустройство территории – это комплекс мероприятий по инженерной подготовке к озеленению, устройству покрытий, освещению, размещению малых архитектурных форм и объектов монументального искусства, направленных на улучшение функционального, санитарного, экологического и эстетического состояния участка [1]. Деятельность в сфере благоустройства и озеленения на федеральном уровне регулируется Градостроительным кодексом Российской Федерации от 10 января 2005 года №190-ФЗ [2], который нормирует отношения в области создания системы расселения, градостроительного планирования, застройки, благоустройства и охраны окружающей природной среды в целях обеспечения благоприятных условий проживания населения.

Такой документ как СП 82.13330.2016 «Благоустройство территории» устанавливает основные требования к проектным решениям, параметрам и необходимым сочетаниям элементов благоустройства при их планировке в различных градостроительных условиях.

Проектирование и благоустройство территории населенных пунктов предполагает оснащение населения и жителей всеми благами жизни, а также хорошо развитой инфраструктурой, включающей дороги, объекты социального, культурного назначения и т. д. Территории образовательных учреждений – это неотъемлемый элемент жилых комплексов, поэтому благоустройство школьных территорий является немаловажным аспектом.

Развитие и обустройство школьной территории – многоступенчатый процесс, который должен отвечать всем требованиям градостроительства, а также положительно влиять на эстетическую и комфортную составляющую школьников и сотрудников.

Непременным требованием в области благоустройства школьной территории является обеспечение безопасного и комфортного пребывания учащихся, которое предполагает размещение площадок для отдыха и спор-

тивных площадок, озеленения, а также наличие хозяйственной зоны [3]. В школах с профильным уклоном может располагаться учебно-опытная зона.

Однако такие требования выполняются на территориях не всех образовательных учреждений. Для анализа проблем по благоустройству образовательных учреждений был выбран город Березовский. На территории города присутствуют всего 6 образовательных учреждений, из которых только у одной школы отсутствует проблема благоустройства (таблица).

Таблица

Анализ благоустройства школьных территорий

Наименование образовательного учреждения	**Необходимые элементы благоустройства**	**Наличие необходимых элементов благоустройства**
Школа № 1	Наличие зоны отдыха и озеленение территории	-
	Наличие спортивной площадки	+
	Наличие хозяйственной зоны	+
Школа № 2	Наличие зоны отдыха и озеленение территории	+
	Наличие спортивной площадки	+
	Наличие хозяйственной зоны	+
Школа № 4	Наличие зоны отдыха и озеленение территории	-
	Наличие спортивной площадки	+ (требует реконструкции)
	Наличие хозяйственной зоны	+
Школа № 8	Наличие зоны отдыха и озеленение территории	-
	Наличие спортивной площадки	+
	Наличие хозяйственной зоны	+
Школа № 16	Наличие зоны отдыха и озеленение территории	-
	Наличие спортивной площадки	+
	Наличие хозяйственной зоны	+
Лицей № 15	Наличие зоны отдыха и озеленение территории	-
	Наличие спортивной площадки	+ (требует реконструкции)
	Наличие хозяйственной зоны	+
Лицей № 17	Наличие зоны отдыха и озеленение территории	-
	Наличие спортивной площадки	+
	Наличие хозяйственной зоны	-

Исходя из данных, приведенных выше в таблице следует, что Школа № 2 имеет все необходимые элементы благоустройства, тогда как все остальные школы не благоустроены преимущественно по наличию зоны отдыха и озеленению. Стоит отметить, что Школа № 4 и Лицей № 15 нуждаются в реконструкции спортивных площадок. Таким образом, в таких школах, как: Школа № 1, Школа № 4, Школа № 8, Школа № 16, Лицей № 15 и Лицей № 17 необходимо провести частичное благоустройство.

В 2019 году стартовала программа «Моя новая школа», которая предполагает реконструкцию и оснащение нуждающихся школ Кузбасса [4]. Программа рассчитана на трехлетний период, а в 2020 году идет активный ремонт Школы №1. Данная школа состоит из 2-х зданий, одно из которых предназначено для обучения учащихся 5-11 классов, а второе – для обучающихся начальных классов. На сегодняшний день здание учащихся основной ступени обучения отремонтировано на 80 %. Параллельно с ремонтом здания школы осуществляется благоустройство прилегающей территории. По запросу администрации Школы № 1 мною были разработаны предложения по озеленению данного образовательного учреждения (рис. 1 и рис. 2).

Рисунок 1 – Ориентировочное место расположения земельного участка под благоустройство территории Школы № 1

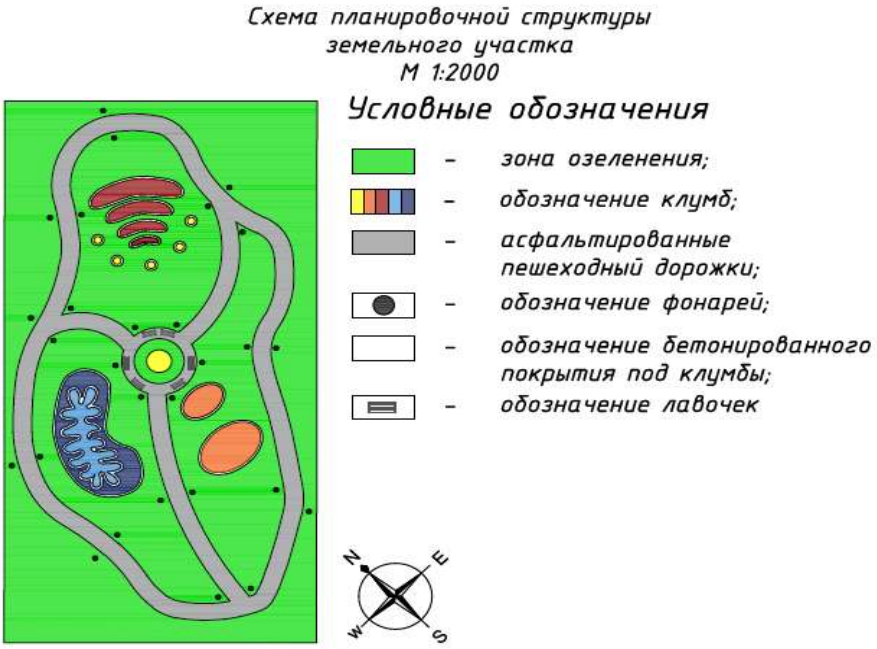


Рисунок 2 – Схема планировочной структуры земельного участка территории Школы № 1

Общая площадь земельного участка, где будет реализовано благоустройство территории, составляет 1200 кв. м. Стоит отметить, что подход к предложениям по озеленению территории был творческим, так как администрация Школы № 1 пожелала разработать озеленение в виде внутреннего строения животной клетки.

Так, как и другие школы города Березовского нуждаются в благоустройстве, будут также разработаны индивидуальные творческие предложения по озеленению и благоустройству школьных территорий, которые будут отвечать всем требованиям безопасности, комфорта и санитарно-эпидемиологическим требованиям.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. СП 82.13330.2016 Благоустройство территорий. Актуализированная редакция СНиП III-10-75 (с Изменением N 1) // Техэксперт: [Электронный ресурс] – Режим доступа: http://docs.cntd.ru/document/456054208

2. Градостроительный кодекс: Федеральный закон от 29.12.2004 № 190-ФЗ (ред. от 25.12.2018) // Консультант плюс: [Электронный ресурс] – Режим доступа: http://www.consultant.ru/document/cons_doc_LAW_51040/.

3. СП 251.1325800.2016 Здания общеобразовательных организаций // Техэксперт: [Электронный ресурс] – Режим доступа:
http://docs.cntd.ru/document/1200139445

4. Официальный сайт министерства строительства Кузбасса [Электронный ресурс] – Режим доступа: https://rosreestr.ru/site/.

УДК 628.31

ГАИТИНОВА И.Д., студент (КузГТУ)
ЗАЙЦЕВА И.С., к.т.н., доцент (КузГТУ)
г. Кемерово, Россия

СОВРЕМЕННЫЕ СПОСОБЫ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ СТОЧНЫХ ВОД И ИЗВЛЕЧЕНИЯ ИЗ НИХ ЦЕННЫХ ВЕЩЕСТВ

На промышленных предприятиях при производственном процессе выделяются производственные сточные воды. Современные технические возможности позволяют довести уровень очистки до качества питьевой воды, но это экономически неэффективно. Поэтому вторичное использование сточных вод для технических целей на сегодняшний день достаточно актуально [3]. Например, такая вода может применяться для следующих целей:

– системы орошения: полив культурных растений, участков озеленения, садово-парковых зон и спортивных объектов;

– гражданское назначение: мойка мостовых и тротуаров населенных пунктов, водоснабжение отопительных;

– промышленное назначение: пожаротушения, моечных систем.

Сточные воды промышленных предприятий имеют три вида загрязнений:

1) минеральные (промышленные стоки заводов, производящих соду, сульфаты и азотные соединения, а также использующие в своей технологии металлы, щелочи и кислоты);

2) органические (относятся предприятия пищевой промышленности, органического синтеза и нефтеперерабатывающие заводы);

3) органические и минеральные загрязнения (гальваника и текстильное производство, где кислоты и щелочи сочетаются с металлами, органическими красителями или маслами).

Технология очистки сточных вод для вторичного использования для технических целей состоит из следующих этапов: 1) осветлен иефлокуляцией (добавление в сточную жидкость флокулянта, под действием которого происходит слипание в грязевые хлопья, с последующим их оседанием);2) фильтрование (процесс отделения жидкости от взвешенных твердых частиц путем проведения ее через фильтрующие материалы);3) дезинфекция.

При этом основные объемы отводимых на такую очистку стоков составляет обычная бытовая сточная вода, которую принято именовать «серым» сливом. Поскольку из этих бытовых стоков исключаются фекальные воды, загрязненные физиологическими отходами, то обычно не возникает необходимости в конструировании чересчур громоздких вторых сетей [3].

Повторное использование сточных жидкостей применяется в оборотной системе. Оборотная система имеет ряд преимуществ по сравнению с прямоточной, так, например, сточные жидкости оборотной системы более концентрированные (для получения из сточных вод 1 т высококачественной целлюлозы потребуется 350-400 м^3 при прямоточной, а при оборотной – 150-200 м^3 [1]. Так же происходит значительная экономия объемов потребляемой воды. По содержанию количества загрязнений выделяются две категории сточных вод: загрязненные и незагрязненные (условно чистые). В большинстве случаев условно чистые воды имеют лишь термальные загрязнения, так как чаще всего – это воды, которые использовались для охлаждения оборудования, и после должной обработки он и могут использоваться вновь.Для охлаждения термально загрязненных вод применяют градирни, брызгальные бассейн ы, пруды. Так же в процессе мокрого обогащения руд и при гидрозолоудалении воды загрязняются и перед повторным использованием их следует отстаивать.

Одним из путей утилизации производственных сточных вод является использование их в сельском хозяйстве для нужд орошения. Однако, сточную жидкость, имеющую преимущественно минеральные загрязнения, применять для орошения нецелесообразно, так как, содержание в них токсичных веществ или солей отрицательно влияет на жизнедеятельность почвенной микрофлоры; кроме того, эти вещества разрушают структуру почвы. Сточные воды, содержащие преимущественно органические вещества, могут использовать для орошения после предварительной механической очитки.Наиболее пригодными для орошения являются сточные воды производств пищевой, химической и легкой промышленности. Воды с высокой концентрацией органических загрязнений перед использованием необходимо разбавлять, а иногда и отстаивать. Воды, которые имеют вредное воздействие на почву, грунтовые воды, выращиваемые культур ы и здоровье людей применять запрещаться.

Эффективным путем снижения загрязнений производственных сточных вод является извлечение из них ценных веществ (нефти, жиров, древесного волокна, хрома т. д.), которые представляют большую техническую цен н ость, и их необходимо выделять и возвращать для использования на этих же или других предприятиях.

Извлечение производят в цехах, сразу после выхода вод из технологического аппарата, либо в прицеховых локальных установках. Как правило, ценные вещества извлекают из сточных вод н е только для снижения концентрации загрязнений, н о и для утилизации извлекаемых веществ.

Из сточных вод нефтеперерабатывающих и нефтедобывающих заводов извлекаются и утилизируются нефть и нефтепродукты; из сточных вод целлюлозно-бумажных комбинатов – целлюлозное волокно. В сульфатцеллюлозном производстве после варки целлюлозы регенерируются крепкие щелоки; сульфитцеллюлозные щелоки используются для получения спирта

и дрожжей. Из сточных вод фабрик первичной обработки шерсти извлекают шерстный жир, который идет на изготовление ланолина – ценного продукта, применяемого в медицинской, электронной, парфюмерной и других отраслях промышленности. Извлечение и утилизация шерстного жира происходят в специальных цехах, находящихся в составе фабрик первичной обработки шерсти. Большое значение при проектировании или реконструкции системы водоотведения или водоснабжения промышленного предприятия имеет внедрение современных технологий и разработка оборотных систем. Сточные воды промышленных предприятий представляю собой большой потенциал для дальнейшего использования. Постоянное развитие сферы очистных сооружений позволяет с каждым годом улучшать показатели сбрасываемых сточных вод и извлекать из них ценные компоненты, дополнительно снижая стоимость их эксплуатации.Таким образом, качественная очистка промышленных стоков положительно влияет не только на окружающую среду, но и на бюджет предприятия.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Байтин И.А. Библиографический справочник. – Москва: Ленинград, 1953. – 450 с.

2. Асонов А.М., Попов А.Н. Очистка хозяйственно-бытовых сточных вод: учебное пособие / А. М. Асонов, А.Н. Попов. – Екатеринбург: УрФУ, 2013. – 97 с.

3. Вторичное использование сточных вод: интернет ресурс https://aqua-modul.ru/informatsiya/40-vozmozhnosti-vtorichnogo-ispolzovaniya-ochishchennykh-stochnykh-vod.html

4. Шарипов К.К., Хамроев У.М. Извлечение ценных веществ из производственных сточных вод НПЗ / К.К. Шарипов, У.М. Хамроев // Молодой ученый. – № 21 (80). − С. 247-249.

УДК 691.322: 504.5

КАЗАКОВ В.С., магистр (КузГТУ)
Научный руководитель: ШАБАНОВ Е.А., к.т.н, доцент (КузГТУ)
г. Кемерово, Россия

АНАЛИЗ СОВРЕМЕННОЙ СИТУАЦИИ ПРОБЛЕМ С ОБРАЩЕНИЕМ ЗОЛОШЛАКОВЫХ МАТЕРИАЛОВ

Тепловая энергетика России – отрасль энергетики, обеспечивающая энергоснабжение электроэнергией и теплом. По состоянию на 1 января 2020 года, в Единой энергосистеме России эксплуатировались тепловые электростанции общей установленной мощностью 164 612 МВт, что со-

ставляет 66,8 % от общей мощности электростанций ЕЭС России [1]. На рис. 1. представлено распределение мощностей электростанций Российской Федерации по видам используемой энергии.

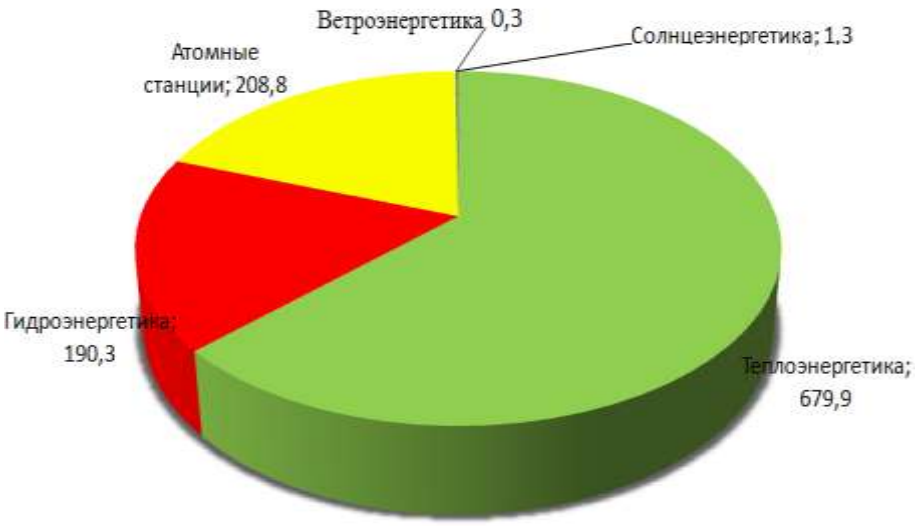


Рисунок 1 – Распределение энергетики Российской Федерации

Основными видами топлива на тепловых электростанция являются уголь, газ и жидкое топливо (мазут, дизельное топливо и т. д.). В распределении уголь занимает около 23 % от выработки. Большинство электростанций сосредоточены в Сибирском федеральном округе, рядом с основными угледобывающими регионами [2-3]. На рис. 2. представлено распределение тепловых электростанций по виду используемого топлива.

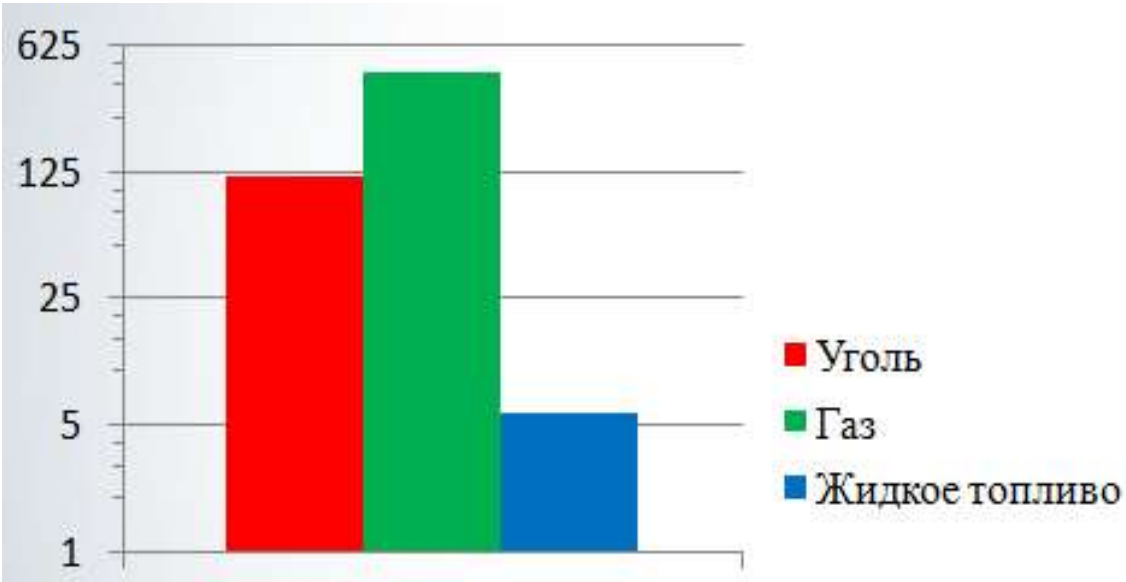


Рисунок 2 – Структура производства электроэнергии на тепловых станциях по видам топлива, млрд. кВт·ч

На рис.3. представлено распределение угольных электростанций по регионам России.

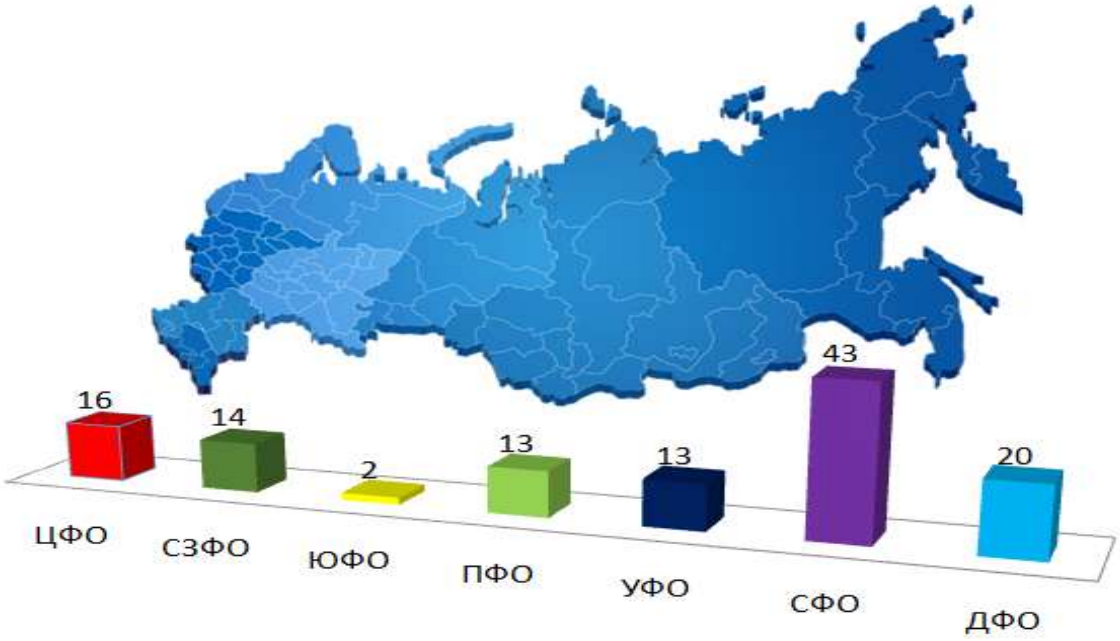


Рисунок 3 – Структура распределения угольных электростанций по Федеральным округам

При сжигании угля в тепловых электростанциях выделяются летучие газо- и парообразные продукты, которые выбрасываются в атмосферу, летучая зола и шлак, которые в основном задерживаются в фильтрах при удалении в атмосферу газо- и парообразных продуктов. Также образуются твердые отходы - золошлаковая смесь, удаляемая в подавляющем большинстве электростанций при помощи воды [4-5].За год в Кузбассе образуется 2,318 млн. тонн золошлаковых отходов, при этом вторичному использованию подвергаются 250 тыс. тонн ЗШМ, в основном на рекультивацию, а также почти 100 % легкой фракции золы уноса (6,1 тыс. тонн).На крупных электростанциях при гидроудалении золошлаков производят сбор легкой фракции микросферы, которая остается на поверхности воды, вся микросфера идет на продажу для использования в других отраслях промышленности, но объемы сбора очень малы, основная часть твердых отходов продолжает накапливаться.

В результате постоянного накопления зололаковых отходов на 2018 год в Кузбассе их объем составлял 106,5 млн. тонн, которые бесполезно лежат в отвалах около крупных электростанций. При этом они создают экологическую угрозу загрязнения грунтовых вод, которые в свою очередь могут распространиться в водоемы. Золошлаковые накопители (отвалы) загрязняют грунты различными токсичными вредными веществами, которые в долгосрочной перспективе могут приводить к повышению заболеваемости и ухудшению качества жизни.

В настоящее время на проблемах экологии особенно заостряют внимание, так как проблемы окружающей среды оказывают влияние на здоровье людей вне зависимости от пола, возраста, статуса и т. д. В Кемеровской области губернатором был представлен новый экостандарт «Чистый уголь - Зеленый Кузбасс», в результате чего планируется улучшить экологическую обстановку в одном из самых загрязненных регионов не только Российской Федерации, но и мира.

Проблемам накопления золошлаковых отходов посвящено множество научных трудов, большая часть которых так и не получила практического применения. Несмотря на наличие огромного количества разработанных технологий и решений в области использования золошлаковых отходов и извлечения ценных компонентов, площадь отвалов и объем хранящихся на них побочных продуктов сжигания угля постоянно увеличивается. В настоящее время в нашей стране существует много экологов, но недостаточно специалистов по вторичным ресурсам.

В Российской Федерации на большинстве электростанций применяется система мокрого золоудаления, когда ЗШО поступают на отвалы в виде водной эмульсии золы и шлака, при этом полученный на отвале продукт имеет неоднородную структуру, когда мелкая более тяжелая фракция смывается вниз, легкие частицы остаются на поверхности.

Таким образом, получается неоднородный материал, для использования которого требуется технология, позволяющая учесть его неоднородность. В большинстве Европейских стран применяется система сухого шлакоудаления, при которой конечный продукт получается однородным по составу, но при этом могут возникать другие проблемы: например - пылеподавление и т. д.

Удачным примером разработок технологий использования золошлаковых отходов в строительстве являются исследования кафедры строительного производства и экспертизы недвижимости (СПиЭН) КузГТУ [6-14]. Также на базе КузГТУ проводятся исследования по извлечению ценных компонентов из золошлаковых отходов и разработки по нетрадиционному использованию золошлаковых отходов в сопутствующих отраслях промышленности.Для дальнейшего развития научных работ по обращению с отходами и использованию вторичных ресурсов был создан региональный центр компетенции для транслирования передовых технологий в области обращения с ППСУ инициированный КузГТУ им. Т.Ф. Горбачева Центр экологии и постмайнинга. Для популяризации использования отходов топливо-энергетического комплекса в КузГТУ разрабатывается классификатор. При помощи классификатора будет возможно создание типовых продуктов и определения требований к ним в соответствии со сферой применения. Использование золошлаковых материалов для строительства дорог или производства цемента возможно только при соблюдении определенных требований к продукции (крупность или фракционный состав, на-

личие сопутствующих элементов, которые могут повлиять на качество, требования по содержанию влаги, морозостойкость и пр.). Стандартизация типов ППСУ будет способствовать развитию рынка ППСУ, так как будет четкое понимание конечного продукта и возможных сфер его применения.

В результате проведенных исследований можно сделать вывод, что в Российской Федерации накоплен большой объем неиспользованных отходов, которые могут являться вторичными ресурсами для производства строительных материалов. ППСУ содержат большое количество ценных компонентов и богатый химический состав. Новые отходы также продолжают накапливаться и не находят своего применения, продолжают загрязнять окружающую среду, хотя в качестве вторичных ресурсов могли бы принести большую пользу экономике и экологии в современных условиях.

Примеры безотходных производств уже реализованы в других отраслях промышленности в нашей стране, а также в топливо-энергетическом комплексе развитых стран Западной Европы и Северной Америки.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Круглый стол «Угольная отрасль и тепловая электроэнергетика в России: пути развития. Схема размещения ТЭС до 2030 г.» // Уголь. 2007. № 5 (973). С. 64-66.

2. Путилов В.Я. Золошлаки энергетики: статус и определения / В.Я. Путилов, И.В. Путилова, Н.А. Зройчиков, Х.Й. Фоерборн // Международный научный журнал Альтернативная энергетика и экология. 2017. № 1-3 (213-215). С. 73-83.

3. Гридин В. Г. Современное состояние и проблемы развития ТЭК России и Кузбасса // Региональная экономика: теория и практика. 2007. № 8. С. 7-9.

4. Путилов В.Я. Ключевые вопросы решения проблемы обращения с золошлаками энергетики в России / В.Я. Путилов, И.В. Путилова, Е.А. Маликова // Золошлаки ТЭС: удаление, транспорт, переработка, складирование. Материалы V международной конференции. 2014. С. 58-63.

5. Макаров А.А. Стратегические перспективы электроэнергетики России / А.А. Макаров, Ф.В. Веселов, А.С. Макарова, Т.В. Новикова, Т.Г. Панкрушина // Теплоэнергетика. 2017. № 11. С. 40-52.

6. Оптимизация состава бетона для шахтного строительства / Гилязидинова Н.В., Рудковская Н.Ю., Санталова Т.Н. // Инновации и инвестиции. 2019. № 2. С. 253-257.

7. Разработка строительных материалов на основе отходов промышленного строительства [Текст] : монография / А.В. Угляница [и др.] ; Кузбас. гос. техн. ун-т им. Т.Ф. Горбачева. - Кемерово: КузГТУ, 2017. – 175 с.

8. Гилязидинова Н.В. Исследование применения монолитного бетона для шахтного строительства / Н.В. Гилязидинова, Н.Ю. Рудковская, Т.Н. Санталова // Вестник КузГТУ. - 2017. - №1. - С. 31-35.

9. Состав смеси для получения легкого безобжигового зольного гравия / Жихарев А.А., Гилязидинова Н.В., Каргин А.А. // патент на изобретение RUS 2612056 02.03.2017.

10. Uglyanitsa A.V. Analysis of compositions of ceramsite ash-slag-concrete for monolithic building construction / A.V. Uglyanitsa, N.V. Gilyazidinova, N.Y. Rudkovskaya, T.N. Santalova // International Journal of Applied Engineering Research. 2015. Т. 10. № 8. С. 19235-19246.

11. Гилязидинова Н.В. Подбор состава конструктивно-теплоизоляционного бетона для наружных ограждающих конструкций / Н.В. Гилязидинова, Н.Ю. Рудковская, Т.Н. Санталова // Научный альманах. 2015. № 10-3 (12). С. 75-79.

12. Uglyanitsa A.V. Analysis of compositions of ceramsite ash-slag-concrete for monolithic building construction / A.V. Uglyanitsa, N.V. Gilyazidinova, N.Y. Rudkovskaya, T.N. Santalova // International Journal of Applied Engineering Research. 2015. Т. 10. № 8. С. 19235-19246.

13. Состав смеси для получения безобжигового зольного гравия / Жихарев А.А., Гилязидинова Н.В. // патент на изобретение RUS 2593509 27.07.2015.

14. Gilyazidinova N. Use of slag concrete in construction of underground structures and mines / N. Gilyazidinova, E. Shabanov, X. Liu // E3S Web of Conferences.IVth International Innovative Mining Symposium. 2019. С. 01039.

УДК 622.376.05+504.5

ОВСЯННИКОВА С.В., доцент, к.б.н. (КузГТУ)
БАБКИНА Е.Д., студент (КузГТУ)
г. Кемерово, Россия

ЗАГРЯЗНЕНИЕ ЗЕМЕЛЬНОГО УЧАСТКА НЕФТЕПРОДУКТАМИ, ОТВОДИМОГО ПОД СТРОИТЕЛЬСТВО ЛИНЕЙНЫХ ОБЪЕКТОВ ДЛЯ НЕФТЕДОБЫЧИ

В связи с освоением северных территорий при добыче полезных ископаемых одной из основных экологических проблем становится загрязнение почвы нефтепродуктами. Загрязненные нефтепродуктами почвы могут создавать опасность для биологических ресурсов и здоровья человека. Почва является медленно возобновляемым ресурсом и должна подлежать постоянному контролю и охране.

Почвы, при определенных условиях, способны накапливать нефть и различные виды соединений нефтепродуктов. Загрязнение почв нефтепродуктами может привести к изменениям физических, физико-химических, и других свойств, что может привести к ее деградации. При

добыче нефти, при строительстве нефтепроводов (линий электропередач, технологических дорог и др.) и их эксплуатации возможно возникновение неблагоприятных факторов загрязнения почв земельных участков нефтепродуктами.

Почвы, характеризующиеся повышенным содержанием нефтепродуктов, могут проявлять признаки техногенного нарушения, и в конечном счете могут полностью потерять свои первоначальные свойства. Именно загрязнения почвенных покровов различными веществами приводит к увеличению риска возникновения аварийных ситуаций при строительстве линейных сооружений.

Целью выполненной работы было выявление загрязнения почв земельных участков, предназначенных для строительства линейных объектов при добыче полезных ископаемых (нефть), нефтепродуктами и их соединениями с выработкой рекомендаций по дальнейшему их контролю от загрязнения при эксплуатации объектов.

Объектами исследования послужили наиболее распространенные типы почв: торфяная болотная переходная почва; болотно-подзолистая песчаная почва.

Согласно «Национальному атласу почв Российской Федерации» [1], почвенный покров почвенно-географического района, куда входит территория исследований, представлен торфяными болотными переходными и торфяными болотными деградирующими (минерализующимися) почвами рис. 1.

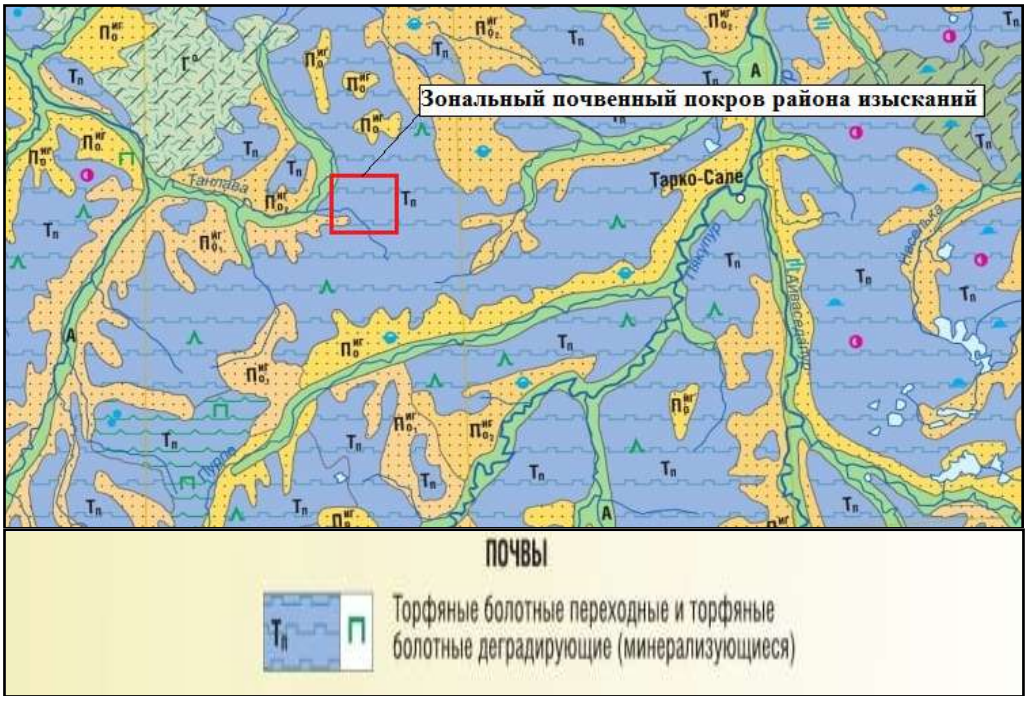


Рисунок 1 – Фрагмент «Национального атласа почв Российской Федерации», М1:2 500 000

Почвенные исследования проведены в рамках инженерно-экологических изысканий для строительства линейных сооружений.

Территория исследования почв на наличие нефтепродуктов показана на рис. 2.

Рисунок 2 – Исследуемая территория

На этапе полевых работ выполнено рекогносцировочное обследование территории, почвенная съемка, сопровождающаяся заложением почвенных разрезов, полуям и прикопок по типам природных комплексов. Отбор проб произведен согласно ГОСТ 17.4.3.01-2017 [2]. Для оценки экологического состояния почв, почвенные образцы проанализированы на содержание в них нефтепродуктов в аккредитованных лабораториях.

Оценка уровня загрязнения почв нефтепродуктами производится в соответствии с письмом Министерства Охраны окружающей среды и природных ресурсов РФ № 04-25 от 27 декабря 1993 [4]. Допустимым является содержание нефтепродуктов в почве, не превышающее 1000 мг/кг.

Результаты и обсуждения. Нефтепродукты являются распространенным компонентом загрязняющего потока в результате техногенного загрязнения. Данный показатель загрязнения обязательно должен подвергаться контролю в почве согласно СанПиНу 2.1.7.1287-03 [3]. В результате выполненной работы установлено, что на данной территории земельного участка уровень допустимого содержания нефтепродуктов в почвах не превышен, все исследованные мерзлотные почвы с участка изысканий относятся к «допустимой» категории загрязнения.

Результаты исследований представлены в таблице.

Таблица

Оценка уровня загрязнения почв нефтепродуктами

№ пробы	Горизонт, глубина, см	Нефтепродукты, мг/кг	Категория загрязнения согласно СанПиН 2.1.7.1287-03
П1	Торфяная болотная переходная почва		
	Оч 0-10	не опр.	
	T_1 10-27	190	Допустимая
	T_2 27-45	190	Допустимая
П2	Болотно-подзолистая песчаная почва		
	A_{2g} 0-23	119	Допустимая
	B_g 23-50	114	Допустимая
П3	Торфяная болотная переходная почва		
	Оч 0-8	не опр.	
	T_1 8-20	180	Допустимая
	T_2 20-40	200	Допустимая
П4	Торфяная болотная переходная почва		
	Оч 0-12	не опр.	
	T_1 12-25	200	Допустимая
	T_2 25-45	220	Допустимая
$П_5$	Торфяная болотная переходная почва		
	Оч 0-9	не опр.	
	T_1 9-21	210	Допустимая
	T_2 21-40	230	Допустимая
П6	Торфяная болотная переходная почва		
	Оч 0-7	не опр.	
	T_1 7-18	210	Допустимая
	T_2 18-40	200	Допустимая
П7	Торфяная болотная переходная почва		
	Оч 0-10	не опр.	
	T_1 10-30	180	Допустимая
	T_2 30-45	220	Допустимая
П8	Торфяная болотная переходная почва		
	Оч 0-9	не опр.	
	T_1 9-22	200	Допустимая
	T_2 22-45	180	Допустимая
П9	Торфяная болотная переходная почва		
	Оч 0-9	не опр.	
	T_1 11-25	210	Допустимая
	T_2 25-40	190	Допустимая
П10	Торфяная болотная переходная почва		
	Оч 0-8	не опр.	
	T_1 8-22	200	Допустимая
	T_2 22-45	200	Допустимая
П11	Торфяная болотная переходная почва		
	Оч 0-10	не опр.	
	T_1 10-20	210	Допустимая
	T_2 20-40	220	Допустимая

Продолжение таблицы

П12	Болотно-подзолистая песчаная почва		
	A_{2g} 0-26	115	Допустимая
	B_g 26-50	116	Допустимая
П13	Болотно-подзолистая песчаная почва		
	A_{2g} 0-25	150	Допустимая
	B_g 25-45	150	Допустимая
Допустимое содержание		1000 (допустимое содержание в соответствии с письмом Министерства Охраны окружающей среды и природных ресурсов РФ № 04-25 от 27 декабря 1993 года)	Согласно СанПиН 2.1.7.1287-03

Из диаграммы видно, что почвы земельного участка не испытывают критичного показателя загрязнения нефтепродуктами, превышений допустимого норматива их содержания в почве не выявлено, рис. 2.

Рисунок 2 – Диаграмма сравнения содержания нефтепродуктов в почве и их допустимыми значениями

В процессе строительства и эксплуатации объекта, вопросы охраны земель и их последующего восстановления должны быть основными. С учетом техногенного воздействия на испрашиваемую территорию, необходимо произвести ряд следующих мероприятий:

– максимально использовать площади земель без привлечения дополнительных новых территорий;

– рационально размещать линейные объекты на испрашиваемом земельном участке;

– проводить работы по восстановлению нарушенных земель, после завершения эксплуатации объекта.

Для предотвращения аварийных ситуаций при строительстве и эксплуатации объектов, рекомендуется постоянно производить мероприятия по предотвращению попадания в почвы нефтепродуктов. Таким образом, полученные данные могут быть использованы как фоновые показатели при проведении мониторинговых исследований экологического состояния почвенного покрова в ходе техногенных воздействий.

При ведении работ по строительству и в период эксплуатации объектов необходимо контролировать содержание нефтепродуктов в почвах в рамках ведения производственного контроля или экологического мониторинга, что позволит сохранить от загрязнения уникальные неустойчивые генетические образования почвенного покрова (мерзлотные почвы) земельных участков в условиях Севера. Только ответственное отношение к проведению строительных работ и мероприятия по восстановлению почвенных покровов смогут помочь избежать серьезных экологических проблем.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Национальный атлас почв Российской Федерации / под ред. С.А. Шоба – М.: МГУ, «Астрель», 2011 – 632 с.

2. ГОСТ 17.4.3.01-2017 «Охрана природы. Почвы. Общие требования к отбору проб».

3. СанПиН 2.1.7.1287-03 «Санитарно-эпидемиологические требования к качеству почвы».

4. Письмо Министерства Охраны окружающей среды и природных ресурсов Российской Федерации «О порядке определения размеров ущерба от загрязнения земель химическими веществами» от 27 декабря 1993 года № 04-25.

УДК 332.368: 661.641+624.21/.8(470.1/.2) +(571.1/.5)

ОВСЯННИКОВА С.В., доцент, к.б.н. (КузГТУ)
ГАЛАНИНА А.А., студент (КузГТУ)
г. Кемерово, Россия

СОДЕРЖАНИЕ МЫШЬЯКА В ПОЧВАХ ЗЕМЕЛЬНОГО УЧАСТКА, ОТВОДИМОГО ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОБЪЕКТОВ

В современном мире все больше и больше необходимо искать новые подходы к решению проблеме экологического состояния окружающей среды и в частности при загрязнении и нарушении почв тяжелыми металлами, а именно мышьяком. Иначе такая ситуация может привести все к большему и большему «расползанию» техногенных ландшафтов и наступлению их на ненарушенные территории и их постепенной деградации.

Такое влияние может привести к загрязнению почв, поверхностных и подземных вод, биоресурсов (растительности и животного мира) тяжелыми металлами, в том числе и мышьяком.

В связи с этим, целью данной работы является оценка экологического состояния территории, получение данных о содержании мышьяка в почвах земельного участка, отводимого для проектирования линейных объектов при добыче полезных ископаемых с предложением рекомендаций по контролю за содержанием мышьяка в почве.

Объектом исследования послужил наиболее распространенный тип почвы на территории исследований: торфяная болотная переходная почва. Почвенные исследования проведены в рамках инженерно-экологических изысканий для строительства. Для оценки возможного загрязнения почв выполнено полевое обследование территории, заложены почвенные разрезы, полуямы и прикопки по типам почв. Отбор проб произведен по генетическим горизонтам. Все лабораторные испытания образцов почв выполнены в аккредитованных лабораториях. Образцы проанализированы на валовое содержание в них мышьяка общепринятыми методами. Показатель буферной способности почв установлен по результатам анализов, выполненных в верхних гумусовых горизонтах почв [1].

Земельный участок относится к Нижнеобской почвенной провинции равнинных территорий фации холодных длительно-промерзающих почв зоны глееподзолистых и подзолистых иллювиально-гумусовых почв северной тайги Европейско-Западно-Сибирской таежно-лесной области бореального пояса, рис. 1.

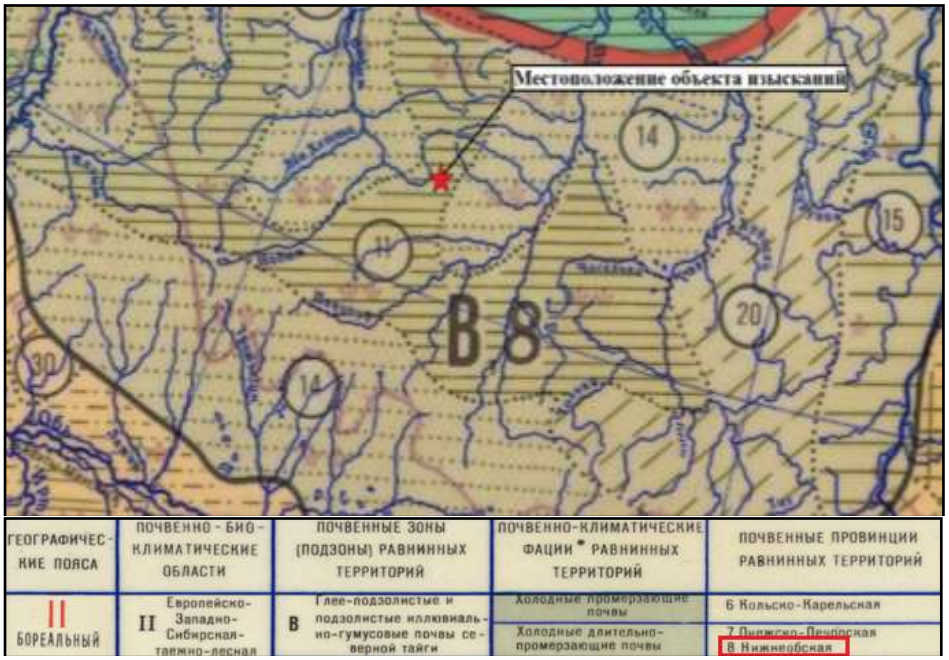


Рисунок 1 – Фрагмент карты и легенды почвенно-географического районирования СССР масштабом 1:8 000 000

Территория исследования почв на наличие в почвах химических загрязнителей (мышьяка) показана на рис. 2.

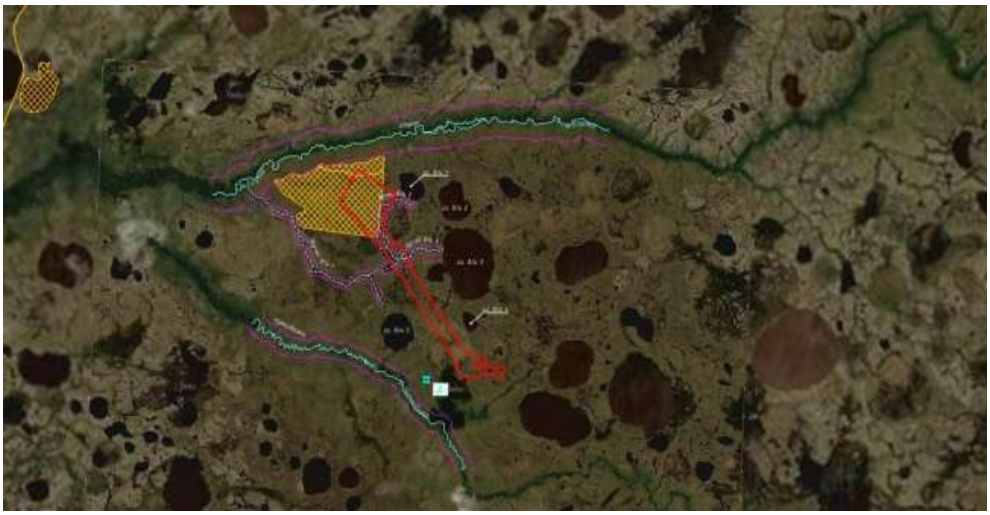


Рисунок 2 – Исследуемая территория

*Результаты и обсуждения.*В результате проведенных исследований установлено, что содержание органического вещества в торфяных горизонтах почв варьирует от 90,0 % до 81,7 %. Реакция среды почв во всех горизонтах очень кислая, степень насыщенности почв основаниями не высокая и изменяется в пределах 66,3-87,5 %.

Из диаграммы видно, что содержание в почве земельного участка валовой формы мышьяка не превышает значений их предельно-допустимых значений в почве, рис. 3.

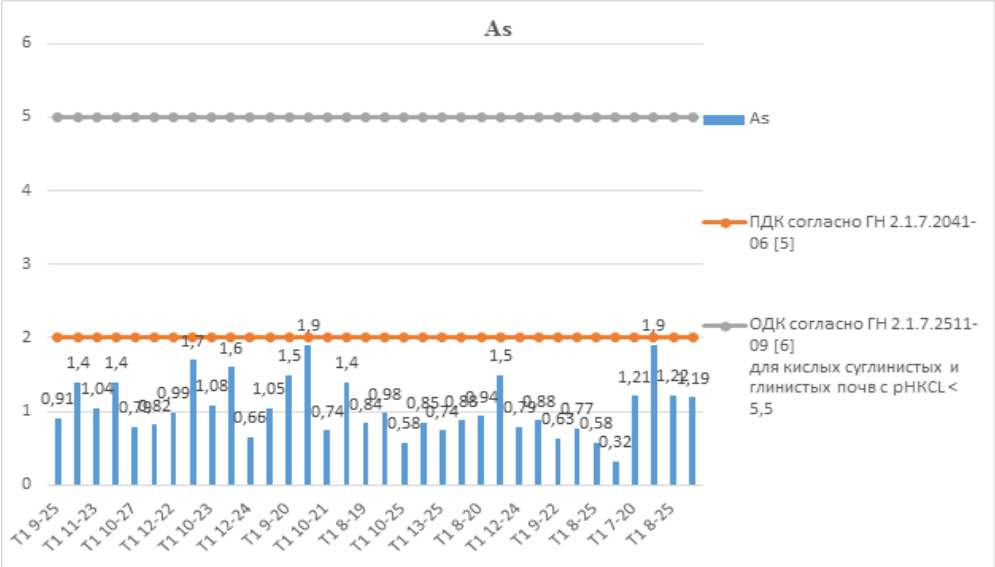


Рисунок 3 – Диаграмма сравнения содержания мышьяка в почве и их допустимыми значениями

В связи с тем, что территория земельного участка при эксплуатации объекта будет испытывать на себе техногенную нагрузку, в почвы земельного участка могут попадать и накапливаться загрязняющие вещества и в том числе мышьяк, в количествах, превышающих ПДК этого вещества в почве. Попадая в почву часть мышьяка подвергается воздействию различных веществ, может внедряться в процессы почвообразования – накапливаться почвенным поглощающим комплексом, связывается с органическим веществом, мигрировать и закреплять в разных слоях по профилю почвы.

Опасность загрязнения почв напрямую связана с ее буферной способностью. Если почва обладает меньшей буферной, тем большую опасность представляет ее загрязнение химическими элементами, в том числе и мышьяком.

Почвы территории исследований обладают низкой и средней способностью противостоять загрязнению мышьяком, при техногенном загрязнении они могут накапливать повышенное его содержание. Накопление в почве мышьяка может быть связано с очень кислой реакцией среды, с его аккумуляцией на поверхности органических и минеральных коллоидов.

Таким образом, на основании проведенных исследований содержание в почве земельного участка валовой формы мышьяка не превышает значений ПДК мг/кг согласно ГН 2.1.7.2041-06 [2] и ОДК мг/кг согласно ГН 2.1.7.2511-09 [3].

Однако, учитывая низкую и среднюю степень буферности почв, нужно иметь ввиду о возможной подверженности почв земельного участка техногенному влиянию, загрязнению ее химическими веществами (мышьяком). Такое загрязнение является одним из наиболее опасных видов деградации почвенного слоя, так как самоочищающаяся способность почв от загрязнения почвы мышьяком достаточно низкая.

Данный факт может привести к ослаблению или даже утрате почвами способности выполнять свои основные функции – поддерживать безопасный уровень содержания химических веществ в почвах, при котором почва может быть безопасной для среды обитания человека. В такой ситуации рекомендуется в период эксплуатации объекта вести производственный экологический мониторинг за состоянием загрязнения почв земельного участка, что позволит сохранить от загрязнения уникальные неустойчивые генетические образования – почвы.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Ильин В.Б. Оценка буферности почв по отношению к тяжелым металлам // Агрохимия. 1995. № 10. С. 109-113.

2. ГН 2.1.7.2041-06 «Предельно допустимые концентрации (ПДК) химических веществ в почве».

3. ГН 2.1.7.2511-09 «Ориентировочно допустимые концентрации (ОДК) химических веществ в почве».

УДК 502.55

ШАБАНОВ Е.А., к.т.н, доцент (КузГТУ)
ВАХЬЯНОВ Е.М., ст. преподаватель (КузГТУ)
г. Кемерово, Россия

ПРЕДПОСЫЛКИ РАЗРАБОТКИ МЕТОДА МОНИТОРИНГА ЗАГРЯЗНЕНИЙ ГРУНТОВ ЭЛЕКТРИЧЕСКИ КОНТРАСТНЫМИ ЭКОТОКСИКАНТАМИ

В настоящее время загрязнение окружающей среды – это одна из самых острых проблем современной России. Помимо постоянного загрязнения от работающих предприятий различных отраслей промышленности на регулярной основе происходят техногенные аварии и катастрофы, в результате которых происходит активное загрязнение почвы и грунтов экотоксикантами [1-2]. Одной из последних крупных катастроф, произошедших в нашей стране, считается – утечка дизельного топлива в Норильске [3], которая была объявлена чрезвычайной ситуацией федерального масштаба. Утечка произошла 29 мая 2020 года при разгерметизации бака с дизельным топливом на ТЭЦ-3. В результате утечки более 21 тыс. тонн дизельного топлива разлились далеко за пределы промзоны, из них, по предварительной оценке, 6 тыс. тонн попали в грунт, и 15 тыс. тонн в реку Далдыкан, правый приток Амбарной, впадающей в крупное озеро Пясино.

Среди загрязнителей грунта, оказывающих катастрофическое влияние на окружающую среду, отмечается нефть и нефтепродукты, щелочи, кислоты, тяжелые металлы, низкомолекулярные органические соединения, биоорганические загрязнения и т. д.

Повышенная концентрация в грунтах низкомолекулярных органических соединений является фактом экологического риска и, соответственно, представляет опасность для здоровья человека. Поэтому очень важно и вовремя и правильно провести диагностирование. Почвенный мониторинг является основным источником информации для оценки состояния и качества грунтов.Почвенный мониторинг – это система наблюдений, контроля и прогноза изменений компонентов почвенного покрова под влиянием внешних факторов.

Основная задача почвенного мониторинга обусловлена тем, что иногда незначительное изменение состава грунтов отражается на выполнении ими основной функции – поддержание развития растений, подводя к ним необходимые микроэлементы и обеспечивать доступ к азоту и кислороду.Размеры загрязняемой территории с каждым годом становятся все больше и больше, поэтому необходимость постоянного почвенного мониторинга возрастает.Процесс начинается с изучения уже существующих ма-

териалов о территории (книги, почвенные карты, система земледелия и т. п.).

Затем выбирается территория, удаленная от сельскохозяйственного и промышленного производства. Составляется исходная проба, в которую входят грунты из примерно 30 выемок, отобранных по диагонали. Глубина выемок около 20 см. Если проба берется в месте, где есть деревья, то нужно отступить на расстояние не менее 1м от них.

Для наблюдения вертикального перемещения, обычно закладываются почвенные разрезы, глубина зависит от мощности почв. Перед взятием пробы проводится описание места расположения и таких характеристик как: влажность, цвет грунта, окраска, структура, следы животных и т. п.Полученные пробы тщательно перемешиваются и делятся на несколько частей, из центра берется образец массой около 500г.

Исследования могут проводиться, как на постоянных пунктах наблюдения, так и временных. Постоянные пункты наблюдения создаются минимум на 5 лет. Временные –наблюдение осуществляется в течении одного года.Оценка содержания состава грунта проводится в соответствии с различными нормативными документами. Например, такими как:

– СанПиН 2.1.7.1287-03 «Санитарно-эпидемиологические требования к качеству почвы» – устанавливает требования к качеству почв населенных мест и сельскохозяйственных угодий, обусловливающих соблюдение гигиенических нормативов при размещении, проектировании, строительстве, реконструкции (техническом перевооружении) и эксплуатации объектов различного назначения, в том числе и тех, которые могут оказывать неблагоприятное воздействие на состояние почв;

– ГН 1.2.2701-10 «Гигиенические нормативы содержания пестицидов в объектах окружающей среды (перечень)» – устанавливает максимально допустимые уровни содержания остаточных количеств действующих веществ пестицидов и их опасных метаболитов в объектах окружающей среды, а также в продовольственном сырье и пищевых продуктах, как производимых на территории Российской Федерации, так и импортируемых из-за рубежа.Полученные данные обрабатываются базовыми методами описательной статистики.Предлагается способ определения загрязнений грунтов пестицидами, где индикаторы – органы и ткани домашних животных. Но из-за того, что они не водятся в лесах и горных территориях и, следовательно, там невозможно отследить динамику загрязнений, было предложено использовать также органы и ткани волка. Волку присущ территориальный консерватизм, и значит можно получить более точные результаты. Определяется логово животного, места его обычной охоты и т. п. Этот способ новый и до этого никем не использовался и не предлагался.

Очистка грунтов от загрязнений низкомолекулярными органическими соединениями из-за разнообразия загрязнителей сложное и дорогостоящее мероприятие. Эта проблема для современной экологии является

наиболее актуальной.На данный момент существует два основных способа очистки грунтов от загрязнений:

1) физический;

2) химический.

Эти способы не до конца решают экологическую проблему – все равно есть какие-то остаточные вещества, и интоксикация грунтов продолжается. При физическом методе (сжигание) происходит выброс термогидролиза, образование диоксинов, бензопирена и т. п., при химическом – появляются продукты химической реакции, которые также требуется утилизировать. Известно, что пестициды разлагаются гетеротрофными микроорганизмами (организмы, использующие для своего питания готовые органические соединения) в процессе их жизнедеятельности. Найдено большое количество штаммов грибов, бактерий, водорослей и т.п. организмов, разлагающих пестициды до простых нетоксичных веществ. Продолжительность этого процесса разная: от нескольких дней до нескольких десятков лет. Все зависит от степени загрязнения, какой микроорганизм, состав грунтов и т. п. Главным преимуществом этого способа является разнообразие ферментных систем и большой лабильности метаболизма, что позволяет разлагать большое количество различных химических соединений, при этом микроорганизмы не наносят вред окружающей системе. Но главным минусом является неспособность перерабатывать большое количество низкомолекулярных органических соединений.

Наилучшего результата можно добиться работой нескольких микроорганизмов, что позволяет довести до полной минерализации пестициды, т.к. это не всегда может сделать один вид. Способ разложения хлорорганических пестицидов в почве представляет собой увлажнение и внесение детоксиканта в загрязненное место. Детоксикантом является ронит или бетонал – это токсичные соединения, что является недостатком способа. Источником [10] предлагается заменить их другим соединением – вермикомпостом из лузги гречихи. Этот способ более экологичен.

Фитотехнологии – экономичный, но не предназначенный для больших загрязнений, способ очистки грунтов от низкомолекулярных органических соединений. Для этого способа необходимы только растения, способные расти на загрязненных почвах, и накапливать стойкие ксенобиотики. По большей части он является эффективным для изоляции старых складов и мест захоронения пестицидов. Самым, наверное, доступным способом является снятие загрязненной толщи и замена ее незагрязненной.

В КузГТУ выполнена разработка метода оперативного мониторинга загрязнения и очистки грунтов от нефтепродуктов [4-6], которая подразумевает замеры удельного электрического сопротивления загрязненного грунта и определение концентрации загрязнения по аналитическим зависимостям. Данный мониторинг осуществляется за счет свойств нефти и нефтепродуктов, которые проявляют ярко выраженные диэлектрические

свойства, их электрическое сопротивление на 6 порядков выше, чем у чистого грунта.

Данный способ может быть применим и для других электрически контрастных экотоксикантов. Например, кислотные и щелочные загрязнения почвы и грунта обладаю низким электрическим сопротивлением на 1-2 порядка ниже, чем чистый грунт в естественном состоянии. На рис. 1 приведена схема устройства установки для мониторинга загрязнения грунтов, которая позволит уточнять зону загрязнения и концентрацию загрязнителя непосредственно на площадке и исключает этап камеральной обработки результатов и отбора проб, что позволит сократить трудоемкость мониторинга, ускорить процесс и сократить затраты на мониторинг и природоохранные мероприятия.

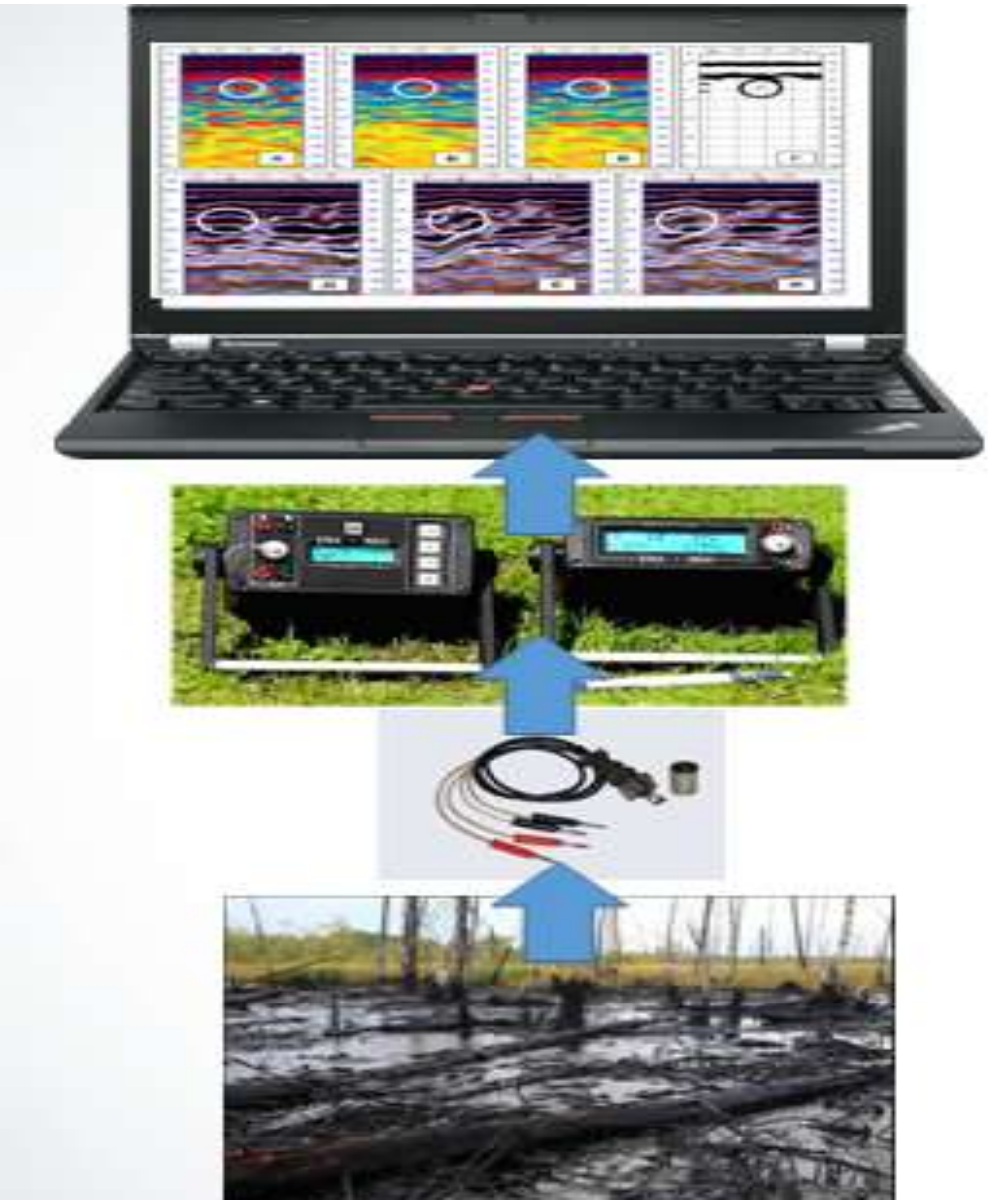


Рисунок 1 – Схема устройства системы мониторинга

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Лешуков Т.В. Оценка загрязненности и самоочищающейся способности атмосферы Кемеровской области / Т.В. Лешуков, Ю.В. Лесин // Вестник Кузбасского государственного технического университета. – 2018. – №6. – С. 20-29.

2. Артамонова В.С. Биогенное почвообразование на территории длительного хранения насыпных отвалов сульфидсодержащих отходов цианирования / В.С. Артамонова, С.Б. Бортникова // Антропогенная трансформация природной среды. – 2018. – №4. – С. 9-12.

3. Сазонов А.Д.Разлив нефтепродуктов в норильске 29 мая 2020 года: предполагаемые причины и возможные экологические последствия / А.Д. Сазонов, Р.С. Комаров, О.С. Передера // Экология. Экономика. Информатика. Серия: Системный анализ и моделирование экономических и экологических систем. 2020. Т. 1. № 5. С. 173-177.

4. Шабанов Е.А. Метод оценки загрязнения нефтепродуктами по электрическим свойствам грунтов / С.М. Простов, М.В. Гуцал, Е.А. Шабанов // Вестник Кузбасского государственного технического университета. 2015. № 6 (112). С. 38-45.

5. Шабанов Е.А. Натурные испытания метода контролируемой электрохимической очистки грунта от нефтезагрязнений. Ч.I. изменение физических свойств грунтового массива / Е.А. Шабанов, С.М. Простов // Вестник Кузбасского государственного технического университета. 2016. № 6 (118). С. 35-44.

6. Шабанов Е.А. Экспериментальное исследование физических свойств грунтов при электроосмотической очистке от нефтепродуктов / Е.А. Шабанов, С.М. Простов // В сборнике: Горняцкая смена -2015. Сборник трудов Всероссийской научной конференции для студентов, аспирантов и молодых ученых с элементами научной школы. Российская академия наук, Сибирское отделение, Институт горного дела им. Н.А. Чиканала. 2015. С. 155-162.

СЕКЦИЯ 5 «АВТОМОБИЛЬНЫЕ ДОРОГИ И ГОРОДСКОЙ КАДАСТР»

УДК 622

БОГОМОЛОВ С.В., к.т.н., доцент (КузГТУ)
НИКОЛАЕВА А.А., студент (КузГТУ)
г. Кемерово, Россия

К ВОПРОСУ АВТОМАТИЗИРОВАННОГО УПРАВЛЕНИЯ ДАННЫМИ ПРИ ВЫПОЛНЕНИИ ПРОЕКТНЫХ РАБОТ

Современное проектирование автомобильных дорог предполагает широкое применение высокопроизводительных и многофункциональных автоматизированных систем от геодезических изысканий до детальных расчетов и подготовки проектно-сметной документации.

Одним из ключевых моментов в автоматизированном проектировании автомобильных дорог является поддержка коллективной работы над проектом нескольких команд разработчиков, использующих разные программные комплексы в силу специфичности ряда задач (расчет дорожных одежд, проектирование искусственных сооружений и др.).

Создание технических проектов в любой инжиниринговой компании – процесс трудоемкий и энергозатратный. В процессе работы проектных организаций накапливается огромное количество информации – проектной, технологической и конструкторской документации. Массив данных составляют не только бумажные комплекты чертежей, но и их электронные версии, а также информационные модели объектов и все это нужно увязать между определенными структурами и предоставить доступ для тех, кому это необходимо в любой момент времени. Информативный обмен должен происходить мгновенно и качественно с фиксацией каждого изменения в документах. Без автоматизации процесса, на обмен информацией уходит множество времени и сил, а иногда этого времени вовсе нет.

В процессе работы инженеры сталкиваются со следующими проблемами при документообороте:

– фиксация изменений в проекте;
– необходимости быстрого обмена данными в любой момент времени;
– хранение информации, и ее защита от посторонних лиц.

Все эти проблемы помогают решать автоматизированные системы управления данными при выполнении проектных работ, которые позволяют создавать проект от начала его зарождения, и имеет возможность сопровождать его на всем эксплуатационном периоде.

Такие технологии помогают создавать информационную модель сооружения, со всем необходимом документооборотом, расчетами, планами и деталями. Подобные технологии в мире проектирования называются BIM (Building Information Modeling или Building Information Model).

В настоящее время обсуждаются и разрабатываются отечественные стандарты BIM для автомобильных дорог [9].Так как в BIM-технологиях применяют множество разнообразных САПР-систем необходимо обеспечить коллективную работу по проекту между специалистами разных дисциплин, предоставляя обмен без потерь актуальными и согласованными данными между программными комплексами.

Для успешной организации работы по BIM-технологии обязательным условием является организация среды общих данных, обеспечивающей эффективность коллективной работы при создании проектно-сметной документации, совместимость с используемыми САПР, планирование и управление проектами, а также взаимодействие с подрядчиками и заказчиками.

Современная система управления общими данными должна обеспечить в едином информационном пространстве планирование работы по проектам, получение актуальной информации о текущем состоянии работ по проектам, контроль бюджетов, сроков и используемых ресурсов в масштабе всей организации.

Все существующие системы проектирования имеют необходимый набор функций, но за каждую функцию отвечают различного рода программы и компоненты, которые нельзя собрать в одну общую систему, сейчас частично эту задачу выполняют системы внутреннего документооборота. Однако большинство современных систем документооборота крайне затратны по инфраструктурным компонентам, а также характеризуются завышенными требованиями к ИТ службе и внутренним процессам организаций, к тому же выполняют узкий набор функций. Чтобы расширить возможности процесса проектирования нам и необходимы BIM технологии, которые уже начинают решать подобного рода проблемы, но мы сталкиваемся с вопросом об эффективности этих новых технологий, так как они требуют больших трудозатрат и больших возможностей ПК. Вопросам эффективности внедрения систем автоматизированного управления данными посвящены работы Анисифорова А.Б. [1], Витязева Г.Г. [3], Качановского Д.Е. [4], Антоненко Р.К. [6]. Авторы рассматривают некоторые практические методики и подходы, которые могут быть использованы для подсчета эффективности от внедрения систем автоматизированного управления проектами на примере конкретной компании с точки зрения экономической выгоды, выделяют несколько критериев имеющих прямое и косвенное на это влияние.

Однако, из всего разнообразия методик очень проблематично выделить точную и универсальную систему оценки эффективности использова-

ния автоматизированного управления проектами, которая будет помогать каждой проектной организации оценить качество приобретаемого компонента еще на стадии тестового режима.

Следовательно, необходимо разработать методику оценки эффективности использования автоматизированного управления данными при выполнении проектных работ.

В первую очередь необходимо разобраться с целью применения систем автоматизированного проектирования. Каждая подобная программа создана с целью облегчить процесс создания проекта именно для проектировщика.

Поэтому необходимо выделить актуальные для проектировщика преимущества подобных программ.

Был проведен опрос среди работников проектной организации и путем анализа опроса выявлены следующие основные критерии оценки использования программ автоматизированного управления проектами:

– классификационная система хранения информации (сокращение времени при поиске документов);

– общее информационное пространство (совместный доступ к документам, фиксация изменений документа, возможность вернуть исходное состояние документа);

– открытая архитектура (возможность создания шаблонов, кнопок быстрого доступа, закладок, что тоже позволяет экономить время);

– редактирование информационного пространства (возможность редактирования проекта на любой стадии, с автоматическим внесением правок во все зависящие компоненты);

– простота использования.

В таблице представлены результаты опроса сотрудников на соответствие программы описанным выше критериям.

Таблица

Критерии оценки преимуществ программ автоматизированного управления проектами

Критерий	**% опрошенных, отметивших критерий как важный**
классификационная система хранения информации	85
общее информационное пространство	93
открытая архитектура	71
редактирование информационного пространства	98
простота использования	86

Анализ результатов опроса показал, что главным показателем в разрабатываемой системе оценки программного обеспечения будет выступать возможность вносить изменения в проект с минимальными трудозатратами.

Огромное влияние на трудозатраты оказывает процесс поиска документов, поэтому каждая система автоматизированного управления данными должна иметь открытую архитектуру с классификационной системой хранения информации.

При работе с проектами в определенной сфере промышленности существует масса типовых проектов, шаблонных конструкций, расчетов и записок определенного строения, это приводит к потребности создания шаблонных документов, их хранения и возможности воспользоваться ими в любой момент.

Немаловажным фактором в выборе программного обеспечения выступает защита данных, находящихся внутри системы. В современном мире интеллектуальная собственность высоко ценится, проекты по своей стоимости варьируются от нескольких миллионов рублей до нескольких сотен миллионов рублей. Поэтому очень важно, чтобы собственные наработки, нестандартные технологические решения и методы расчетов не попали в чужие руки.

Все эти факторы должны лечь в основу разрабатываемой методики оценки эффективности автоматизированного управления данными при выполнении проектных работ.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Анисифоров А.Б. Методики оценки эффективности информационных систем и информационных технологий в бизнесе [Текст] / А.Б. Анисифоров. – Санкт-Петербург: СПбГПУ, 2014. – 97 с.

2. Бунова Е.В. Оценка эффективности внедрения информационных систем [Текст] / учеб. пособие для студентов направления подготовки бакалавров 2072-9502 «Сервисное управление, вычислительная техника и информатика» / Е.В. Бунова, О.С. Буслаева. – Архангельск: АГТУ, 2012. – 164 с.

3. Витязев Г.Г. Анализ эффективности внедрения информационной системы на предприятии [Текст] // Молодой ученый №10. – 2016. – №114. – С. 643-645.

4. Качановский Д.Е. Экономическая оценка внедрения системы электронного документооборота на промышленном предприятии [Электронный ресурс] // Журнал «Финансовый менеджмент». – 2011. – № 18. – С. 94-98. – Режим доступа: http://www.finman.ru/articles/2008/3/5267.html.

5. Скрипкин К.Г. Экономическая эффективность информационных систем [Текст] / – Москва: ДМК Пресс, 2010. – 256 с.

6. Антоненко Р.К. Оценка эффективности информационных систем: понятие эффективности, современные методы оценки [Электронный ре-

сурс] // Информационные системы. – 2018. – № 3. – С. 123-129. – Режим доступа: https://docplayer.ru/50357324-Ocenka-effektivnosti-informacionnyh-sistem-ponyatie-effektivnosti-sovremennye-metody-ocenki.html.

7. Алешкин С.А. Методы повышения эффективности внедрения корпоративных информационных систем [Электронный ресурс] // Организационная структура / iTeam – 2009. – Режим доступа:

https://blog.iteam.ru/metody-povysheniya-effektivnosti-vnedreniya/.

8. Волков И.М. Критерии оценки проектов [Текст] / И.М. Волков, М.В. Грачева, Д.С. Алексанов // Институт экономического развития Всемирного банка. – 2006. – №12 – С. 128-132.

9. Сарычев Д.С. Проекты стандартов и регламентов BIM для автомобильных дорог / Д.С. Сарычев, А.В. Скворцов // САПР и ГИС автомобильных дорог. – 2017. – № 1(8). – С. 9-12.

УДК 69.001.5

ДЕМЕНЬТЬЕВ В.А., студент (КузГТУ)
ВАХЬЯНОВ Е.М., ст. преподаватель (КузГТУ)
г. Кемерово, Россия

ИННОВАЦИОННЫЕ МЕТОДЫ БЕЗОПАСНОСТИ ДОРОЖНОГО ДВИЖЕНИЯ

Дорожное движение – совокупность общественных отношений, возникающих в процессе перемещения людей и грузов с помощью транспортных средств или без таковых в пределах дорог [1].

Одной из главных проблем современных городов долгое время остается проблема безопасности дорожного движения. Специалисты со всего мира пытаются создать шаблоны и нормы проектирования городских улиц таким образом, чтобы выполнялись условия безопасности и комфорта для всех участников движения. Каждый день в результате ДТП в России погибает 55 человек. По всей стране – это молодые и пожилые люди, разного достатка. Это почти всегда случайные жертвы чьей-то глупости. В год выходит 20308 смертей. Это в сотни раз больше, чем гибнет людей от терактов или в авиакатастрофах [2].По статистике, одними из основных причин возникновения ДТП на дорогах являются превышение скоростного режима и плохое состояние улично-дорожной сети (рис. 1).

Если детально разбираться в данной проблеме, то становится очевидно, что сегодняшнее проектирование городских улиц ставит в приоритет задачу обеспечения комфортного и быстрого передвижения автомобилей из пункта «А» в пункт «Б», но при этом пешеходным пространствам уделяется гораздо меньше внимания.

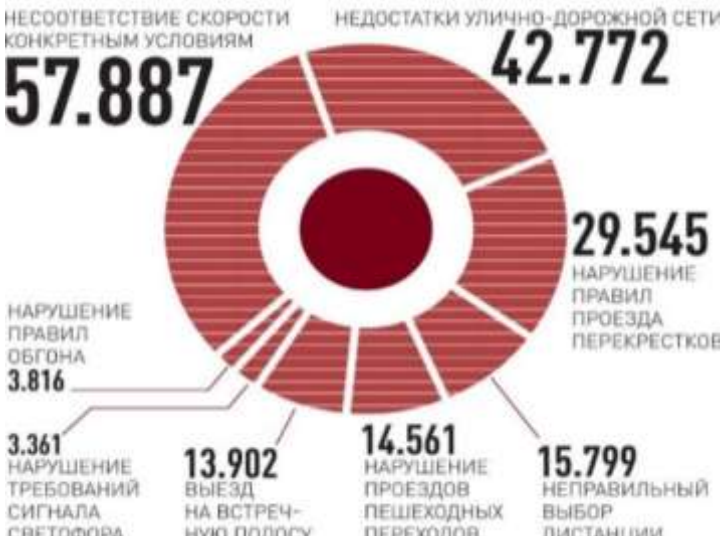


Рисунок 1 – Причины возникновения ДТП

Отсюда и возникает проблема аварийности дорог, ведь на улицах пешеходы более уязвимы по сравнению с водителями автомобилей. Особенно если учесть повсеместное нарушение скоростного режима, правил дорожного движения, правил парковки и остановки транспортных средств и т. д.

На этапе проектирования городской улицы необходимо учесть все факторы, прямо или косвенно влияющие на безопасность участка.

Сначала важно правильно выбрать параметры геометрических элементов улицы. Дорога в жилой зоне с шириной полос и закруглениями на перекрестках как для магистрали лишь ухудшит безопасность движения. В случае такого проектирования пешеходам будет некуда деваться, тротуары будут узкими, а скорость автомобилей – высокой (рис. 2).

Рисунок 2 – Пример широкой проезжей части и отсутствия тротуаров

Сегодня есть понимание важности человеческого масштаба и психологии при движении как пешком, так и на автомобиле, а поэтому важно учитывать мнение как водителей, так и пешеходов [3].По данным исследований психологии водителей чем выше скорость, тем уже угол обзора (рис. 3).

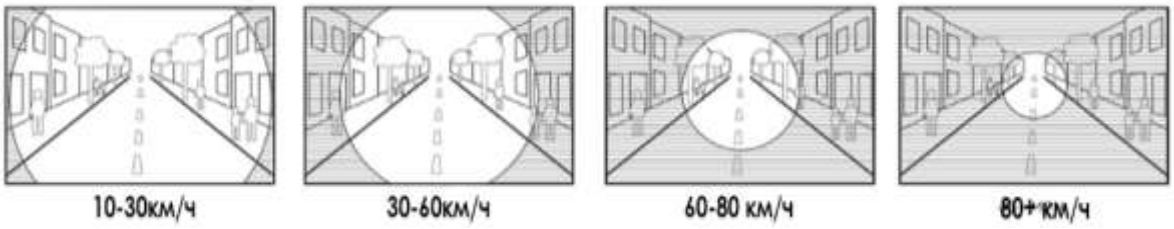


Рисунок 3 – Пример «туннельного зрения» при разных скоростях

Из-за высоких скоростей у водителя появляется эффект «туннельного зрения» уменьшается реакция на происходящее вокруг, взгляд концентрируется на прямом направлении. Такие обстоятельства могут привести к весьма плачевным последствиям. Одним из решений проблем безопасности дорожного движения могут являться инновационные методы организации пространств и расстановки приоритетов при проектировании городских улиц.

ОСТРОВКИ БЕЗОПАСНОСТИ

Метод строительства островков безопасности в том виде, в котором он есть нельзя назвать инновационным. В рамках проектирования городских улиц предусматривают строительство островков безопасности только в случае большого числа полос движения, что и является основным недостатком. Если обратиться к опыту других стран, то можно понять, что островки безопасности весьма эффективно устраивать и на узких улицах (рис. 4).

Рисунок 4 – Островок безопасности на 4-х полосной проезжей части

Островки безопасности можно устраивать также в зоне перекрестков (рис. 5).

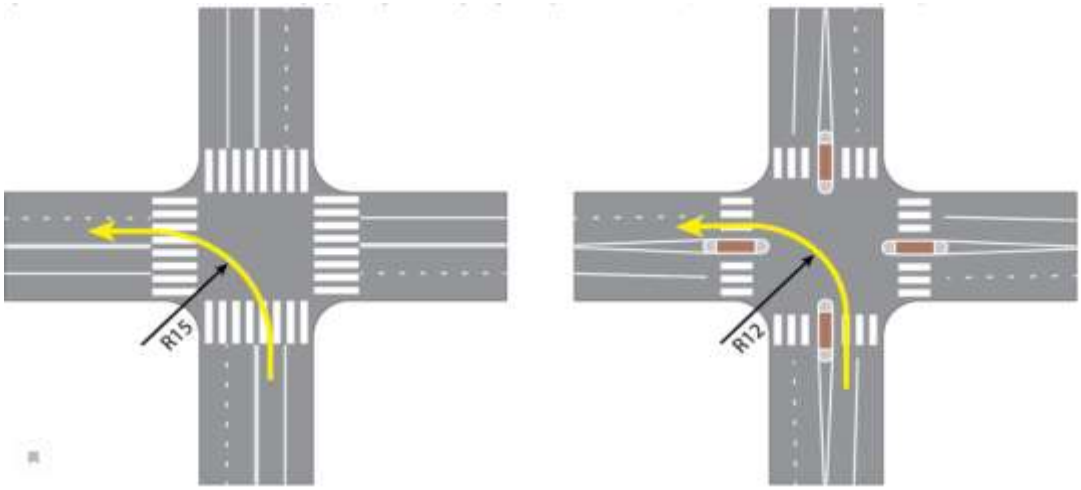


Рисунок 5 – Вариант расположения островков безопасности в зоне перекрестка

В таком случае изменяется радиус поворота автомобилей и необходимость снизить скорость возникнет сама собой.

Метод устройства островков идеально подойдет для успокоения трафика и снижения скоростного режима не только из-за знаков, но и из-за невозможности набрать высокую скорость на подобном участке.

Плюсы данного способа:

- повышение уровня безопасности пешеходов во время пересечения проезжей части;
- снижение скоростного режима автомобилей;
- повышение внимания водителей в зоне островка безопасности.

Минусы данного способа:

- относительно высокая стоимость устройства;
- дополнительные затраты во время эксплуатации.

БЕРЛИНСКИЕ ПОДУШКИ ИЛИ «СПЯЩИЕ ПОЛИЦЕЙСКИЕ»

Берлинские подушки – относительно инновационный метод организации безопасности для нашей страны (рис. 6).

Отличие «Берлинской подушки» от лежачего полицейского заключаются в том, что первые более компактны и занимают не всю проезжую часть [4]. Автомобили с широкой колесной базой (автобусы, грузовики) проезжают участок незаметно и с комфортом, а легковые машины обязаны снижать скорость перед преодолением такого препятствия. При этом благодаря более плавной форме конструкции подвеска автомобиля не страдает.

Подобные устройства изготовлены из ударопрочного пластика, имеют выпуклую форму, выдерживают резкие перепады температур и осадков. При

наезде на катафот водитель чувствует вибрацию и шум. Специфический звук от проезда по этой части дороги заставляет уменьшить скорость [5].

Рисунок 6 – Экспериментальный участок с использованием «Берлинской подушки»

Плюсы данного способа:
- снижение скоростного режима автомобилей;
- комфортный проезд препятствия общественным транспортом;
- относительно низкая стоимость устройства.

Минусы данного способа:
- риск повреждения элементов во время зимнего содержания дорог.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Федеральный закон «О безопасности дорожного движения» от 10.12.1995 N 196-ФЗ // Консультант Плюс URL: http://www.consultant.ru/document/cons_doc_LAW_8585/.

2. Безопасность дорожного движения // МОУ Гимназия№1: https://www.yargimn1.ru/index.php/dorozhnaya-bezopasnost/38-dorozhnaya-bezopasnost.

3. Как сделать города безопасными и спасти тысячи жизней // Лайф-журнал URL: https://varlamov.ru/2519120.html.

4. «Берлинская подушка» вместо лежачего полицейского // Carsguru.net URL: https://news.novgorod.ru/articles/read/980.html.

5. Как спроектировать хорошую дорогу // Лайфжурнал URL:https://varlamov.ru/2736629.html.

УДК 69.001.5

ДЕМЕНЬТЬЕВ В.А., студент (КузГТУ)
ВАХЬЯНОВ Е.М., ст. преподаватель (КузГТУ)
г. Кемерово, Россия

ПРОБЛЕМЫ БЕЗОПАСНОСТИ ПЕШЕХОДНЫХ ОГРАЖДАЮЩИХ УСТРОЙСТВ. АКТУАЛЬНОСТЬ И АЛЬТЕРНАТИВНЫЕ МЕТОДЫ ОБЕСПЕЧЕНИЯ БЕЗОПАСНОСТИ

«Пешеходные ограждающие устройства – это конструкции специального назначения, служащие барьером между проезжей и пешеходной частью улицы» [1].

«Пешеходы – одна из самых уязвимых категорий участников дорожного движения. По сравнению с водителями, пешеходы не защищены средствами безопасности автомобиля, и дорожно-транспортные происшествия с их участием зачастую становятся трагедией. Как правило, пешеход получает тяжелые травмы, в том числе несовместимые с жизнью» [2].

Одним из приоритетных направлений организации дорожного движения является снижение аварийности пешеходных переходов [3].

Долгое время при проектировании городской среды и городских улиц использовался принцип «разделения потоков» – на перекрестках и других участках улиц проектировщики старались избегать пешеходных и автомобильных траекторий. Для этого строили подземные и надземные переходы, которые не оправдали себя, оказавшись слишком дорогими в строительстве и сложными в последующей эксплуатации [4]. В результате чего было принято решение найти другой способ обеспечения невозможности слияния потоков пешеходов с автомобилями там, где это необходимо.

Опасность доступа пешеходов на проезжую часть вне пешеходного перехода до сих пор остается одной из приоритетных в разделе городского проектирования.

При проектировании новых городских улиц, а также при реконструкции старых участков было принято решение о внедрении в систему нормативных документов понятия «пешеходное ограничивающее устройство». После утверждения необходимых документов во всех городах постепенно стали появляться такие устройства, в виде металлических ограждений, идущих вдоль тротуара. Часто эти устройства могут располагаться не только в зоне пешеходных переходов и перекрестков, но и находиться вдоль целой улицы, блокируя тем самым попадание пешеходов на проезжую часть (рис. 1).Проектные организации совместно с органами управления активно используют пешеходные ограничивающие устройства как единственный способ обеспечения безопасности пешеходов в зоне непосредственной близости тротуара к проезжей части.

Рисунок 1 – Пример участка с установленным пешеходным ограждением

Тенденция последнего десятилетия сводится к повсеместной установке пешеходных ограждающих заборов. Органы власти и специалисты проектирования оправдывают применение такого вида защиты максимальной безопасностью и снижением количества ДТП с участием пешеходов. По государственному стандарту пешеходные ограждающие устройства должны располагаться вдоль всех тротуаров, которые проходят вдоль проезжих частей улиц.

Пешеходные ограждения ставят, в том числе, по федеральной программе в рамках нацпроекта «Безопасные и качественные автомобильные дороги». В нормативных документах рассматривается возможность не устанавливать пешеходные ограждающие устройства. Однако, по какой-то причине при строительстве и реконструкции улиц приоритетным решением остается установка именно пешеходных металлических ограждений.

Раньше, преимуществами и плюсами пешеходных ограждений разного типа являлось обеспечение надлежащего уровня безопасности городских улиц во всем мире, но с течением времени некоторые страны провели ряд исследований, в ходе которых было выявлено, что пешеходные ограждения способны как повысить уровень безопасности участка, так и резко снизить его. Специалистами было выяснено, что пешеходное ограждение резко снижает видимость на участке, а при некоторых возможных углах обзора создает иллюзию «стены», которая может полностью скрыть пешеходов, находящихся на тротуаре или перед переходом [4].

Часто пешеходное ограждение, установленное в зоне автобусной остановки, является помехой для посадки и высадки пассажиров, доступа коммунальных и экстренных служб (рис. 2).

Рисунок 2 – Пешеходное ограждение в зоне автобусной остановки

Также к минусам пешеходных ограждений относят трудность эксплуатации в зимний период. Во время зимнего содержания городских улиц вдоль пешеходного ограждения часто накапливается вал собранного с проезжей части снега, содержащего реагенты и прочие продукты отходов автомобилей. Кроме того, что очищать такие устройства от снега приходится вручную несколько раз в год, нельзя не упомянуть об огромной концентрации реагентов в снегу, из-за которых ограждения сильно подвержены коррозии, что влечет за собой большие затраты на содержание и обслуживание самих ограждающих устройств (рис. 3).

Рисунок 3 – Трудности зимнего содержания пешеходных заборов

Что касается вопроса о повышении уровня безопасности при устройстве пешеходных ограждений, то здесь не все так однозначно. Сами пешеходные ограждающие устройства призваны не защищать пешеходов, а ограничивать их, не позволяя попадать на проезжую часть в неположенных местах. Исходя из этого, можно утверждать, что пешеходное ограждение, в том виде, в каком оно применяется в городах, не способно обезопасить самих пешеходов от наезда автотранспорта [5].

Иногда при ДТП автомобиль, врезавшись в пешеходное ограждение способен нанести еще больший вред, чем в аналогичной ситуации, но с его отсутствием (рис. 4).

Рисунок 4 – Опасность пешеходных ограждений при ДТП

Кроме того, пешеходное ограждение, установленное на прямых улицах, усиливает эффект «туннельного зрения» и создает ощущение «гоночной» трассы на дороге, что может привести к ложному чувству безопасности у водителей и более высоким скоростям транспортных средств [6].

КУСТАРНИКИ – КАК ВАРИАНТ НА СМЕНУ ОГРАЖДЕНИЯМ

Не так давно многие страны при проектировании городских улиц начали использовать кустарники и другую живую изгородь вместо пешеходных ограждений [5]. Кроме того, с 1 апреля 2020 года в ГОСТе (ГОСТ Р 52289-2019), который регламентирует установку дорожных знаков и ограждений, вступили в силу изменения, которые позволяют не устанавливать эти ограждения, если:

– газон между тротуаром и проезжей частью шире 1 метра;

– между проезжей частью и тротуаром есть сплошная живая изгородь.

При этом если отсутствует живая изгородь в виде кустарника – то ее можно создать вместо установки забора (рис. 5).

Рисунок 5 – Пример замены пешеходного ограждения на кустарник

Выполняя те же функции, что и забор, живая изгородь имеет ряд других преимуществ:

– не портит эстетический вид улицы;
– не аккумулирует в себе валы снега с реагентами;
– не требует ежегодного ремонта и замены в случае ДТП;
– не создает эффект «гоночной трассы» у водителей;
– защита пешеходов от брызг, пыли и грязи с проезжей части;
– будучи зеленым насаждением, очищает воздух.

Несмотря на множество преимуществ, живая изгородь из кустарников обладает рядом минусов:

– в холодное время года эстетический вид сравним с видом пешеходных ограждений;
– требуется уход, как за любыми зелеными насаждениями.

Даже если учесть минусы, становится очевидно, что кустарники и низкие зеленые насаждения намного эффективнее в качестве средств ограничения пешеходов и выигрывают по преимуществам у металлических ограждающих устройств. Также стоимость высадки кустарников почти в 2 раза ниже стоимости пешеходных ограждений в пересчете на протяженность. Что касаемо обслуживания – величина затрат примерно равна, но восстановление металлических ограждений после ДТП гораздо дороже.

Замене на кустарники могут подвергнуться ограждения, как установленные на газоне (рис. 6), разделяющем тротуар и проезжую часть, так и на самом тротуаре (рис. 8). В первом случае достаточно просто демонтировать ограждение, подготовить грунт и высадить кустарники с последующим уходом (рис. 7). В случае, когда пешеходное ограждение располагается непосредственно на тротуаре, то при замене его на кустарники помимо демонтажа необходимо устроить линейную клумбу (рис. 9).

Рисунок 6 – Участок с пешеходным ограждением, установленным в зоне газона

Рисунок 7 – Пример замены ограждения на кустарник

Рисунок 8 – Участок с пешеходным ограждением, установленным в зоне газона

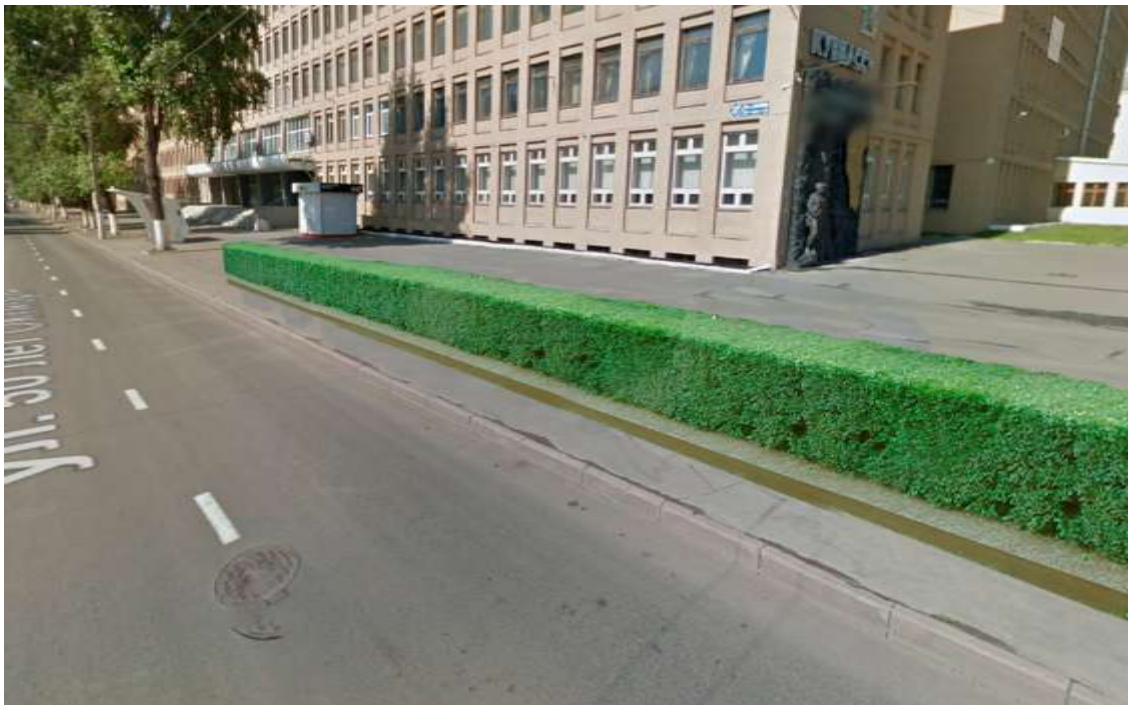


Рисунок 9 – Пример замены ограждения на кустарник
(с устройством клубы)

Подводя итоги, можно сказать, что для формирования благоприятной городской среды необходимо учитывать все возможные варианты обеспечения безопасности, в том числе и кустарники, которые вполне могли бы заменить привычные металлические пешеходные ограждения там, где это возможно.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Значение пешеходного перехода //Академик URL: https://dik.academic.ru/dic.nsf/ruwiki/189022.

2. Безопасность дорожного движения // МОУ Гимназия№1 URL: https://www.yargimn1.ru/index.php/dorozhnaya-bezopasnost/38-dorozhnaya-bezopasnost.

3. Лондон: оценка пешеходных ограждений// Газета ТрансСпот URL: http://transspot.ru/2017/11/27/london-ocenka-peshexodnyx-ograzhdenij/.

4. Заборы на улице — ошибка проектирования// Новгород.ру URL: https://news.novgorod.ru/articles/read/980.html.

5. Почему заборы — это зло, и как с ними бороться// Лайфжурнал URL: https://varlamov.ru/3025093.html.

6. Как инфраструктуру российских городов портят ненужными ограждениями возле дорог за бюджетный счет// Горизонтальная Россия URL:https://7x7-journal.ru/articles/2020/06/17/zabory-v-golove-kak-infrastrukturu-rossijskih-gorodov-portyat-nenuzhnymi-ograzhdeniyami-vozle-dorog-za-byudzhetnyj-schet.

УДК 625.878.06(571.17)

ИВАНОВ С.А., ст. преподаватель (КузГТУ)
г. Кемерово, Россия

ОБОСНОВАНИЕ ФИЗИКО-ХИМИЧЕСКИХ ПОКАЗАТЕЛЕЙ БИТУМА ПОСЛЕ МОДИФИЦИРОВАНИЯ РЕЗИНОВОЙ КРОШКОЙ

В последнее время в России энергично формируются технологии видоизменения битумов для увеличения свойства устройства слоев дорожной одежды автомобильных дорог из битумосодержащих материалов. При всем при этом активизировались изучения по модификации битумов резиновой крошкой изношенных автошин, что обуславливается влечением уменьшить себестоимость модификации битумов с одновременным усовершенствованием экологической обстановки. Исследование литературных источников показывает, что модификация битумов резиновой крошкой содействует вескому увеличению температуры размягчения по «кольцу и шару» до 65 ºС и снижению температуры хрупкости по Фраасу до минус 31 ºС по сопоставлению с начальным битумом с показателями соответственно 43 ºС и -17 ºС [1-3], другими словами существенно увеличивается интервал пластичности резинобитумного вяжущего. Кроме того, улучшаются таковые показатели как эластичность при 25 ºС и 0 ºС, сцепление с поверхностью каменного материала и пенетрация при 0 ºС с одновременным ухудшением дуктильности в связи с образованием неоднородного композиционного материала. Для оценки изменения физико-химических свойств битума при его видоизменении резиновой крошкой были изучены технологические характеристики получения композиционных полимерно-битумных вяжущих на базе резиновой крошки [4-6] с получением готового модифицированного продукта. Физико-химические характеристики исходного битума и полученного на основе его композиционного резинобитумного вяжущего приведены в таблице.

Исследование полученных результатов показывает, что композиционное полимерно-битумное вяжущее на основе резиновой крошки при незначительном увеличении пенетрации при 25 ºС (не выходя за границы для марки битума БНД 90/130 по ГОСТ 22245-90* [9]) имеет физико-химические показатели отличные от показателей начального битума, при этом:

– увеличилась температура размягчения по «кольцу и шару» на 8ºС, другими словами композиционное резинобитумное вяжущее более теплоустойчивое, нежели битум, а, значит, асфальт на основе таковых вяжущих должен обладать большей сдвигоустойчивостью при высоких температурах, что должно способствовать уменьшению скорости колееобразования

для асфальтобетонных покрытий (в случаях обеспечения сдвигоустойчивости основания дорожной одежды и грунта земляного полотна);

– существенно снизилась температура размягчения по Фраасу достигнув разности 13 ºС, следовательно, композиционное резинобитумное вяжущее сохраняет пластичность при более низких температурах, нежели битум, соответственно асфальт на базе таковых вяжущих должен иметь большей трещиностойкостью при низких температурах, что в целом должно содействовать повышению сплошности покрытия (снижению числа трещин на единицу длины слоя), следовательно, уменьшению проникновения в конструктивные слои дорожной одежды и земляного полотна поверхностных вод, что обеспечит более высокую несущую способность всей дорожной конструкции;

– на 2 ºС увеличилась пенетрация при температуре 0 ºС, что косвенно характеризует низкотемпературные показатели вяжущего, а так как температура размягчения по Фраасу снизилась, то повышение пенетрации при 0 ºС достаточно объяснимо;

– эластичность как при 25 ºС, так и при 0 ºС, характеризующая долю эластической (полностью обратимой) деформации в предельной деформации образца вяжущего, имеет посредственные значения. Ежели ради битумов переданный коэффициент не нормируется, то, например, для вяжущих полимерно-битумных дорожных на базе блок-сополимеров типа стирол-бутадиен стирол значения гибкости при температурах 25 ºС и 0 ºС должны составлять не ниже 85 % и 75 %, то есть полученное композиционное полимерно-битумное вяжущее на основе резиновой крошки имеет показатель эластичности выше, нежели у битума, но ниже, чем у вяжущих на базе СБС. Понятно, что эластичность приобретенного продукта пока еще недостаточна чтобы, вяжущее в полной мере функционировало в упругой стадии, однако, присутствуют все предпосылки для улучшения исходного показателя;

– дуктильность резинобитумного вяжущего при 25 ºС основательно ниже, а при 0 ºС выше, чем у битума, что удостоверяет о существенно меньшом воздействии температуры на пластическое действие полимерно-битумных вяжущих на базе резиновой крошки после сопоставления с битумом. Высокое свойство признака растяжимости битума около 25 ºС характеризует как правило его однородность и способность растягиваться в нетолстые нити, впрочем, реалистичная работа битума в дорожных системах совершенно не обуславливает его растяжение в нормированных ГОСТом значениях. Принимая во внимание с этим эластичность для резинобитумного вяжущего не классифицируется устанавливающим (имеющим благородную значимость) показателем, а невысокое свойство показателя обусловлено неоднородностью порядка (наличие дисперсных элементов резины в относительно гомогенном битуме). Это в том числе, косвенно подтверждается требованиями, предъявляемыми к этим полимерно-

битумным вяжущим как ПБВ на основе блок-сополимеров типа стирол-бутадиен-стирол [7], «УНИРЭМ» [8], «БРК-ИГУ» [1];

– подобает обозначить один из серьезнейших изъянов приобретенного на основе битума продукта – показатель изменения температуры размягчения после прогрева увеличился на 5 ºС сравнительно с исходным битумом, поэтому вяжущее представляется неустойчивым и быстро утрачивает свои свойства, как при действии научно-технических температур, этак и в проходе эксплуатации.

Таблица

Физико-химические показатели исходного битума (Б) и полученного на основе его композиционного резинобитумного вяжущего (КРБВ)

№ п/п	Наименование показателя	Значение для:	
		Б	КРБВ
1	Глубина проникания иглы, 0,1 мм при температуре: 25 ºС 0 ºС	 109 31	 115 33
2	Растяжимость, см, при температуре: 25 ºС 0 ºС	 70 4,2	 8,2 5,5
3	Температура размягчения по «кольцу и шару», ºС	44	52
4	Температура хрупкости по Фраасу, ºС	-18	- 31
5	Температура вспышки, ºС	296	не опр.
6	Изменение температуры размягчения после прогрева, ºС	3	8
7	Эластичность, %, при температуре: 25 ºС 0 ºС	 не норм. не норм.	 62 45

Примечания: 1. Физико-химические показатели исходного битума приведены на основе результатов испытаний, проведенных аккредитованной лабораторией ОАО «Кемеровоспецстрой».

2. Физико-химические показатели полученного на основе битума композиционного резинобитумного вяжущего приведены на основе результатов испытаний, проведенных аккредитованной лабораторией ООО «Кузбасский центр дорожных исследований»

Из этого можно сделать вывод, что в первые шаги срока эксплуатации асфальт напыления на основе резинобитумных вяжущих вынужден демонстрировать лучшие рабочие показатели после сопоставления с ас-

фальтобетоном на базе битума, однако, в последующем показатели резко ухудшатся и общее положение асфальтобетона на основе модифицированного вяжущего будет соизмеримо материально обеспеченный асфальтобетона для базе битума, если, конечно, модифицирование качеств резинобитумного вяжущего совсем не даст почву разрушению устроенного слоя.Следовательно, модификация битумов резиновой крошкой проводит к улучшению его физико-химических свойств, впрочем, наследуемый продукт нестабилен и изменяет свои качества с течением времени. Следовательно, позитивный результат изменения битума резиновой крошкой подтверждается, впрочем, нужны последующие изучения для стабилизации получаемого продукта. Невысокая устойчивость композиционного резинобитумного вяжущего достаточно возможно представляется фактором, в количестве прочих, разъясняющим критический счет строительства опытных участков автомобильных дорог с применением технологий и материалов, основанных на применении резинной крошки, в Кемеровской области как в 1997, аналогично в 2012 годах.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Новые технологии получения битумно-резиновых композиционных вяжущих [Электронный ресурс] // bitumen-rubben.composite. – Режим доступа :http://www.bitumen-rubber.com/?brc=17. – Загл. с экрана.

2. Материалы из резиновых и каучуковых отходов [Электронный ресурс] // bibliotekar.ru. – Режим доступа:

http://www.bibliotekar.ru/spravochnik-110-stroitelnye-materialy/38.htm. - Загл. с экрана.

3. Испытания резинобитумоминеральных композиций [Электронный ресурс] // dom-kmv.ru. – Режим доступа: http://dom-kmv.ru/tag/rezinovyi/. – Загл. с экрана.

4. Шабаев С.Н. Воздействие фракции резиновой крошки на приготовление резинобитумного вяжущего [Электронный ресурс] / С.Н. Шабаев, С.А. Иванов, Е.М. Вахьянов // Студенческий научный форум : материалы V Междунар. студенческой электронной науч. конф., 15 фев. – 31 марта 2013 г. / Российская академия естествознания. – Режим доступа: http://www.scinceforum.ru. – Загл. с экрана.

5. Шабаев С.Н. Влияние размера резиновой крошки на технологические параметры получения резинобитумного вяжущего [Текст] / С.Н. Шабаев, С.А. Иванов, Е.М. Вахьянов // Молодой ученый. – Чита, 2013. – № 2. – С. 75-77.

6. Шабаев С.Н. Оценка технологических параметров растворения резиновой крошки при получении резинобитумного вяжущего [Текст] / С.Н. Шабаев, С.А. Иванов, Е.М. Вахьянов // Вестник КузГТУ. – Кемерово, 2013. – № 2. – С. 106-107.

7. ГОСТ Р 52056-2003. Вяжущие полимерно-битумные дорожные на основе блок-сополимеров типа стирол-бутадиен-стирол. Технические условия [Текст] / Госстандарт России. – Москва : Изд-во стандартов, 2003.

8. СТО 61595504-002-2010. Материал композиционный «УНИРЕМ-001» на основе активного резинового порошка. Технические условия [Текст] / ООО «Уником». – Подольск : ООО «Уником», 2011. – 20 с.

9. ГОСТ 22245-90*. Битумы нефтяные дорожные вязкие. Технические условия [Текст] / Госстандарт СССР. – Москва : Изд-во стандартов, 1990.

УДК 332.3

ЛАЗАРЕВА А.А., студент (КузГТУ)
ГРИГОРЬЕВА Т.И., доцент (КузГТУ)
г. Кемерово, Россия

УЧЕТ ФАКТОРОВ ДЛЯ ОПТИМИЗАЦИИ РАЗВИТИЯ ТЕРРИТОРИИ ГУРЬЕВСКОГО МУНИЦИПАЛЬНОГО ОКРУГА

Одной из главных задач землеустройства является обеспечение устойчивого развития муниципальных территорий, вследствие совершенствования их организации.Исследования совершенствования конкретных территорий актуальны и приоритетны, так как направлены на развитие этих территорий, реализацию их потенциалов, увеличение бюджетных поступлений [1, 2]. Изучение направления совершенствования организации территории Гурьевского муниципального округа основано на реальных данных. В ходе подготовки к проведению экспериментальных исследований были поставлены и проанализированы следующие вопросы:

1) определение перечня факторов, существенно влияющих на коэффициент экономической эффективности мероприятий по совершенствованию данного округа;

2) сбор сведений о факторах, которые влияют на совершенствование территории данного округа;

3) выбор мероприятий и построение модели оценки мероприятий по совершенствованию организации территории;

4) проведение анализа качества построенной модели:

5) расчет коэффициента экономической эффективности разработанных мероприятий территории Гурьевского муниципального округа.

При анализе экономического потенциала Гурьевского муниципального округа важное место занимает оценка эффективности его использования, так как экономическое планирование должно обеспечить сбалансированность местного бюджета, а также результативность и эффективность использования бюджетных средств.

Поэтому в качестве параметра оптимизации данного исследования был выбран показатель – коэффициент экономической эффективности проводимых мероприятий по совершенствованию организации территории Гурьевского округа. Коэффициент экономической эффективности – это величина, определяемая соотношением стоимости реализации предложений по совершенствованию территории к сроку окупаемости. Этот показатель вычисляют как отношение стоимости предложений (либо проведенных мероприятий) по совершенствованию территории к сроку окупаемости. Организация территории Гурьевского муниципального округа рассматривалась в соответствие данным схемы территориального планирования Гурьевского муниципального района и документации, опубликованной на официальном сайте администрации Гурьевского муниципального округа [3, 4].

Анализ состояния территории, показывает, что на экономическую эффективность данного округа могут оказывать влияние следующие факторы:

1) наличие социальных объектов (больницы, школы, и др.) – $\varphi_{1;}$
- нет социальных объектов (-1);
- есть социальные объекты (+1);

2) расстояние от населенного пункта до г. Гурьевска – (φ_2);
- до 10 км (-1);
- 10-20 км (0);
- свыше 20 км (+1);

3) численность населения в населенном пункте – (φ_3);
- 0-1800 человек (-1);
- 1800-4000 человек (0);
- 4000-7400 человек (-1);

4) наличие в населенном пункте центрального газоснабжения – (φ_4);
- нет центрального газоснабжения (-1);
- есть центральное газоснабжение (+1);

5) наличие в населенном пункте центрального водоснабжения – (φ_5);
- нет центрального водоснабжения (-1);
- есть центральное водоснабжения (+1);

6)наличие в населенном пункте центрального теплоснабжения – (φ_6);
- нет центрального теплоснабжения (-1);
- есть центральное теплоснабжения (+1).

Только проведя анализ всех факторов, можно будет определиться с составлением матрицы планирования эксперимента и возможностью ее использования в ходе эксперимента, либо эксперимент будет пассивным, вследствие невозможности влияния на все факторы эксперимента. На данном же этапе исследования на основании выбранных факторов влияния можно представить матрицу планирования эксперимента (таблица), включающую в себя последовательность проведения эксперимента, в котором реализуются все возможные сочетания уровней факторов. За уровни варьирования в данном случае были приняты обобщенные значения « -1; 0; +1».

Таблица

Матрица планирования эксперимента

Наличие центрального теплоснабжения (φ_6)	**Наличие центрального водоснабжения (φ_5)**	**Наличие центрального газоснабжения (φ_4)**	**Численность населения (φ_3)**	**Расстояние от населенного пункта до г. Гурьевска (φ_2)**	**Наличие социальных объектов (φ_1)**		
					-1	**0**	**+1**
-1	-1	-1	-1	-1	t_1	t_{37}	t_{73}
				0	t_2	t_{38}	t_{74}
				+1	t_3	t_{39}	t_{75}
			0	-1	t_4	t_{40}	t_{76}
				0	t_5	t_{41}	t_{77}
				+1	t_6	t_{42}	t_{78}
			+1	-1	t_7	t_{43}	t_{79}
				0	t_8	t_{44}	t_{80}
				+1	t_9	t_{45}	t_{81}
		+1	-1	-1	t_{10}	t_{46}	t_{82}
				0	t_{11}	t_{47}	t_{83}
				+1	t_{12}	t_{48}	t_{84}
			0	-1	t_{13}	t_{49}	t_{85}
				0	t_{14}	t_{50}	t_{86}
				+1	t_{15}	t_{51}	t_{87}
			+1	-1	t_{16}	t_{52}	t_{88}
	+1	-1		0	t17	t53	t89
				+1	t18	t54	t90
			-1	-1	t19	t55	t91
				0	t20	t56	t92
				+1	t21	t57	t93
			0	-1	t_{22}	t_{58}	t_{94}
				0	t_{23}	t_{59}	t_{95}
				+1	t_{24}	t_{60}	t_{96}
			+1	-1	t_{25}	t_{61}	t_{97}
				0	t_{26}	t_{62}	t_{98}
				+1	t_{27}	t_{63}	t_{99}
		+1	-1	-1	t_{28}	t_{64}	t_{100}
				0	t_{29}	t_{65}	t_{101}
				+1	t_{30}	t_{66}	t_{102}
			0	-1	t_{32}	t_{67}	t_{103}
				0	t_{32}	t_{68}	t_{104}
				+1	t_{33}	t_{69}	t_{105}
			+1	-1	t_{34}	t_{70}	t_{106}
				0	t_{35}	t_{71}	t_{107}
				+1	t_{36}	t_{72}	t_{108}

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Соловицкий А.Н. Современные тенденции развития землеустройства в Кузбассе [Текст] /А.Н. Соловицкий, О.А. Шаманович, В.В. Сафронов // ИНТЕРЭКСО – ГЕОСИБИРЬ. – 2015: Материалы Международного научного конгресса, 13-25 апреля 2015 г., том 3. − Новосибирск: СГУГи Т, 2015. − С.93-98.

2. Татарова С.П., Сельская инфраструктура как фактор развития поселений [Текст] / С.П. Татарова, Н.А. Затеева // Вестник Восточно-Сибирского государственного института культуры. – 2017. – № 2. – С. 49-55.

3. Официальный сайт Гурьевского муниципального округа [Электронный ресурс]. – Режим доступа: http://www.admgur.ru/ .

4. Схема территориального планирования Гурьевского муниципального района [Электронный ресурс]. – Режим доступа:
http://admgurievsk.ru/doc/gbuild/general_pl.

УДК 625.731: 624.136

СОКОЛОВ М.В., к.т.н., доцент (КузГТУ)
ПЕРОВ Е.В., студент (КузГТУ)
г. Кемерово, Россия

ИЗУЧЕНИЕ ГЕОМЕХАНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ ВЫСОКИХ НАСЫПЕЙ ПРИ РАЗЛИЧНЫХ ВИДАХ НАГРУЖЕНИЯ

Вместе с ростом общего количества автомобильного транспорта возрастает потребность в строительстве новых автомобильных дорог, особенно, высших технических категорий. В рамках развития транспортной инфраструктуры инженерам приходиться прибегать к применению высоких насыпей на автомобильных дорогах, в том числе, высотой 12 м и более. Высокие насыпи обладают значительным преимуществом в стоимости строительства при их сравнении с малыми путепроводами и мостами. Технология строительства высоких насыпей более простая, не требует специализированного комплекса и сложных механизмов. Высокие насыпи являются неотъемлемой частью при строительстве транспортных развязок на I категории автомобильных дорог [1, 2]. Увеличение количества транспорта влияет на фактическую интенсивность движения, напрямую взаимосвязанную с нагрузками на элементы существующих автомобильных дорог, особенно на участках с высокими насыпями.

Применение высоких насыпей требует дополнительных условий для обеспечения их устойчивости при динамическом воздействии транспортных нагрузок и постоянно изменяющейся интенсивности движения. Превышение уровня допустимых нагрузок вследствие изменения интенсивно-

сти движения проявляется в высоких насыпях в виде потери общей или местной устойчивости откосов, изменению геометрии поперечного профиля насыпи, в отдельных случаях – к обрушению насыпи. Под нарушением устойчивости, понимает смещение в большем или меньшем объеме земляных масс за счет воздействия приложенных к ним тех или иных сил [3, 4].

На практике нарушение устойчивости откоса происходит из-за превышения расчетной массы транспортного средства, приходящей на одну ось, изменяющейся интенсивности движения, непредвиденных остановок автомобилей на обочине или съезд автомобиля непосредственно на бровку.

Снизить вероятность потери устойчивости откосов высокой насыпи можно общепринятыми мероприятиями [5-7]:

– уполаживание откосов (формирование уступчатых профилей с образованием горизонтальных площадок (берм) по высоте откоса);

– дренирование (сток поверхностных вод перехватывается устройством нагорных канав и отведением воды с берм);

– закрепление грунтов тела откоса (достигается путем цементации, силикатизации, битумизации, глинизации);

– устройство подпорных стенок;

– устройство анкеров по поверхности откоса.

Для повышения надежности принятых методов повышения устойчивости, проектные решения рационально принимать с учетом напряженно-деформированного состояния высоких насыпей при различных геотехнических условиях и видах нагружения. Для изучения распределения деформаций в элементах автомобильной дороги на участке с высокой насыпью было произведено численное моделирование в программном комплексе «Alterra».Компьютерная модель (рис. 1) отражает поперечный профиль автомобильной дороги на участке с насыпью высотой 12 м, с учетом отдельных инженерно-геологических слоев основания, земляного полотна, выполненного из местного грунта, и дорожной одежды. В качестве мероприятий по повышению устойчивости откосов высокой насыпи приняты метод уполаживания и поверхностное мощение из бетонных плит.

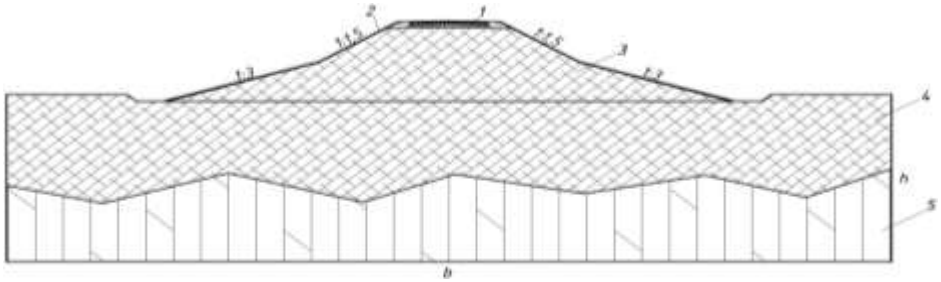


Рисунок 1 – Модель высокой насыпи:
1 – дорожная одежда; 2 – укрепление откосов бетонными плитами;
3 – земляное полотно; 4 – местный грунт; 5 – условно плотный,
несжимаемый грунт

Дорожная одежды принята, согласно указаниям [8], из двух слоев асфальтобетона (горячий плотный асфальтобетон тип В II-й марки по ГОСТ 9128-2013 толщиной 7 см и горячий высокопористый асфальтобетон II-й марки по ГОСТ 9128-2013 толщиной 12 см), щебня по методу заклинки по ГОСТ 8267-93* толщиной 35 см и песка уплотненного по ГОСТ 8236-2014, толщиной 40 см. Земляное полотно смоделировано местными глинистыми грунтами с механическими параметрами: модуль деформации E = 15 МПа; коэффициент Пуассона ν = 0,36; угол внутреннего трения φ = 15; сцепление C = 5 кПа; плотность ρ = 1800 кг/м^3. Основанием является условно несжимаемый грунт с механическими параметрами: модуль деформации E = 54 МПа; коэффициент Пуассона ν = 0,3; угол внутреннего трения φ = 24; сцепление C = 25 кПа; плотность ρ = 1950 кг/м^3.

Модель размерами b = 100,0 м и h = 25,0 м предусматривает разные варианты нагружения, моделирующие ряд дорожных ситуаций (рис. 2): совместное движение автомобилей по встречному и попутному направлениям; движение автомобиля отдельно в попутном или встречном направлении; движения автомобиля по встречному направлению с одновременной остановкой автомобиля в попутном направлении со съездом на обочину; обгон автомобиля, стоящего на обочине, с выездом на середину проезжей части.

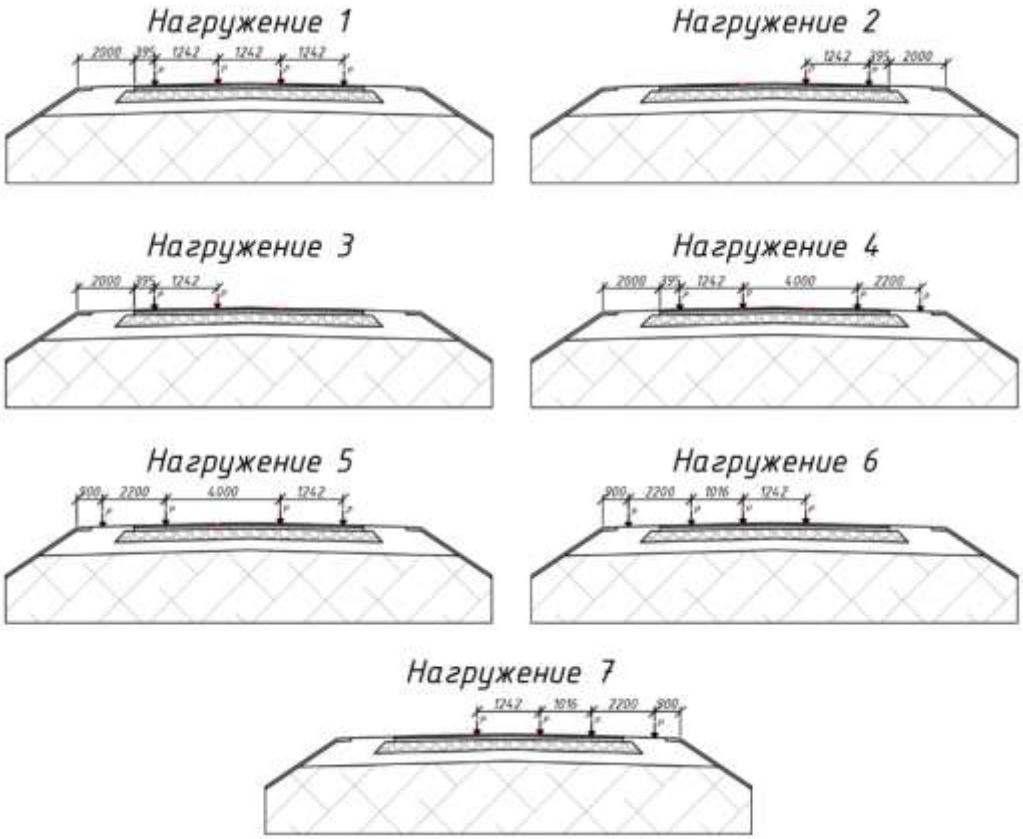


Рисунок 2 – Схемы нагружения численной модели насыпи

При расчете на модель накладывались граничные условия, ограничивающие перемещения по нижней и боковым гранями основания. Расчет деформаций производился в упругопластической стадии для всех основных элементов модели, за исключением элементов дорожной одежды и мощения откоса. Расчет предусматривал число итераций в количестве не более 500 по пластическим деформациям и не более 100 – по нелинейным деформациям [9-12]. В результате численного моделирования получены изолинии распределения полных горизонтальных и вертикальных деформаций при различных видах нагружениях (рис. 3).

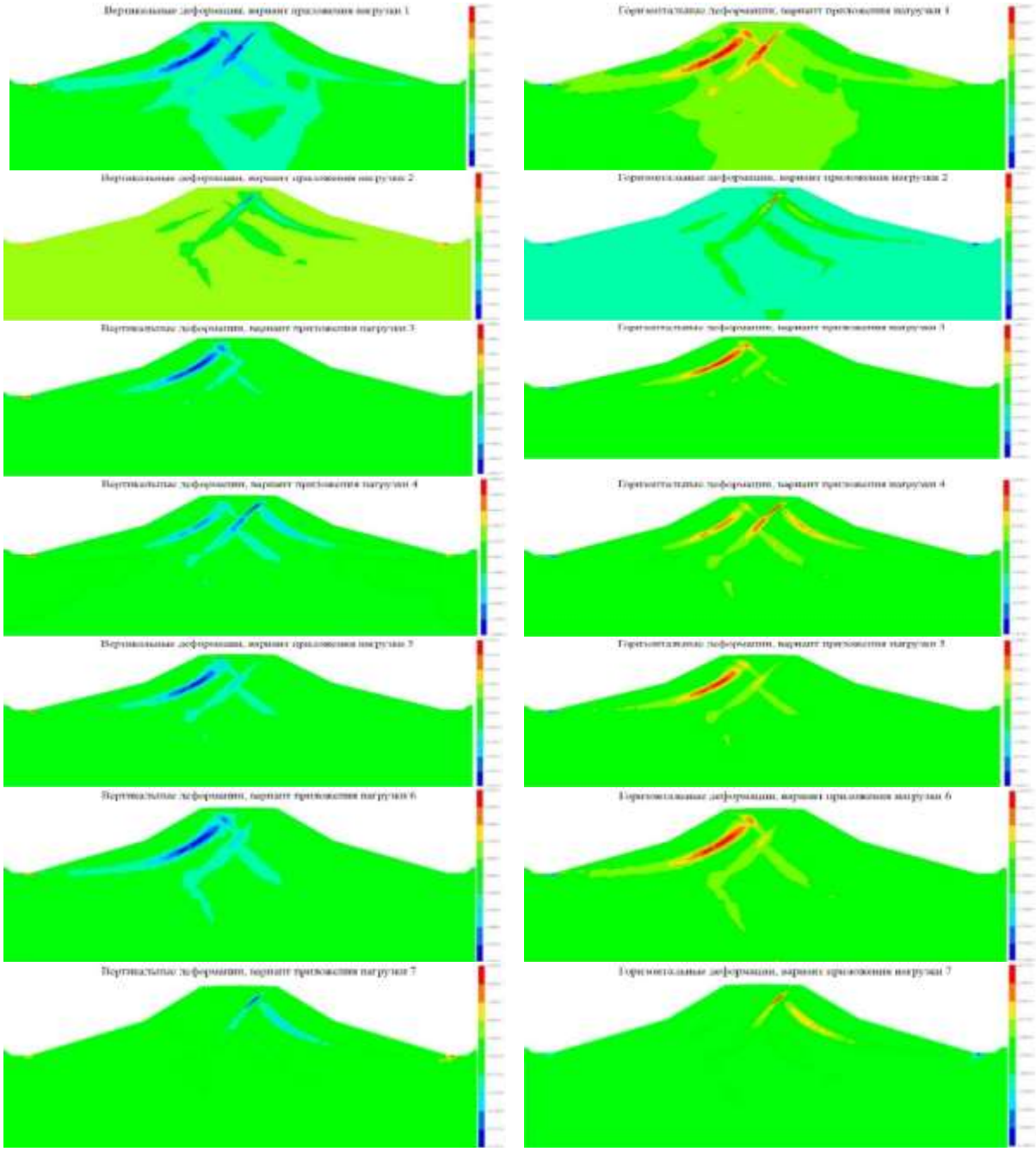


Рисунок 3 – Поля изолиний полных деформаций

Согласно представленным результатам отчетливо видны отдельные зоны, характеризующиеся пиковыми значениями полных деформаций. В зависимости от вида нагружения отмечалось до трех обособленных зон с пиковыми деформациями.

Обработка полученных данных производилась путем определения пяти основных параметров зон с пиковыми значениями деформаций: общая площадь зон с критическими деформациями $S_{общ}$, осредненное значение полных деформаций ε, геометрическое положение зон деформации относительно основания откоса L, относительно верха дорожной одежды H, относительно плоскости откоса XY. Дополнительно каждой зоне присваивалось направления возможной потери устойчивости откоса.

Для подсчета общей площади зоны, найденные площади участков суммировались

$$S = s_1 + s_2 + \cdots s_n, \tag{1}$$

где s_n – площадь отдельных участков.

Для определения осредненного параметра ε каждая зона пиковых деформаций делилась на несколько участков, отличающихся по значениям критических деформаций. Значение осредненного параметра ε находилось путем суммирования произведения площади участка на среднее значение деформаций и делением на общую площадь зоны

$$\varepsilon = \frac{s_1 \cdot \epsilon_1 + s_2 \cdot \epsilon_2 + \cdots + s_n \cdot \epsilon_n}{s_1 + s_2 + \cdots s_n} \tag{2}$$

где ϵ_n – среднее значение изолинии каждого участка.

Геометрическое положение зон с пиковыми деформациями определялась с применением специализированного графического редактора.

Все полученные результаты вычисления параметров зон с пиковыми деформациями представлены в таблице.

При 4-ом варианте нагружения отмечается не характерная малая зона с пиковыми деформациями, направленная в противоположную сторону, при этом имеет следующие параметры:

– при горизонтальных деформациях:

$S_{общ}$ = 8,09 м^2; $\varepsilon = 0{,}72 \cdot 10^{-4}$; H = 3,28 м; L = 20,93 м; XY = 4,34 м;

– при вертикальных деформациях:

$S_{общ}$ = 7,04 м^2; $\varepsilon = 1{,}43 \cdot 10^{-3}$; H = 3,18 м; L = 22,36 м; XY = 4,45 м.

В результате анализа приведенных данных подтверждается, что потеря устойчивости геометрически сложных и высоких насыпей происходит по кругло-цилиндрической поверхности скольжения. Предусмотренное поверхностное укрепление откоса препятствует образованию локальных зон деформаций вблизи поверхности откоса, отражающих местное смещение земляных масс.

Таблица

Параметры зон с пиковыми значениями деформаций

№ нагруже-ния	**Параметр зоны с пиковыми деформациями**					
	$S_{общ}$	ε	***H*, м**	***L*, м**	***XY*, м**	**направле-ние**
Зона № 1						
1x	27,26	0,80	1,08	15,77	4,19	налево
1y	28,64	-0,85	1,13	15,91	4,15	налево
2x	3,68	0,68	1,46	29,34	8,00	налево
2y	3,68	-0,73	1,48	29,34	6,54	налево
3x	18,28	0,93	1,20	19,27	4,36	налево
3y	18,96	-0,95	1,38	19,22	4,32	налево
4x	10,86	0,76	1,72	19,84	4,25	налево
4y	10,61	-1,35	1,74	19,97	4,36	налево
5x	20,20	1,44	1,32	19,48	4,23	налево
5y	21,07	-1,49	1,34	19,50	4,22	налево
6x	2,61	1,68	1,47	32,51	10,39	налево
6y	2,43	-1,83	1,47	32,52	10,40	налево
7x	25,26	1,59	1,25	17,53	4,16	налево
7y	25,63	-1,66	1,17	17,80	4,10	налево
Зона №2						
1x	15,42	0,71	1,50	26,43	8,24	налево
1y	16,70	-0,76	1,52	26,42	8,36	налево
2x	4,72	0,56	3,45	22,15	4,85	направо
2y	4,10	-0,60	3,14	24,65	4,99	направо
3x	–	–	–	–	–	–
3y	–	–	–	–	–	–
4x	7,67	0,85	1,25	29,48	8,86	налево
4y	7,82	-1,22	1,23	29,32	8,85	налево
5x	–	–	–	–	–	–
5y	–	–	–	–	–	–
6x	6,50	1,45	4,02	22,13	4,49	направо
6y	5,68	-1,56	4,04	22,08	4,54	направо
7x	–	–	–	–	–	–
7y	–	–	–	–	–	–

Основываясь на геометрических параметрах характерных зон можно утверждать, что при изменении положения нагрузки положение самой зоны остается неизменным. При этом, наибольшее значения деформаций отмечаются при 6 и 7 варианте нагружения, моделирующего обгон в попутном направлении транспортного средства, стоящего на обочине.

Результаты компьютерного моделирования показали, что направление зоны с пиковыми деформациями зависит, в большей степени, от геометрии основания насыпи (слоя грунта). При разных видах нагружения, в том числе, несимметричном и сконцентрированного в правой части насыпи, характерные зоны сконцентрированы в левой части насыпи и отражают вероятность потери устойчивости насыпи в противоположном от приложенной нагрузки направлении.

Таким образом, анализ геомеханического состояния высокой насыпи показал необходимость в рассмотрении реальной неоднородной структуры основания насыпи, в том числе, с учетом углов падения слоев, при этом расчет устойчивости необходимо вести при асимметричном смещенном расположении транспортных средств.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Бабков В.Ф. Проектирование автомобильных дорог (в 2-х томах): учебник / Бабков В.Ф, Андреев О.В. – Москва : Транспорт, 1987.

2. Богомолов А.Н. К вопросу об устойчивости насыпи автомобильной дороги / А.Н. Богомолов, И.В. Иванов, Т.А. Сабитова // Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета. Серия: Строительство и архитектура. – 2004. – № 4. – С.42-44.

3. Козырева Л.В. Устойчивость насыпей на подходах к мостам / Л.В. Козырева, Д.Н. Стихеев // Актуальные проблемы строительства, строительной индустрии и промышленности: сборник материалов XVIII международной научно-технической конференции. – Тула : Тульский государственный университет, 2017. – С. 92-93.

4. Чочиев Р.С. Устойчивость откосов выемок и насыпей на горных дорогах / Р.С. Чочиев, И.П. Цховберов // Труды молодых ученых Владикавказского научного центра РАН. – 2014. – Т. 14. – № 3. – С.53-57.

5. Львович Ю.М. Укрепление откосов земляного полотна автомобильных дорог / Ю.М. Львович, Ю.Л. Мотылев. – Москва : Транспорт, 1979. – 159с.

6. Меньшов А.С. Обеспечение местной устойчивости откосов высоких насыпей автомобильных дорог из несвязных грунтов: дис. канд. техн. аук. – Москва: МАДИ, 2006. – 230с.

7. Костоусов А.Н. Высокие насыпи и усиление их устойчивости // Мир транспорта. – 2011. – Т. 9. – № 5 (38). – С.170-175.

8. Немчинов, М.В. Дорожная одежда автомобильных дорог. Расчет и проектирование. – Москва: Издательство АСВ, 2016. – 108с.

9. Габибов Ф.Г. Исследование устойчивости глинистых склонов, нагруженных равномерно распределенной нагрузкой на нескольких участках их поверхности / Ф.Г. Габибов, А.Т. Амрахов, В.К. Цветков, В.Н. Кужель // Городские агломерации на оползневых территориях. Материалы V международной конференции по геотехнике. – Волгоград: Волгградский государственный архитектурно-строительный университет, 2010. – С.15-21.

10. Лаптев Ю.В. Математическое моделирование процесса движения горной массы по откосу отвалов // Моделирование стратегии и процессов освоения георесурсов: материалы международной конференции и научной сессии Горного института УрО РАН .– Пермь, 2003. – С. 46-47.

11. Пендин В.В. Комплексное моделирование устойчивости откосов грунтовых отвалов / В.В. Пендин, И.К. Фоменко, Д.Н. Горобцов, М.Е. Никулина // Горный журнал. – 2018. – № 11. – С.92-96.

12. Фадеев А.Б. Метод конечных элементов в геотехнике. – Москва: Недра, 1987. – 221с.

УДК528.441.22

ХАРАЗЯН А.А., ст. преподаватель (КузГТУ)
г. Кемерово, Россия

ОСОБЕННОСТИ ВЫДЕЛЕНИЯ ЗЕМЕЛЬНЫХ УЧАСТКОВ ПОД РАЗМЕЩЕНИЕ АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГ В РАМКАХ ПОДГОТОВКИ ПРОЕКТА МЕЖЕВАНИЯ

Автомобильная дорога – это объект транспортной инфраструктуры, который в результате подготовки документов по планировке территории (проект планировки и проект межевания) размещается на земельных участках, состоящих на ГКУ и расположенных в границах полосы отвода данной автомобильной дороги и находящихся в ее пределах конструктивных элементов и дорожных сооружений.

Основная цель размещения автомобильной дороги – это передвижение транспортных средств [1]. Так, формирование документации на проектирование, а затем строительство автомобильной дороги является очень сложным процессом, который состоит из множества этапов. На каждом этапе встречаются свои проблемы, которые требуют решения как можно в кратчайшие сроки.

Данная статья посвящена особенностям подготовки проекта межевания автомобильной дороги, а также проблемам изъятия земельных участков для размещения линейного объекта.

Для осуществления будущего строительства автомобильной дороги, либо реконструкции, либо ее капитального ремонта необходимо выполнить

множество предыдущих важных этапов, без которых не осуществится интересующий нас вид строительных работ. Каждый этап должен сопровождаться тщательным мониторингом нормативно-правовой литературы в сфере изысканий, проектирования, планировки и строительства автомобильных дорог.

Так, первым этапом является выполнение инженерных изысканий, на основе которых в дальнейшем разрабатывается проектная документация. И инженерные изыскания, и проектная документация в свою очередь должны пройти соответствующие экспертизы, только после чего можно будет разрабатывать рабочую документацию и переходить к подготовке документов по планировке территории.

Такими документами являются проект планировки и проект межевания. Проект планировки – это документ, которым определяются элементы планировочной структуры, устанавливаются границы территорий общего пользования и зон планируемого размещения объектов капитального строительства, а также определяются характеристики и планируемая очередность развития определенной территории [2]. А проектом межевания территории устанавливается местоположение границ, существующих и (или) изменяемых земельных участков, также устанавливаются, изменяются или отменяются красные линии для застроенной территории [2].

Тщательная и грамотная проработка документов на всех ранее описанных этапах позволит избежать множества животрепещущих проблем, например, моментов связанных с изъятием земельных участков, которые в свою очередь являются обремененными правами юридических и физических лиц.

Так же, важно отметить, что земельные участки, необходимые для будущего размещения автомобильной дороги, могут принадлежать к разным категориям земель, в частности к землям сельскохозяйственного назначения, лесного и водного фондов. Поэтому, перед стадией выбора земельного участка необходимо разработать технико-экономическое обоснование проекта, в котором устанавливаются границы временной и постоянной полос отвода автомобильной дороги.

Полоса отвода автомобильной дороги – это земельный участок, предназначенный для размещения автомобильной дороги и ее вспомогательных элементов (см. рис. 1). Так правила по выделу земель для формирования постоянной и временной полос отвода регламентируется Постановлением правительства Российской Федерации № 717 «О нормах отвода земель для размещения автомобильных дорог и (или) объектов дорожного сервиса» [3].

Граница полосы отвода автомобильной дороги формируется согласно ее техническим характеристикам, прописанным в техническом задании Заказчика, а также на основе требований нормативных документов.

Усредненные нормы по отводу земель, на основе которых формируется полоса отвода, представлены в приложении № 18 Постановления № 717. После чего подготавливается экспликация задействованных земель под размещение дорожного объекта, устанавливаются правообладатели данных земельных участков, определяется категория земель и вид разрешенного пользования данными земельными участками. При оформлении проекта межевания автомобильной дороги необходимо грамотно осуществлять выдел новых и изменять существующие земельные участки под автомобильную дорогу. Важно еще на этапе проектирования предотвратить образование возможных реестровых ошибок (вклинивание, вкрапливание, изломанность границ, чересполосица и др. (см. рис. 2) [4].

Выполнять данные моменты необходимо так, чтобы избежать проблему нерационального использования ресурсов земельного фонда. Только после выполнения всех вышеперечисленных видов работ можно начинать процедуру изъятия земельных участков у их юридических и физических правообладателей с последующим предоставлением этих земельных участков или частей земельных участков для строительства автомобильной дороги. На рис. 1 схематично представлена полоса отвода автомобильной дороги. На рис. 2 представлены виды реестровых ошибок, которые необходимо избегать при выполнении межевания.

Данные этапы требует долгой детальной проработки, поэтому в случаях, когда необходимо и важно в срочном порядке предоставить земельные участки для строительства каких-либо государственных объектов, государство оформляет специальные локальные нормативно-правовые документы по изъятию земельных участков, которые корректируют временные промежутки процедуры изъятия земель. Примером таких документов могут быть Правила, подготовленные для строительства олимпийских объектов в городе Сочи.

Рисунок 1 – Полоса отвода автомобильной дороги

Рисунок 2 – Виды реестровых ошибок

Чаще всего, объекты, на которые подготавливаются такие акты, требуют срочного решения, и строительство данных объектов ограничено во времени.

Согласование всех условий изъятия земельных участков под размещение автомобильной дороги является одним из самых животрепещущих вопросов со стороны физических и юридических правообладателей этих земель. Определение полной выкупной стоимости данных земельных участков (на основе рыночной стоимости земельных участков и всех строений, находящихся на данных земельных участках), а также сроки данных выплат или особенности возмещение каких-либо убытков, нанесенных соседним собственникам земельных участков, при выполнении строительных

работ автомобильной дороги, и другие условия должны быть согласованны при оформлении документов до начала строительства рассматриваемого объекта. Отсутствие такого согласия приводит к множеству спорных вопросов и разбирательств, к затягиванию сроков начала выполнения строительства, а также по итогу к судебным действиям.

Например, достаточно частым является ситуация, когда правообладатели земельных участков, на которых планируется размещение автомобильной дороги, завышают выкупную цену во много раз за данный земельный участок либо его часть, которая попадает в границу проектируемой полосы отвода. Данный момент решается очень долго, и одним из решений может быть выполнение перепроектирования прохождения оси автомобильной дороги, что влечет за собой множество других этапов.

Еще одним способом решения данной проблемы может быть обращение с иском в суд и в таком случае, при положительном заключении суда, изъятие земельного участка либо его части под размещение автомобильной дороги может быть выполнено принудительно. К сожалению, данная процедура очень часто является единственным способом, позволяющим приступить к запланированному строительству.

В практике арбитражных судов часто рассматриваются спорные дела, которые связаны с изъятием земельных участков, предназначенных для размещения автомобильных дорог. Также нередко в судебных разбирательствах является вопрос дальнейшего обустройства прилегающей территории к построенной автомобильной дороге для ее будущего общественного пользования.

Для того чтобы максимально избежать множества проблем при изъятии земельных участков важно еще на начальных этапах подготавливать всю соответствующую документацию, выполнить оценку технико-экономических показателей и грамотно подготовить документы по планировке территории для размещения автомобильной дороги, основываясь на требования нормативных документов.

Так, оформление проекта межевания автомобильной дороги является ключевым моментом в подготовке сведений о прохождении полосы отвода автомобильной дороги, а также земельных участках, состоящих на ГКУ и находящихся в границах полосы отвода.

Проект межевания позволит полноценно подготовить документы к оформлению изъятия земельных участков для выполнения начала строительства автомобильной дороги.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Федеральный закон «Об автомобильных дорогах и о дорожной деятельности в Российской Федерации и о внесении изменений в отдельные законодательные акты Российской Федерации» от 08.11.2007 г. № 257 [Электронный ресурс]. – Режим доступа:

http://docs.cntd.ru/document/902070582.

2. Градостроительный кодекс Российской Федерации от 29.12.2004 г. № 190 [Электронный ресурс]. – Режим доступа:

http://docs.cntd.ru/document/901919338.

3. Постановление Правительства Российской Федерации «О нормах отвода земель для размещения автомобильных дорог и (или) объектов дорожного сервиса» от 02.09.2009 г. № 717 [Электронный ресурс]. –

https://base.garant.ru/12169426/.

4. Земельный кодекс Российской Федерации от 25.10.2001 г. № 136 [Электронный ресурс]. – Режим доступа:

http://docs.cntd.ru/document/744100004.

УДК 622.271.324.625.7.06

ШАБАЕВ С.Н., к.т.н., доцент (КузГТУ)
КРУПИНА Н.В., доцент (КузГТУ)
г. Кемерово, Россия

ИССЛЕДОВАНИЕ ПРОЧНОСТНЫХ ХАРАКТЕРИСТИК КРУПНОЗЕРНИСТЫХ ГРУНТОВ МЕТОДОМ КОСОГО СРЕЗА

Прежде чем проектировать технологические (карьерные) дороги необходимо исследовать грунты, пригодные в качестве основания для данных дорог. Так как технологические дороги подвергаются большим нагрузкам, очень важно применять грунты с максимальными значениями прочностных характеристик грунтов [1]. Под прочностью грунтов понимается их свойство в определенных условиях воспринимать воздействие внешних усилий без полного разрушения. Прочность грунтов оценивается их сопротивлением касательным напряжениям. При определенной величине касательных напряжений начинается сдвиг одной части грунта относительно другой, остающейся неподвижной. Поверхность, отделяющая сдвигаемую часть грунта от неподвижной части, называется поверхностью скольжения. Угол внутреннего трения характеризует трение между частицами грунта.

Однако на сегодняшний день отсутствуют надежные методы определения прочностных характеристик крупнозернистых материалов, следовательно, для них нет и расчетных значений прочностных характеристик, в связи с чем оценку их сдвигоустойчивости не производят, что является серьезным упущением.

Существуют различные методы определения прочностных характеристик зернистых сред: прямого среза, трехосного сжатия, четырехлопастного среза, шарового штампа, косого среза, среза грунтовых целиков. Однако почти все из них предназначены для определения прочностных харак-

теристик пылевато-глинистых и песчаных грунтов, либо крупнообломочных грунтов с песчаным заполнителем [2]. Фактически, методы прямого среза, трехосного сжатия и косого среза могут быть использованы для определения прочностных характеристик крупнозернистых сред, однако основными проблемами являются необходимость использования увеличенных обойм во избежание влияния пристенного эффекта [8-11], а также обеспечение степени уплотнения среды во время испытания соответствующей построечным условиям [11-12].

В данной работе предложено оценку прочностных характеристик зернистых сред производить методом косого среза, для чего была разработана усовершенствованная схема клиновой установки, позволяющей достигать плотность (структуру) зернистой среды соответствующей плотности (структуре) в построечных условиях.

Также проведен анализ влияния угла наклона площадки сдвига на прогнозируемые значения, возникающих в сечении нормальных и касательных напряжений, что позволило установить рекомендуемые значения данного показателя в зависимости от преобладающего размера частиц испытываемой среды.

При разработке карьеров и разрезов одной из важнейших технологических операций является транспортирование горной массы, которая осуществляется, преимущественно, с использованием автомобильного транспорта [2]. И, несмотря на то, что для обеспечения возможности и эффективности применения карьерного автотранспорта предусматриваются технологические (карьерные) автомобильные дороги с дорожной одеждой, включающей слои из асфальтобетона и геосинтетических материалов [3-6], все же наибольшее применение находят зернистые среды в виде сортированного или несортированного щебня, в том числе по способу заклинки [7].

Для конструктивных слоев из несвязных или малосвязных материалов, к которым относятся зернистые среды, прочность оценивается по критерию соответствия сдвигоустойчивости материала возникающим в них касательным напряжениям. Таким образом, прочность конструкции будет обеспечена лишь в том случае, когда расчетное активное напряжение сдвига не будет превышать предельной величины активного напряжения сдвига.

В то же время, расчет дорожной одежды на прочность по условию сдвигоустойчивости несвязных и малосвязных конструктивных слоев дорожной одежды производят лишь для подстилающих грунтов и песков, а слои основания и покрытия из крупнозернистых материалов (щебень, гравий, щебеночно-песчаные или гравийно-песчаные смеси, крупнообломочные грунты, раздробленные горные породы) условно принимаются жесткими и сдвигоустойчивыми. Такая условность принята в первую очередь из-за того, что отсутствуют достоверные методы определения прочностных характеристик подобных зернистых сред, что, несомненно, является серьезным упущением.

Для определения прочностных характеристик зернистых сред, содержащих в своем составе частицы размером свыше 5 мм без ограничений по массе (объему), была усовершенствована клиновая установка. Для этого в клиновой установке, включающей винт осевого давления, кронштейн, динамометр сжатия, переходник, верхнюю обойму, нижнюю обойму и каретку основания, внесены следующие изменения:

– дополнительно предусмотрен пригруз, обеспечивающий вертикальное давление на зернистую среду 40 г/см^2. Это позволяет уплотнять испытуемую среду либо на стандартной виброплощадке при амплитуде колебаний 0,40±0,05 мм и частоте колебаний – 48±3 Гц, либо на гидравлическом прессе под давлением 20 МПа, либо любом другом для достижения плотности (структуры) зернистой среды, соответствующей плотности (структуре) в условиях естественного залегания (на строительной площадке);

– дополнительно предусмотрено обжимное устройство, состоящее из двух полых полуцилиндров с ребрами жесткости и соединительными пластинами, позволяющего жестко фиксировать верхнюю и нижнюю обоймы друг относительно друга во время уплотнения испытываемой среды для того, чтобы не допустить их смещения;

– дополнительно предусмотрено днище, препятствующее свободному высыпанию испытываемой среды из обойм во время их перемещения со стандартной виброплощадки или плиты пресса на каретку основания под винт осевого давления.

Таким образом, полученная клиновая установка (рис. 1), состоит из винта осевого давления 1, кронштейна 4, динамометра сжатия 15, переходника 7, пригруза 9, верхней обоймы 5, нижней обоймы 6, обжимного устройства 8, днища 2 и каретки основания 3. Кронштейн 4 жестко связан с рамой 10, полуцилиндры обжимного устройства 8 соединяются между собой посредством болтового соединения 11, 13, 16, для обеспечения требуемого зазора между верхней и нижней обоймами предусмотрены регулировочные винты 12, 14. Внутренний диаметр обойм d_{hold} назначается таким образом, чтобы он не менее чем в 5-7 раз превышал размер наиболее крупных частиц, входящих в состав зернистой среды во избежание влияния пристенного эффекта. Общая рабочая высота обойм в собранном состоянии h_{work} назначается из условия обеспечения дополнительного расстояния h_{ad} между верхней границей верхней обоймы 5 и нижней границей нижней обоймы 6 с линией реза, расположенной под углом α, равного не менее 40-50 мм. Высота обжимного устройства h_{cd} назначается из условия полного перекрытия линии реза. Высота установки h_{ins} должна позволять свободно размещать каретку основания 3, днище 2, верхнюю 5 и нижнюю 6 обоймы, пригруз 9, переходник 7 и динамометр сжатия 15 под винтом осевого давления 1 с обеспечением зазора h_{res}между динамометром сжатия 15 и нижней гранью кронштейна 4 не менее 10-20 мм. Диаметр пригруза 9 принимается на 0,2-1 мм меньше внутреннего диаметра обойм d_{hold}.

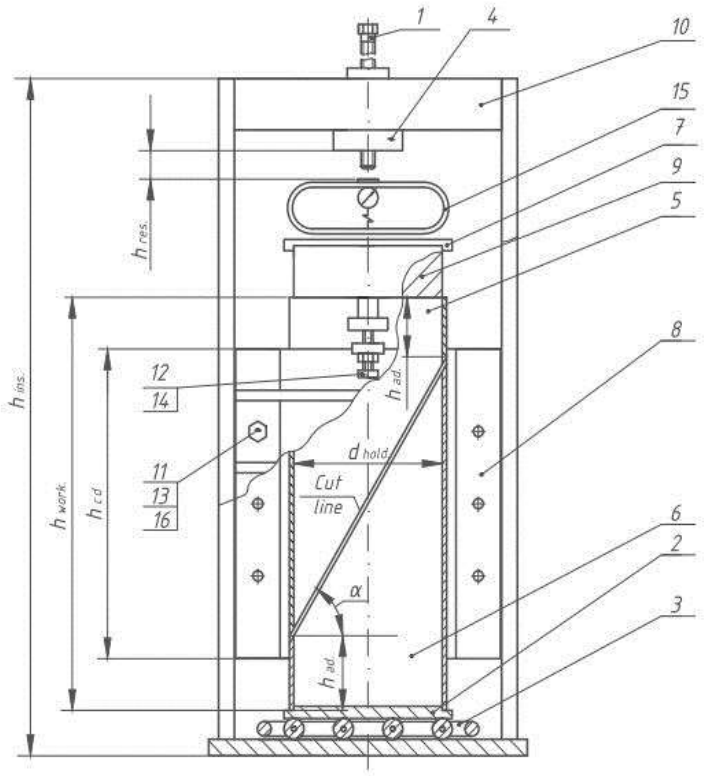


Рисунок 1 – Схема усовершенствованной клиновой установки

При реализации метода косого среза используется схема, приведенная на рис. 2.

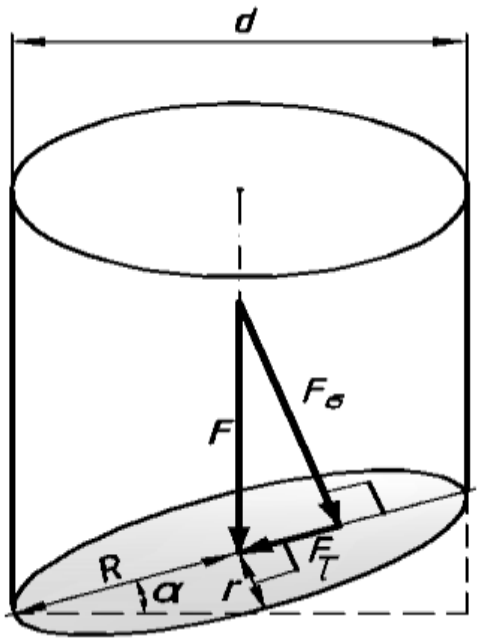


Рисунок 2 – Расчетная схема реализации метода косого среза

Из данной схемы понятно, что нормальные и касательные напряжения, возникающие по площадке сдвига, равны:

$$\sigma = \frac{4 \cdot F \cdot cos^2\alpha}{\pi \cdot d^2} \quad (1)$$

$$\tau = \frac{4 \cdot F \cdot sin\alpha \cdot cos\alpha}{\pi \cdot d^2} \quad (2)$$

где F – сила, возникающая в результате приложения внешней нагрузки;

α – угол наклона линии реза (площадки сдвига) относительно горизонтальной плоскости.

В соответствии с известной методикой проведения эксперимента испытания зернистой среды, необходимо проводить не менее чем при трех различных значениях угла наклона площадки сдвига (30°, 40°, 50°, 60°).

Однако, если проанализировать зависимости изменения возникающих касательных напряжений от величины нормальных напряжений, действующих по площадке сдвига, расположенной под различным углом α, и сопоставить их с предельными значениями сопротивления сдвига зернистых сред при различном значении угла внутреннего трения φ (удельное сцепление принято условно), то можно сделать следующие выводы (рис. 3):

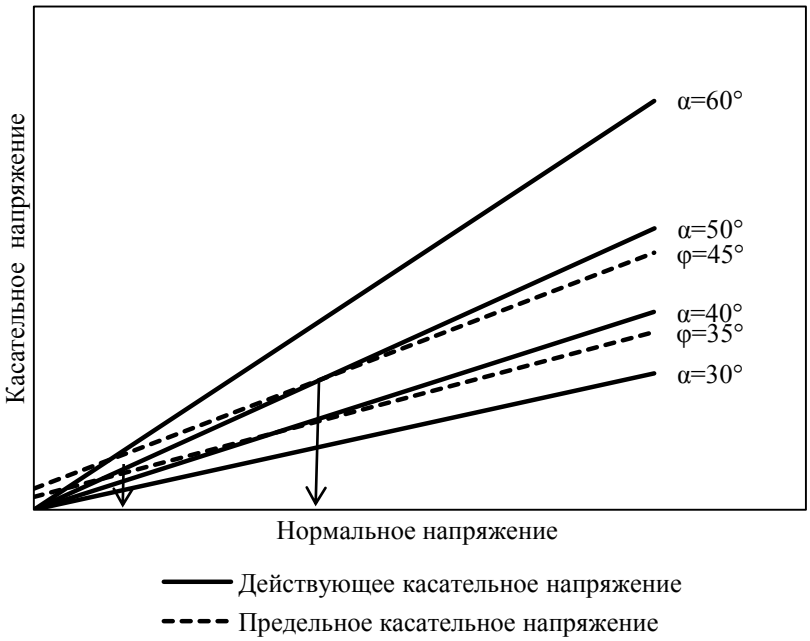


Рисунок 3 – Зависимости действующих касательных напряжений от величины нормальных напряжений, возникающих по площадке сдвига, расположенной под различным углом α, и предельных касательных напряжений сдвига зернистых сред с различным углом внутреннего трения φ

1. Так как у большинства зернистых сред угол внутреннего трения находится в пределах от 30 до 45°, а при отсутствии или малом количестве частиц менее 1 мм, как правило, превышает 40°, то при углах наклона площадки сдвига α=30° и α=40° испытывать такие среды не рекомендуется, так как линия роста предельных касательных напряжений не может пересечь линий действующих касательных напряжений, возникающих по площадке сдвига от внешней нагрузки. Сдвиг в данном случае возможен только при разрушении (измельчении) зернистой среды до такого состояния, при котором у нее угол внутреннего трения снизится до величины, соответствующей углу наклона площадки сдвига.

2. Если испытывать зернистую среду при углах наклона площадки сдвига α = 50° и α = 60°, то двух точек будет недостаточно для достоверного определения искомых прочностных характеристик. В связи с этим необходимо проводить испытания и при промежуточных углах α = 45° и α = 55°.

3. При значении угла внутреннего трения зернистой среды значительно отличающемся от угла наклона площадки сдвига, линия роста предельных касательных напряжений пересекает линию действующих касательных напряжений, возникающих по площадке сдвига от внешней нагрузки, при незначительных нормальных напряжениях. Это может привести к тому, что полученная точка не будет лежать на линии, описываемой законом Кулона, так как известно, что при малых значениях нормального напряжения начальный участок кривой сдвига имеет не линейный характер.

4. Проведенные предварительные лабораторные эксперименты показали, что при угле наклона площадки сдвига α = 60° не зависимо от величины размеров частиц зернистой среды (пылевато-глинистая фракция отсутствовала), сдвиг происходит от собственного веса, в связи с чем данный угол наклона площадки сдвига можно назначать только для зернистых сред, обладающих как большим углом внутреннего трения, так и значительным сцеплением. Это будет способствовать смещению точки пересечения линии возникающего по площадке сдвига касательного напряжения с линией предельного сопротивления сдвигу зернистой среды вправо, то есть сдвиг будет происходить при больших нормальных напряжениях. В то же время, из рис. 3 понятно, что сдвиг если ипроизойдет, то при небольших нормальных напряжениях, а это вызывает опасность получения экспериментальной точки, лежащей вне прямой линии, описываемой законом Кулона. Таким образом, данный угол рекомендуется исключить из эксперимента.На рис. 4 приведено фото клиновой установки для реализации метода косого среза. Данные эксперимента также показывают, что при угле наклона площадки сдвига α = 50°, зернистые среды, состоящие из частиц размером менее 2 мм, сдвигаются при небольшом нормальном напряжении, то есть имеется высокая вероятность того, что полученные экспериментальные данные нельзя будет достоверно описать законом Кулона.

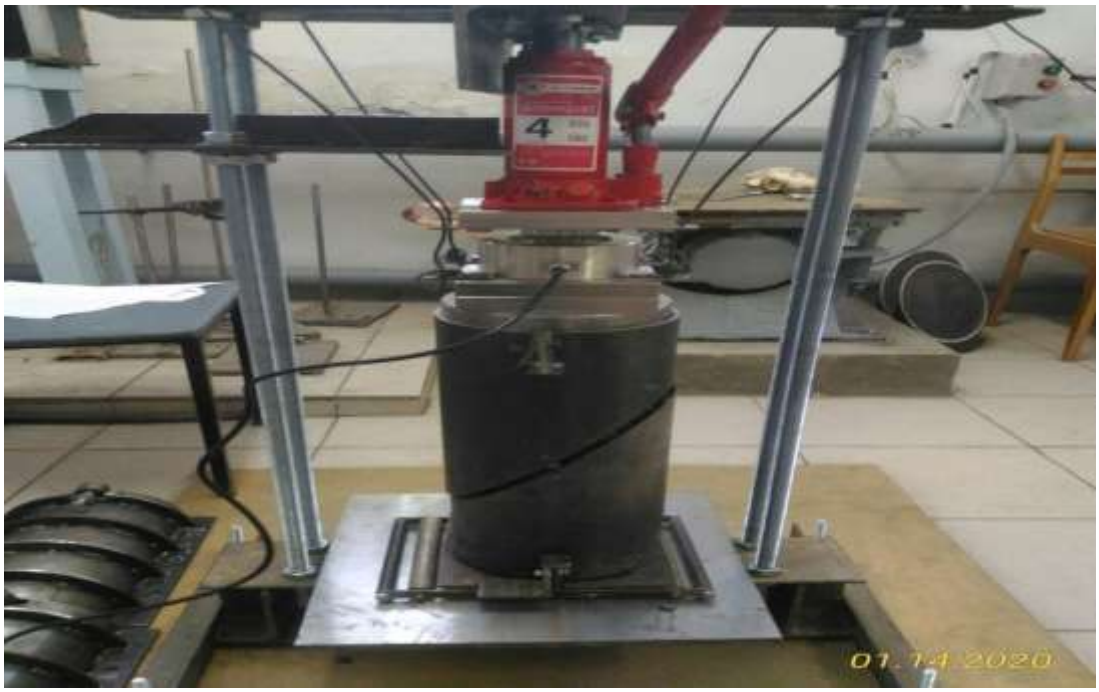


Рисунок 4 – Общий вид клиновой установки

Таким образом, принимая во вниманието, что по результатам эксперимента должно быть не менее трех точек, полученных при различном угле наклона площадки сдвига, угол внутреннего трения зернистых сред зачастую составляет более 40° и, при отсутствии или малом содержании пылевато-глинистых частиц, они обладают малым сцеплением, при реализации данного метода необходимо иметь обоймы, позволяющие производить испытания зернистых сред и при промежуточных углах наклона площадки сдвига. Рекомендуемые углы наклона площадки сдвига в зависимости от преобладающего размера частиц зернистой среды приведены в таблице.

Таблица

Преобладающий размер частиц зернистой среды, мм	**Минимальный угол наклона площадки сдвига, град.**	**Основной угол наклона площадки сдвига, град.**	**Максимальный угол наклона площадки сдвига, град.**
от 0,5 до 2.0	42.5	45.0	47.5
от 2.0 до 8.0	45.0	47.5	50.0
от 8.0 до 32.0	47.5	50.0	52.5
свыше 32.0	50.0	52.5	55.0

В ходе проведения эксперимента необходимо определить максимальную величину вертикального усилия, которую способна выдержать зернистая среда, при минимальном, основном и максимальном угле наклона

площадки сдвига, после чего по формулам (1) и (2) определяется соответствующее ему нормальное и касательное напряжение. После этого строится паспорт прочности зернистой среды, общий вид которого представлен на рис. 5, на основе которого определяется угол внутреннего трения и сцепление зернистой среды.

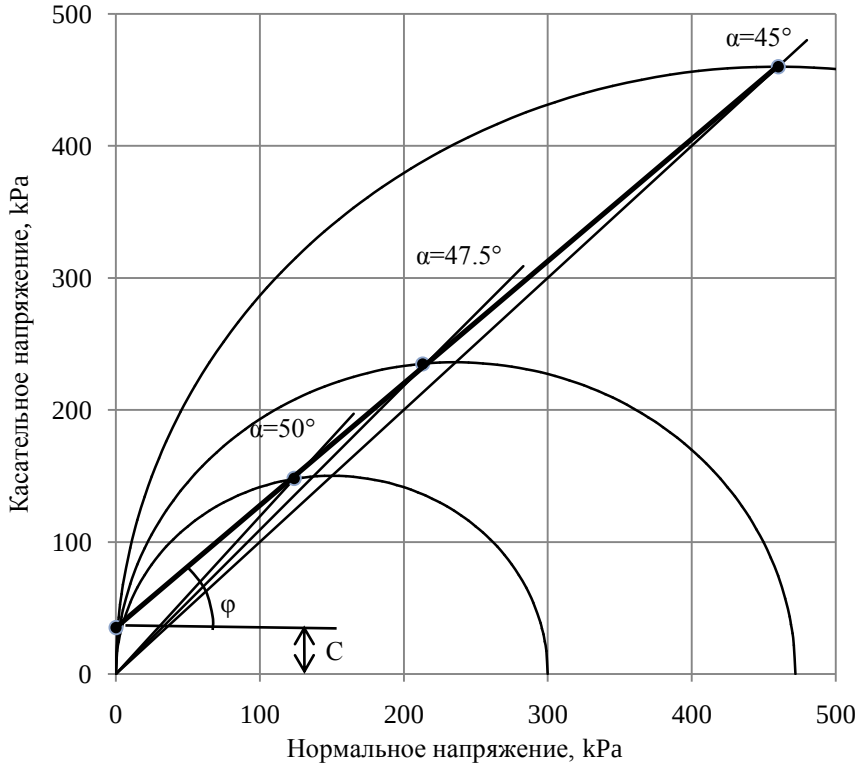


Рисунок 5 – Пример паспорта прочности зернистой среды, оформляемого по результатам испытания методом косого сдвига

1. Предложенная усовершенствованная схема лабораторной клиновой установки, в которой дополнительно предусмотрены пригруз, обжимное устройство и днище, позволяет определять прочностные характеристики зернистых сред, содержащих в своем составе частицы любого размера без ограничения по их содержанию. Это достигается за счет возможности достижения плотности (структуры) зернистой среды, соответствующей плотности (структуре) в условиях естественного залегания (на строительной площадке) уплотнением на виброплощадке или прессе.

2. Доказано, что стандартные значения угла наклона площадки сдвига, реализуемые при методе косого среза и составляющие 30°, 40°, 50° и 60°, не пригодны для определения прочностных характеристик зернистых сред, состоящих, преимущественно, из частиц размером свыше 0,5 мм.

3. Установлено, что рекомендуемые значения угла наклона площадки сдвига, реализуемые при методе косого среза, зависят от преобладающего размера частиц зернистой среды и составляют от 42.5° до 55°.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Мариев П.Л. Карьерный автотранспорт / П.Л. Мариев, А.А. Кулешов, А.Н. Егоров, И.В. Зырянов, 2004, 429 с.

2. Алимсетов Д.Н. Изучение прочностных характеристик крупнообломочного грунта и модели крупнообломочного грунта / Горбачев А.Г., Рыспаев Б.С., Сагыбекова А.О., 2008, 27 с.

3. Перспективы техногенного сырья и наномодификаторов в строительстве карьерных дорог / А.А. Христофорова, М.Д. Соколова, С.Е. Филипов, С.М. Семенова, И.Н. Гоголев // Химические технологии и наноматериалы. Материалы международной конференции ; Северо-Восточный федеральный университет им. М. К. Аммосова, 2014, pp. 41-46.

4. Перспективы улучшенного битума в строительстве карьерных дорог / А.А. Христофорова, М.Д. Соколова, Б.Н. Заровняев, А.Н. Акишев // Mining Journal, 2016, is. 3, pp. 47-50.

5. Соловьев Г.В. Улучшение производственных показателей при стабилизации карьерных грузовых дорог при помощи полисинтетической трехосной гексогональной георешетки/ Г.В. Соловьев, К.И. Вачнадзе // ProcediaEngineering, 2017, вып. 189, стр. 666-672.

6. Арефьев С.А. Обоснование конструкции дорожных одежд карьерных дорог, предназначенных для автосамосвалов большой грузоподъемности // Естественные и технические науки, 2015, 38-39 с.

7. Лель Ю.И. К вопросу оценки качества карьерных автодорог / Ю.И. Лель и др. // Известия Уральского государственного горного университета, 2016, no 3 (43), pp. 70-73.

8. Мюллер Г.Е. Радиальная пористость в шаровых укладках// PowderTechnology. 2010, вып. 203, стр. 626-633.

9. Рузбахани М.М. Воздействие прямоугольных сторон контейнеров на пористость при шаровой укладке/ М.М. Рузбахани, Б.Б.К. Хуат, А. Асади // PowderTechnology. 2012, вып. 224, стр. 46-50.

10. Вайнсрич К.М. Граничная структура в плотных произвольных укладках моноразмерных сферических // PowderTechnology. 2012, вып. 219, стр. 118-127.

11. Бондарев В.Г. Математическое моделирование пристенного эффекта в случайных упаковках систем частиц // Современные тенденции развития науки и технологий. – 2015. № 2-1. стр. 12-15.

12. Молдован Д.В. Контроль качества крупнообломочных грунтов во время проведения подрывных работ в конструкционных материалах на открытых разрезах // JournalofIndustrialPollutionControl. 2017, вып. 33, из. 1, стр. 1007-1012.

13. Сара Л. Джексон. Пыльные дороги и разрывы: Перспективы пыли с грунтовых дорог в монгольском Южногобийском аймаке // Geoforum, 2015, вып. 66, стр. 94-105.

СЕКЦИЯ 6 «АКТУАЛЬНЫЕ ПРОБЛЕМЫ ФУНДАМЕНТОСТРОЕНИЯ И ГЕОТЕХНИКИ В УСЛОВИЯХ СИБИРСКОГО ФЕДЕРАЛЬНОГО ОКРУГА»

УДК 528.02+624

АЗАРОВ Б.Ф., к.т.н., доцент (АлтГТУ)
г. Барнаул, Россия

ИСПОЛЬЗОВАНИЕ НАЗЕМНОГО ЛАЗЕРНОГО СКАНИРОВАНИЯ ДЛЯ ГЕОТЕХНИЧЕСКОГО МОНИТОРИНГА ЗДАНИЙ, НАХОДЯЩИХСЯ В ЗОНЕ ВЛИЯНИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА ОБЪЕКТА

В настоящее время согласно требованиям ФЗ № 384 «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений» при проектировании оснований, фундаментов и подземных частей вновь возводимых или реконструируемых сооружений, располагаемых на застроенной территории, необходимо выполнять геотехнический прогноз (оценку) влияния строительства на изменение напряженно-деформированного состояния окружающего грунтового массива, в том числе оснований сооружений окружающей застройки. Согласно п. 12.4 СП 22.13330.2011 для объектов нового строительства I и II уровней ответственности при высоте менее 75 м при их размещении на площадках с III категорией сложности инженерно-геологических условий необходимо проводить геотехнический мониторинг.В г. Барнауле за последние два года были выполнены работы по геотехническому мониторингу ряда объектов капитальной застройки, попадающих в зону влияния возводимых зданий.

Целью таких работ являлся контроль состояния зданий и сооружений, расположенных в непосредственной близости от строящегося объекта. Для оперативного и объективного контроля геометрических параметров зданий и сооружений, находящихся в зоне влияния строящихся объектов, выполнялись работы по наземному лазерному сканированию (НЛС). Это позволило реализовать ряд мероприятий в рамках геотехнического мониторинга окружающей застройки, таких как:

– систематическая фиксация изменений контролируемых параметров;

– своевременное выявление отклонений контролируемых параметров от допустимых значений. Рассмотрим возможность использования НЛС в целях геотехнического мониторинга окружающей застройки при строительстве здания театра кукол «Сказка».

Согласно техническому заданию, наблюдению подлежали одноэтажное кирпичное здание гаража (здание-1) и трехэтажное кирпичное здание

(здание-2), находящиеся непосредственно в зоне влияния возводимого объекта.

Для контроля состояния зданий, расположенных в зоне влияния строящегося объекта при использовании НЛС были выполнены следующие работы:

– рекогносцировка объекта (визуальный осмотр с фото фиксацией, выбор мест установки специальных марок и геодезического лазерного сканера);

– задание для каждого здания условной системы координат и высот;

– производство работ по сканированию каждого здания;

– обработка результатов сканирования с целью получения характеристик пространственного положения каждого здания.

При рекогносцировке объекта мониторинга был осуществлен выбор метода производства работ по наземному лазерному сканированию зданий, подлежащих контролю.

В соответствии с техническим заданием на производство геотехнического мониторинга за состоянием зданий и сооружений, расположенных в непосредственной близости от строящегося объекта, в качестве метода геотехнического мониторинга использовался геодезический метод с применением наземного лазерного сканера GLS-1500 фирмы TOPCON и программное обеспечение (ПО) ScanMaster для обработки данных сканирования того же производителя.

Перед выполнением работ по НЛС зданий и сооружений требуется выбрать конкретную методику работ. Выбор методики производства работ по НЛС определяется пространственными характеристиками объекта.

Например, для объектов с соизмеримой длиной, шириной и высотой сканирование может быть выполнено без создания съемочного обоснования, когда объединение результатов сканирования с разных стоянок прибора – станций выполняется минимум по трем общим для каждой пары смежных станций маркам, которые в свою очередь сканируются на каждой станции. При этом отпадает необходимость в координировании этих марок, т. е. не нужно определять их пространственные координаты X, Y, Z в какой-либо единой системе. Во время обработки данных сканирования при необходимости может быть выполнена геодезическая привязка данных сканирования. В качестве геодезической привязки данных сканирования выполняется задание единой системы координат, в которой следует представить окончательные результаты их обработки.

Очевидно, что выбор того или иного метода, используемого для геодезической привязки данных сканирования, определяется условиями района работ и его размерами [1]. При выполнении сканирования результаты сканирования (сканы) являются массивами точек с пространственными прямоугольными координатами, полученными в локальной системе координат самого прибора.

Для того чтобы объединить данные сканирования, полученные с разных станций, в единую систему координат, следует при обработке результатов сканирования провести так называемую «регистрацию» – пространственную привязку каждого скана.

В соответствии с Руководством пользователя [2] при работе со сканером GLS-1500 имеется три возможных варианта регистрации данных сканирования:

1) регистрация по узловым точкам. в этом случае объединения данных сканирования в единую систему координат на каждой смежной станции должны быть отсканированы минимум три общие специальные марки;

2) регистрация по координатам точки стояния прибора и точки обратного ориентирования (ориентирного пункта – ОРП), в этом случае на каждой станции следует выполнить сканирование марки, установленной на ОРП;

3) регистрация способом обратной засечки. Для этого на станции сканирования необходимо выполнить сканирование не менее двух специальных марок, для которых известны пространственные прямоугольные координаты в заданной системе координат.

Тот или иной варианта регистрации результатов сканирования определяет выбор методики производства работ при сканировании объекта. Практически выбирается схема геодезической привязки станций сканирования (точек стояния прибора).

Выбор схемы привязки зависит, прежде всего, от того, было ли заранее создано планово-высотное съемочное обоснование или же эти работы проводились во время производства сканирования, а также от количества имеющихся на объекте пунктов съемочного обоснования.

Безусловно, на выбор конкретного способа привязки существенное влияние оказывают требования, предъявляемые к точности результатов сканирования.

Для объектов, где наблюдения выполнялись для каждого здания отдельно, применялась следующая методика работ.

Условная система высот задавалась относительно одного из углов здания или относительно отмостки (рис. 1, А и Б). В качестве планово-высотного обоснования для выполнения сканирования служил базис, разбитый параллельно зданию (здание-1), либо закрепленные на фасаде здания специальные марки (здание-2) (рис. 2).

Для геодезической привязки данных сканирования в заданной условной системе координат и высот над точками базиса 1 и 2 устанавливались специальные марки (рис. 3), либо они закреплялись непосредственно на фасаде здания (рис. 2).

Сканирование каждого здания выполнялось в следующей последовательности. После того, как сканер был установлен на штатив и включен, автоматически в течение 2-3 минут происходил прогрев прибора.

А Б

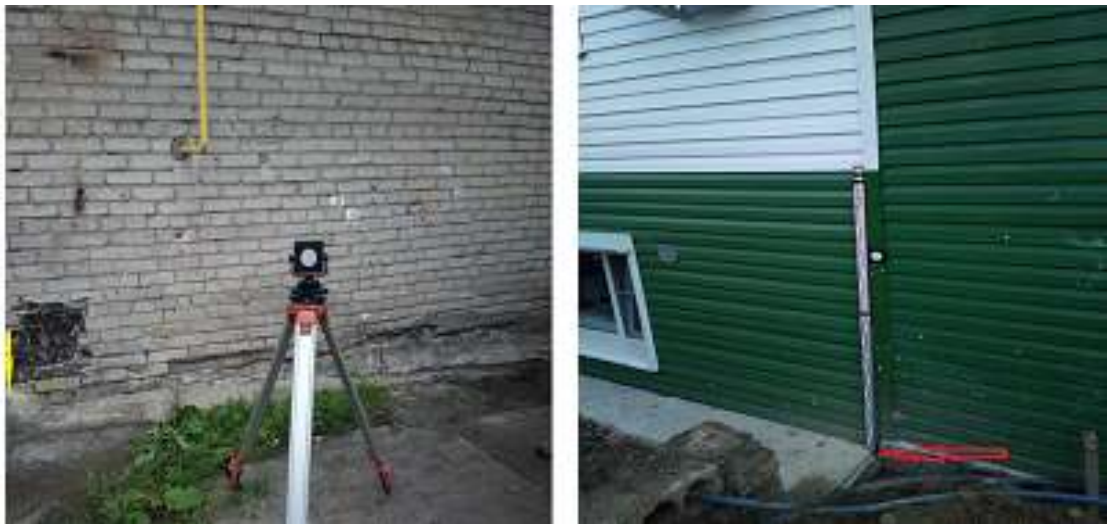


Рисунок 1 – Задание условной системы высот:
А – относительно угла здания; Б – относительно отмостки

Рисунок 2 – Точки планово-высотного обоснования для сканирования фасада здания-2

Рисунок 3 – Положение точек базиса для планово-высотного обоснования сканирования

Далее на точке стояния прибора задавались параметры измерений (температура окружающего воздуха и его атмосферное давление, режим сканирования в зависимости от максимальной удаленности объекта, необходимой точности и затрат времени на его выполнение, настройки фотокамеры) и создавался так называемый «проект», в который будут заноситься данные сканирования. После выполнения необходимых настроек проекта и ввода названия станции, задавались величины, обусловленные способом регистрации результатов сканирования.

Поскольку были использованы варианты регистрации №№ 1 и 3 (по узловым точкам и обратной засечкой), предварительно на станциях выполнялось сканирование специальных марок, которые были установлены на точках съемочного обоснования. При этом высоты марок на точках съемочного обоснования измерялись до миллиметра.

Для поиска и наведения сканера на марки использовался специальный визир, а также окно видоискателя на приборе. Собственно, сканирование объекта на станции выполнялось после завершения сканирования ма-

рок. Непосредственно перед сканированием задавалась область сканирования с помощью специального визира и окна видоискателя путем указания ее верхнего левого и нижнего правого угла.

Область сканирования выбиралась сектором от 90° до 150° по горизонту таким образом, чтобы в нее вошли все интересующие элементы здания. Размеры области сканирования по высоте задавались таким образом, чтобы при выборе ее верхнего левого угла все точки области располагались ниже его верхней границы, а для нижнего правого угла зеркало прибора опускалось по вертикали на угол, обеспечивающий сканирование всего здания по высоте.

Затем осуществлялось задание плотности точек при сканировании. На станциях сканирования задавались расстояния до объекта от 20 до 30 м, шаг сканирования по горизонту 100 мм, шаг сканирования по вертикали – 10 мм. Далее, задав имя скана, осуществлялось задание типа данных, фиксируемых в процессе сканирования. Для всех зданий задавался режим определения пространственных координат и фотографирования объекта. Затем запускался собственно процесс сканирования.

Обработка данных сканирования заключалась в следующем.

Предварительно выполнялась первичная обработка данных сканирования, полученных отдельно для каждого здания. Первичная обработка результатов сканирования, полученных прибором GLS-1500, выполнялась в ПО ScanMaster. В программе ScanMaster создавался новый проект, далее с SD-карты, содержащей результаты сканирования, в проект импортировались первичные данные сканирования.

На каждой станции в результате сканирования были получены:

– панорамные фотографии области сканирования;

– сканы заданных областей сканирования;

– сканы тех марок, которые были отсканированы для регистрации данных сканирования.

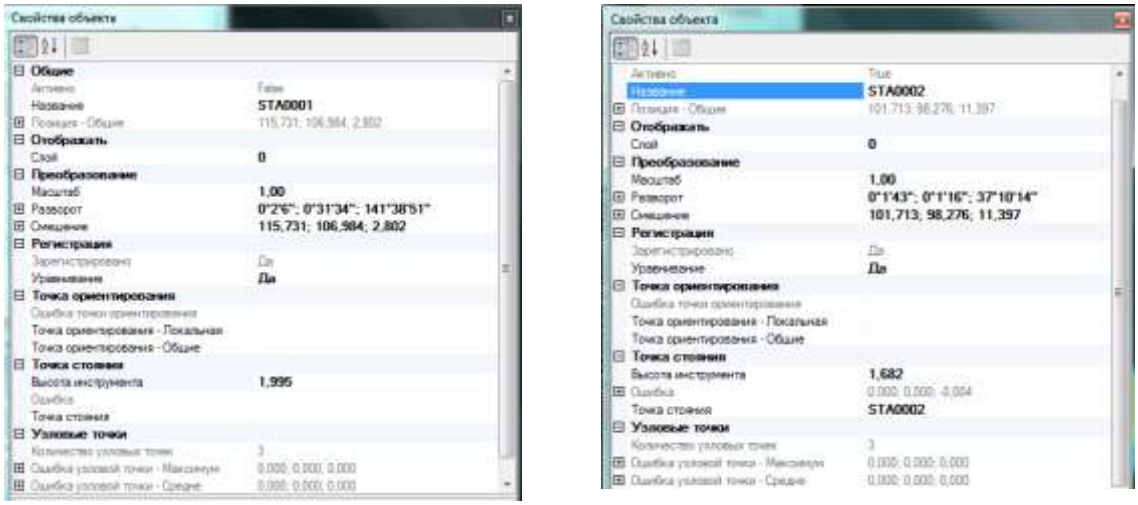
Для регистрации данных сканирования, выполненных по варианту № 1, необходимо средствами ПО ScsnMaster создать по сканам марок узловые точки, по которым будет проводиться регистрация. Кроме этого, в проекте следовало создать три «связи» узловых точек, в свойствах которых будут указаны те точки, для которых эти «связи» будут общими.

С целью осуществления геодезической привязки результатов сканирования в проекте, созданном в ПО ScsnMaster, для каждой станции создавались по три точки с координатами и отметками специальных марок в системе координат сканируемого здания, которые сканировались на точках стояния прибора в процессе измерений. При этом отметки этих точек задавалась с учетом результатов измерений высоты каждой марки, введенной в прибор перед их сканированием.

Для регистрации сканов, полученных на каждой станции, использовалась вкладка программы ScsnMaster «Регистрация» (рис. 4).

Рисунок 4 – Регистрация станций по узловым точкам

При этом в программе ScsnMaster автоматически определяются ошибки связи узловых точек, характеризующие точность пространственного положения данных сканирования (рис. 5).



Регистрация станции-1 (здание-2) в системе координат здания

Регистрация станции-2 (здание-1) в системе координат здания

Рисунок 5 – Ошибки узловых точек после регистрации стоянок прибора

В ПО ScsnMaster также можно получить сведения о величинах ошибок связи узловых точек, характеризующих ошибки положения общих марок, отсканированных на точках стояния прибора (рис. 6):

а)

Связи узловых точек

Название	E	N	H	Количество узловых точек	Средняя ошибка узловой точки - E	Средняя ошибка узловой точки - N	Средняя ошибка узловой точки - H	Макс. ошибка узловой точки - E	Макс. ошибка узловой точки - N
Связь узловых точек 01	100,000	100,000	1,507	1	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Связь узловых точек 02	100,000	106,007	2,484	1	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Связь узловых точек 03	100,000	108,303	2,245	1	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

б)

Связи узловых точек

Название	E	N	H	Количество узловых точек	Средняя ошибка узловой точки - E	Средняя ошибка узловой точки - N	Средняя ошибка узловой точки - H	Макс. ошибка узловой точки - E	Макс. ошибка узловой точки - N
Связь узловых точек 01	100,000	100,000	10,880	1	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Связь узловых точек 02	98,439	104,177	11,170	1	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Связь узловых точек 03	100,000	110,588	10,805	1	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

Рисунок 6 – Ошибки связи узловых точек после регистрации стоянок прибора: а) станция-1 (здание-2); б) станция-2 (здание-1)

После выполнения регистрации данных сканирования каждого здания в заданной системе координат и высот можно переходить к определению характеристик пространственного положения объектов наблюдения. Поскольку наблюдаемые объекты представляют собой здания, то для них целесообразно установить наличие (или отсутствие) крена тех стен, для которых получены в результате сканирования точки лазерных отражений. Для определения крена стен наблюдаемых зданий предлагается следующая методика. В качестве крена здания принималась линейная величина, которую находили по формуле [3]:

$$Q = \sqrt{Q_X^2 + Q_Y^2}\ ; \quad Q_X = X_B - X_H; \quad Q_Y = Y_B - Y_H, \tag{1}$$

где Q_X ,Q_Y – составляющие крена по двум взаимно перпендикулярным направлениям, найденные по разностям соответствующих координат выбранных верхней (X_B, Y_Bи нижней (X_H,Y_H) точки, лежащих на одном «следе» точек лазерных отражений скана здания.

В дальнейшем при проведении повторных наблюдений за зданиями, в тех же местах для каждого из объектов следует выбрать по паре точек на «следе» точек лазерных отражений и по координатам этих точек вновь рассчитать крены во втором цикле наблюдений. Сравнивая результаты начального и повторного циклов, можно будет сделать вывод о развитии процесса деформирования объектов. Для каждого здания пара «верхней» и «нижней точки» выбирается отдельно с учетом его этажности и размеров. В качестве примера рассмотрим здание-2 (трехэтажное административное здание). Для него выбиралось по три-четыре точки на одном «следе» точек лазерных отражений (рис. 7).

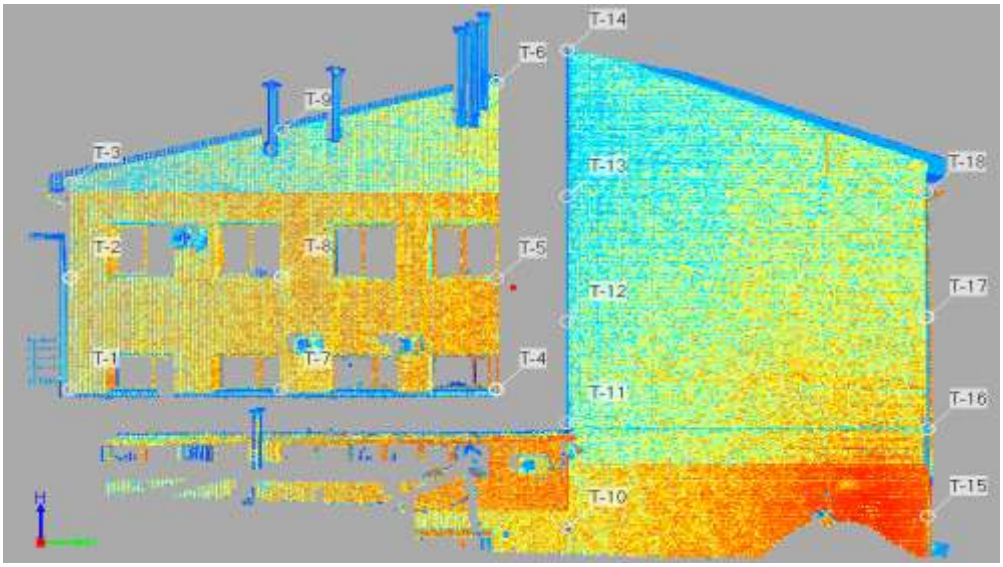


Рисунок 7 – Расположение точек на фасадах здания-2

Скан здания был разделен условно на две части: «фасад-1» (удаленный от точки стояния прибора) и «фасад-2» (ближний к точке стояния прибора). По плоским пространственным координатам пар точек из одного «следа», взятого в конкретном месте фасада, рассчитывались крены стены здания в данном месте. Координаты точек определялись средствами программы ScanMaster. Для «фасада-1» было выделено три тройки точек, для «фасада-2» соответственно, две четверки точек на одном «следе».

В качестве примера вычисления кренов рассмотрим результаты их определения для «фасада-1» здания-2. В таблице приведены результаты расчета кренов стен «фасада-1» по координатам пар выбранных точек. Через Q обозначены линейные величины кренов, вычисленные как результирующие составляющих крена по координатным осям X (N) и Y (E). В последнем столбце таблице указаны знаменатели кренов, выраженных в относительной мере.

Таблица

Результаты расчета кренов фасада-1

№ т.т.	**E**	**N**	**H**	**DE, мм**	**DN, мм**	**DH, мм**	**Q, мм**	**1/Q знаменатель**
Край стены								
Т-1	96,488	86,568	4,781					
				-23	10	3555	26	138
Т-2	96,465	86,578	8,336					
				-27	3	3029	28	108
Т-3	96,438	86,581	11,365					
				-50	13	6584	52	126
Край стены								
Т-4	96,322	98,287	4,752					
				-27	5	3575	28	129
Т-5	96,295	98,292	8,327					
				-72	-3	6304	72	87
Т-6	96,223	98,289	14,631					
				-99	2	9879	100	99
Средняя часть стены								
Т-7	96,398	92,345	4,77					
				-16	15	3603	22	165
Т-8	96,382	92,36	8,373					
				-43	3	4714	44	108
Т-9	96,339	92,363	13,087					
				-59	18	8317	62	135

Таким образом, использование наземного лазерного сканирования в целях проведения геотехнического мониторинга состояния зданий окружающей застройки, попадающих в зону влияния возводимых объектов строительства, позволяет оперативно получить и объективно оценить количественные характеристики изменения геометрических параметров зданий и сооружений, находящихся в зоне влияния этих объектов.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Азаров Б.Ф. Использование наземного лазерного сканирования для обследования состояния берегов Красноярского водохранилища / Б.Ф. Азаров, Е.А. Федорова // Геопрофи. – 2014. – № 1. – С. 46-52.

2. Руководство пользователя ScanMaster, TOPCON Corporation, 2010. – 144 с.

3.Зайцев А.К. Геодезические методы исследования деформаций сооружений / А.К. Зайцев, С.В. Марфенко, Д.Ш. Михелев и др. – Москва : Недра, 1991. – 272 с.

УДК 624.155.116; 131.524

БАБАЕВ В.Н., научный сотрудник (НИИОСП им. Н. М. Герсеванова)
г. Москва, Россия

ВЫСОКОПРОЧНЫЙ ЧУГУН С ШАРОВИДНЫМ ГРАФИТОМ – МАТЕРИАЛ ДЛЯ ПРОИЗВОДСТВА СВАЙ

В строительной практике в последние годы активно применяют стальные трубчатые сваи и железобетонные сваи-оболочки для устройства фундаментов [2-7], [9-19]. Трубы из чугуна ранее широко использовались в качестве колонн.

Однако в связи с началом производства чугунных труб, имеющих в своем составе шаровидный графит (ВЧШГ), их начинают применять в фундаментах [19-22].

Авторами статьи были проведены испытания грунтов трубчатой чугунной сваей в полевых условиях с целью определения ее несущей способности по грунту (рис. 1). Кроме того, несущая способность сваи по грунту определялась расчетом по СП 24.13330.2011.(Свод правил. Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85) [1-7], [9-11], [13], [15-18].

Опытные работы по погружению и испытанию свай (ВЧШГ) проводились в ноябре-декабре 2018 г. Опытная площадка расположена в Ново-Московском Административном округе города Москвы (поселение Московский). Рельеф территории спокойный.

Рисунок 1 – Стенд для испытания свай ВЧШГ

В геологическом строении до разведанной глубины принимают участие современные отложения, отложения верхнего, среднего и нижнего звеньев неоплейстоцена, а также породы верхнего отдела меловой системы и верхнего отдела юрской системы.

Грунты, вмещающие трубную составную чугунную сваю, характеризуются залеганием следующих слоев (рис. 2):

ИГЭ 5 – Суглинок тугопластичный до глубины – 3,18 м (γ = = 21,2 кН/м³; φ = 22°; с = 35,0 кПа; Е = 22 МПа);

ИГЭ 7 – Глина тугопластичная – от –3,18 м до –6,96 м (γ = = 19,9 кН/м³; φ = 18°; с = 35,0 кПа; Е = 16,0 МПа);

ИГЭ 9 – Суглинок мягкопластичный – от –6,96 м до –7,41 м (γ = = 20,1 кН/м³; φ = 14°; с = 15,0 кПа; Е = 11МПа);

ИГЭ 8 – Глина полутвердая от -7,41 м до -11,1 м (γ = 2 0,3 кН/м³; φ = 18°;с = 53,0 кПа; Е = 21 МПа);

ИГЭ 12 – Суглинок полутвердый залегает под пятой сваи (γ = = 21,4 кН/м³; φ = 22°; с = 57,0 кПа; Е = 32 МПа).

Составная трубчатая чугунная свая, состоящая из двух секций труб ВЧШГ длиной по 5,9 м каждая с наружным диаметром 118 мм и толщиной стенки 7,5 мм, устраивалась путем расклинивания одной секции трубы в раструбе другой (рис. 3).

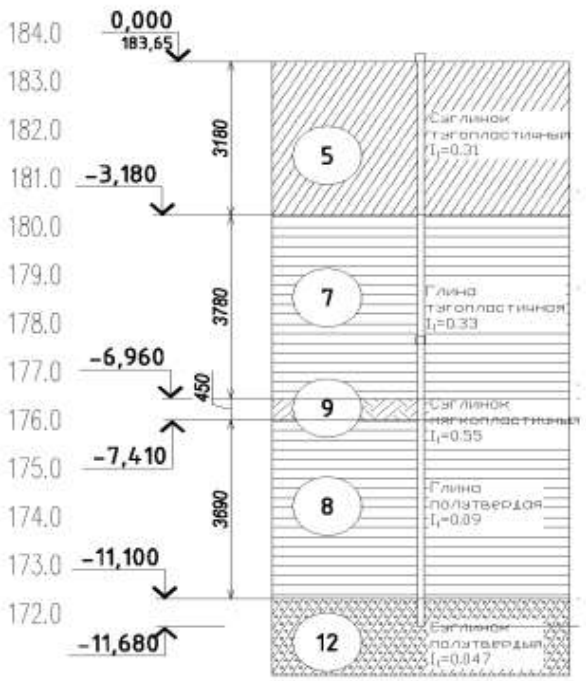


Рисунок 2 – Грунты, вмещающие составную трубчатую чугунную сваю

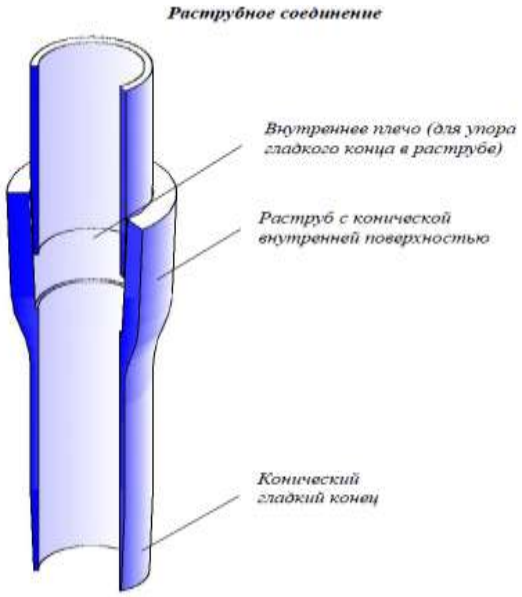


Рисунок 3 – Узел соединения свайных труб ВЧШГ

Вдавливающая нагрузка на трубчатую сваю передавалась с помощью гидравлического домкрата ДГО-200. Давление в гидросистеме, включающей гидродомкрат, контролировалось манометром класса точности 0,6 %.

Нагружение свай производилось ступенями. Нагрузка на каждой ступени, в соответствии с требованиями ГОСТ 5686-2012, выдерживалась до достижения условной стабилизации, которая характеризовалась приростом перемещений, не превышающим 0,1 мм за последние шестьдесят минут

наблюдений. После ее достижения прикладывалась следующая ступень нагрузки. Регистрация вертикальных перемещений сваи осуществлялась двумя прогибомерами 6 ПАО с ценой деления 0,01 мм (рис. 1).

Значение максимальной вдавливающей нагрузки, на которой была достигнута условная стабилизации осадок, составило 16,0 тс при осадке, равной 1,91 мм. По результатам опытных испытаний, расчетов по СП 24.13330.2011 (Свод правил. Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85) и по результатам расчетов по программе PLAXIS, используя МКЭ (метод конечных элементов), были построены графики зависимости осадки свай от нагрузки S = f (P) (рис. 4). По данным испытания построены графики изменения осадки сваи во времени по ступеням нагрузки S = f (t) (рис. 4).

График зависимости осадки S (мм) сваи от нагрузки P (тс)

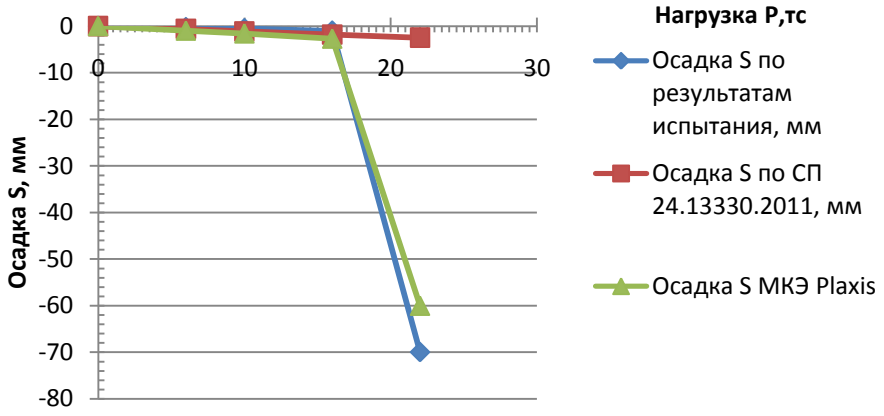


График зависимости осадки S (мм) сваи во времени t (мин) на разных ступенях нагрузки P (тс)

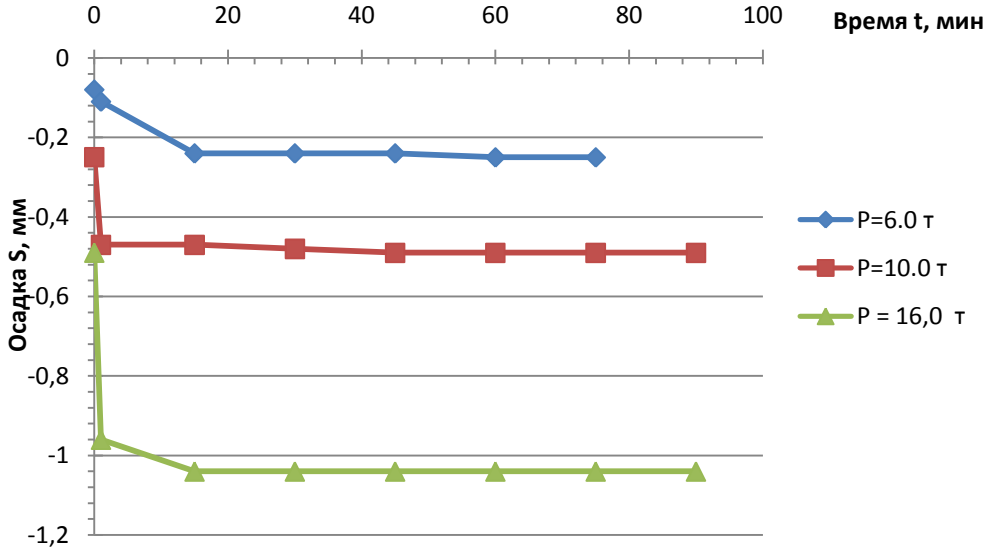


Рисунок 4 – Графики результатов испытаний грунтов сваей из ВЧШГ

Для расчета методом конечных элементов использовался программный комплекс PLAXIS. В поставленной задаче использовалась осесимметричная модель. Грунт и свая моделировались с помощью пятнадцатиузловых элементов. Взаимодействие сваи с грунтом осуществлялось с помощью интерфейсных элементов. Нагружение свай производилось поэтапно. Физико-механические показатели грунтов приведены в соответствии с данными инженерно-геологических изысканий.При моделировании данной задачи за максимальную вдавливающую нагрузку принималась нагрузка, доведенная опытным путем до стадии развития осадок сваи без стабилизации (22 тс).

Несущая способность испытуемой сваи Fd по результатам испытаний составляет 16 тс. Расчетная нагрузка, допускаемая на составную сваю ВЧШГ по грунту, равна 13,3 тс.

Авторами статьи была определена несущая способность по грунту составной чугунной сваи по СП 24.13330.2011, как для забивной сваи, равная 22 тс. Учитывалось сопротивление трению только нижней секции составной сваи, поскольку контакт с грунтом в пределах верхней секции отсутствовал из-за раструба, который при погружении оставлял свободное затрубное пространство.

Расчет несущей способности свай ВЧШГ по СП 24.13330.2011 производился с коэффициентом условий работы под нижним концом сваи равном $\gamma cR=1$, так как в нижнем конце трубы Ø118 мм при погружении образовывалась грунтовая пробка высотой 1 м. Поэтому площадь опирания пяты сваи равна наружному диаметру трубы и полностью включается в работу.

Значение несущей способности трубчатой чугунной сваи, определенное по СП 24.13330.2011 соответствует значению несущей способности, установленному статическими испытаниями при условии введения понижающего коэффициента, равного 0,5, к силам трения на боковой поверхности по СП 24.13330.2011.

Коррозионная стойкость

При проектировании и строительстве фундаментов, особенно в городских условиях, необходимо учитывать фактор деградации материала сваи с течением времени, особенно при применении металлических трубных свай. Между материалом сваи (причем это относиться и к металлическим и к бетонным и деревянным сваям) и соприкасающимся с ней грунтом происходят электрохимические реакции, которые приводят к коррозии металла и деградации бетона; причем интенсивнее эти процессы происходят в грунтах с малым удельным сопротивлением, с большим содержанием органических веществ, в искусственно насыпанных грунтах. Коррозионный потенциал почвы так же зависит от концентрации хлоридов или сульфидов в грунтовых водах, их высокого или низкого pH, блуждающих токов.

Если сравнивать трубные сваи из стали и ВЧШГ (как наиболее близкие по конфигурации, механическим характеристикам, химсоставу) то зна-

чительно большей коррозионной стойкостью к воздействию почв обладают сваи из ВЧШГ. Это обусловлено, в первую очередь, способом производства. Сваи из ВЧШГ производятся методом центробежного литья в интенсивно охлаждаемую металлическую форму. Полученная отливка затем подвергается высокотемпературному графитизирующему отжигу в проходной печи. Эти операции способствуют образованию на поверхности сваи тонкой пленки, состоящей из оксидов и карбидов железа, которая ее надежно предохраняет от воздействия внешней среды. Стальная трубная свая изготавливается, как правило, или из листовой заготовки или методом проката заготовки, что не способствует образованию на поверхности защитной пленки из карбидов и окислов. Кроме того, в стали значительно меньшее в сравнении с ВЧШГ содержание углерода, который снижает коррозионную активность железа.

В качестве примера можно привести результаты исследований, проведенных специалистами Венского технологического университета на коррозионную стойкость стальных и чугунных образцов свай (LinhardtandBall, 2014). Образцы были помещены на 440 дней в контейнер, заполненный в нижней части песком, а в верхней – мелким гравием и залитым электролитом (деионизированная вода и растворенные соли) через который пропускался слабый ток. Такая среда в нижней части контейнера моделирует застойную, мало содержащую кислорода среду характерную для нижних секций сваи, в то время как верхняя часть (гравий) характеризуется более высоким содержанием кислорода и имитирует верхние секции сваи.

После выемки образцов отчетливо видно, что стальные были подвержены питтинговой коррозии в значительной большей степени, чем из ВЧШГ. Это обусловлено, в первую очередь, отсутствием защитной окислокарбидной пленки на поверхности стальных свай, в то время как на чугунном образце наблюдались отдельные точечные очаги питтинговой коррозии. Дополнительными мерами, значительно улучшающими коррозионную стойкость свай из ВЧШГ являются:

1) применение бетонного раствора для заполнения внутритрубного и затрубного пространства (об этом говорилось выше). Сочетание внутреннего и наружного бетона, заполняющего кольцевое пространство вокруг сваи, полностью герметизирует материал сваи и защищает от воздействия коррозионной среды.

2) возможность применения свай из ВЧШГ с увеличенной толщиной стенки (рис. 5). Если проектной документацией не предусмотрено применение бетона при забивке свай из ВЧШГ, а коррозионная активность грунта высокая, можно воспользоваться сваей с более толстой стенкой (10,6 мм). При этом «дополнительная» толщина стенки будет использоваться в качестве «жертвенного» слоя, на котором будут образовываться окислы железа, препятствующие дальнейшему развитию коррозии стенки сваи.

Figure 1: Picture of Samples prior to Testing

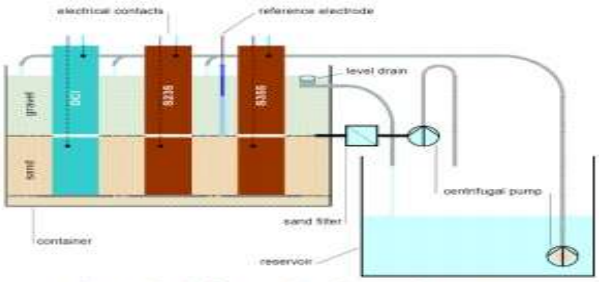


Figure 2: Schematic of Test Setup

Рисунок 5 – Образцы свай и тест на коррозионную активность

Рисунок 6 – Образцы свай после испытаний до зачистки и после зачистки боковой поверхности

По данным зарубежных норм и стандартов коэффициенты потерь на коррозию при проектировании фундаментов с применением свай из ВЧШГ колеблются от 1 мм/50 лет до 1,75 мм/50 лет (FHWAUSA – федеральное управление автодорог). Австрийский институт стандартов приводит данные от 0,6 до 1,75 мм в течение 50 лет в зависимости от потенциала коррозии почвы. В другом справочнике сообщается о потере толщины стенки 1 мм в течение 100 лет при нормальных условиях (0,75 мм в 75 лет) и при экстремальных условиях 1,5 мм в 75 лет (Schutz, etal 1999).

Основываясь на этих данных сваи из ВЧШГ, за рубежом, включают в конструкции с низкой скоростью коррозии (таблица).

Таблица

Сравнительная скорость коррозии [8]

Тип (марка) материала	**Средняя скорость коррозии, мм/год**
Сталь с внутренним антикоррозионным покрытием на основе краски ПЭП-585	0,090 – 0,102
Сталь 20КТ без покрытий	0,507 – 0,777
Высокопрочный чугун с шаровидным графитом (ВЧШГ) без покрытий	**0,030 – 0,050**

Выводы:

1. Статическим испытанием составной сваи ВЧШГ Ø118 мм и длиной 12 м в грунтовых условиях площадки установлена несущая способность, равная 16 тс. Значение расчетной нагрузки, допускаемой на сваю по грунту, составляет 13,3 тс.

2. Несущая способность испытуемой сваи по грунту по СП24.13330.2011, определена без введения понижающего коэффициента к силам трения на боковой поверхности нижней секции сваи равной 22 тс, а расчетная нагрузка, допускаемая на сваю ВЧШГ по грунту, составляет 15,7 тс.

3. Значение понижающего коэффициента к силам трения на боковой поверхности сваи, приведенным в 24.13330.2011 для забивных свай, определено равным 0,5 применительно к трубчатым чугунным сваям, и грунтовым условиям опытной площадки. Значение несущей способности трубчатой сваи, определенное расчетом по СП 24.13330.2011 с учетом установленного коэффициента, идентично значению несущей способности, достигнутому испытанием.

4. Скорость коррозии высокопрочного чугуна с шаровидным графитом без покрытия составляет 0,03-0,05 мм/год, что в два раза меньше скорости коррозии стали с антикоррозийным покрытием и на порядок меньше чем у стали без покрытия.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Аникин А.А., Мороз А.И., Жашков В.С., 2006. Метод определения толщины поверхностной коррозии металлических конструкций при обследовании и оценке технического состояния сооружений. Сборник научных трудов НИИОСП им. Н.М. Герсеванова. Изд-во ЭСТ с. 158-162.

2. Бахолдин Б.В., 1973. Современные конструкции свай и ростверков. Изд-во Стройиздат, Москва.

3. Бурин И.И., Хасхачих Г.Д. 1987. Применение свай-оболочек в портовом строительстве. Изд-во Транспорт, Москва.

4. Вишневецкий Г.Д. 1979. Связь между осадкой и нагрузкой для нелинейно-деформируемого полупространства с учетом ползучести. Механика стержневых систем и сплошных сред. Межвуз. темат. сб. трудов ЛИСИ,-Д. с.30-34.

5. Герсеванов Н.М. 1932. Определение сопротивления свай. Изд. 2-е. –М.–Л: Госстройиздат, с.87.

6. Глаговский В. Б., Соснина С. А. 2004. Расчет деформации сваи-оболочки под действием горизонтальной нагрузки и изгибающего момента. Известия ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева, том 243.

7. Глотов Н.М. 1969. Исследования несущей способности фундаментов из свай и оболочек. Изд-во Транспорт, Москва с.191.

8. Гостинин И.А., 2014. Сравнительный анализ срока службы трубопроводов с внутренним антикоррозионным покрытием и трубопроводов из стали 20 КТ в Западной Сибири Территория Нефтегаз № 6 2014, с. 56-58;

9. Кезди А. 1957. Несущая способность свай. Науч. тех. бюл. Основания и фундаменты, № 20.

10. Луга А.А. 1952. Работа грунтового ядра забиваемых свайных оболочек с открытым нижним концом. Труды НИИ ж.-д. строительства и проектирования, вып.4, М.: Трансжелдориздат. с. 89-104.

11. Марсов В.А., Тульчинский М. Д. 1965, Фундаменты из трубчатых свай с грунтовым ядром. В кн.: Исследование несущей способности оснований фундаментов. Труды ЦНРШС, вып. 56. Изд-во Транспорт, Москва : – с. 83-98.

12. Опыт проектирования и строительства фундаментов, в том числе свайных, стационарных платформ для разведки и добычи нефти и газа на континентальном шельфе при глубинах до 200м. М.: ГНИ Фундаментпроект, НИИОСП. 1982, с. 12-37.

13. Прудентов А.И. 1966. Несущая способность железобетонных трубчатых свай с грунтовым ядром. Изд-во Стройиздат, Москва -89с.

14. Проектирование и возведение фундаментов транспортных зданий и сооружений из свай и оболочек в сложных грунтовых условиях. 1974.Тезисы докладов научно-технического семинара. Ленинград. с.251.

15. Рахаринуси А.П. 1998. Взаимодействие стальных трубчатых свай с основанием. В кн.: Научно-методическая конференция 98, часть II. Санкт-Петербург: СПГУВК, с. 162.

16. Соколов Г.А. 1995. Оценка несущей способности свай кольцевого сечения по высоте грунтового ядра. Труды Российской конференции по механике грунтов и фундаментостроению. С.-Петербург, с. 604-606.

17. Сорокин П.П. 1966. Научные исследования ВНИИГСА в области применения трубчатых свай и колодцев-оболочек в гидротехническом и промышленном строительстве. Изд-во Оргтранстрой. Москва.

18. Соснина С. А. 2003. Оценка несущей способности висячих забивных свай оболочек гидротехнических сооружений. Гидротехническое строительство, № 2.

19. Уваров Л.А. 1989. Определение напряжений и высоты грунтового ядра в погруженной свае-оболочке. КВМ 5-277-00673-7. Морские инженерные изыскания и портовое гидротехническое строительство. Москва с. 63-66.

20. Bohn C.; Santos, A.L.; Frank R.: Development of axial pile load transfer curves based on intrumented load tests, Joumal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Nr. 143, H. 1,S. 04016081-1-04016081-15, 2017.

21. Hayden, M. 2011. Pile HAY-Proof-System® (Pile H-P-S) - New Test Method for Static Load Test of Slender Piles. Proc. 11th ISM int. Workshop on Micropiles, Milan.

22. Hayden, M., Kirchmaier, T. 2010. Pile HAY-Proof-System (Pile HPS) Neuartiges Sistem.

УДК 624.131.7: 519.688

БОРИСОВА А.С., аспирант (Дальневосточный Государственный Университет Путей Сообщения)
КУДРЯВЦЕВ С.А., д.т.н., профессор, (Дальневосточный Государственный Университет Путей Сообщения)
г. Хабаровск, Россия

ТЕПЛОФИЗИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ВЕЧНОМЕРЗЛОГО ОСНОВАНИЯ ВОДОПРОПУСКНОЙ ТРУБЫ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОЙ НАСЫПИ В ЗАВИСИМОСТИ ОТ НАПРАВЛЕНИЯ ВЕТРА

На сегодняшний день разработаны различные методы по сохранению вечной мерзлоты в зоне влияния строительства: классические, такие как устройство проветриваемого подполья, устройство свайного фундамента с продухами, также современные, такие как установка термостабилизирующих устройств, регулирующих температуру в толще вечномерзлые основа-

ния. Последние сейчас активно применяется при строительстве крупнейших производственных объектов на территории распространения мерзлых грунтов. Данные мероприятия направлены на термостабилизацию грунта.

В процессе влияния строительных объектов на вечномерзлый грунт возможны деформации и другие негативные последствия существующих сооружений. При освоении территории не исключается возможность увеличения глубины сезонного оттаивания и деградация вечной мерзлоты. Деформации грунтового основания зданий, осадка, разрушение основания линейных сооружений (автодороги, ж/д пути) и иных строительных объектов, для которых основанием служит вечномерзлый грунт, остаются актуальными проблемами.

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫХ НАСЫПЕЙ В СЛОЖНЫХ ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЯХ

Строительство линейных объектов с большой протяженностью является сложной геотехнической задачей из-за неоднородности геологического разреза вечномерзлого основания. Направление господствующих ветров еще больше усложняет данную задачу.

В данной работе исследовалось изменение теплофизического режима вечномерзлого грунта на участке железнодорожного пути с устройством в теле насыпи водопропускной трубы для климатических характеристик района строительства г. Тында, [1, пункты 3,4, 5]. Устройство тела насыпи в высоту 4 м выполнено из насыпного песчаного грунта, основание верхнего строения пути из щебня. Для пропуска стоков воды в теле насыпи устроена водопропускная труба прямоугольного сечения 1,5 м×1,7 м длиной 20 м. Данная конструкция трубы применима в суровых климатических условиях, в данном случае при наледообразовании и наличие мерзлых грунтов.

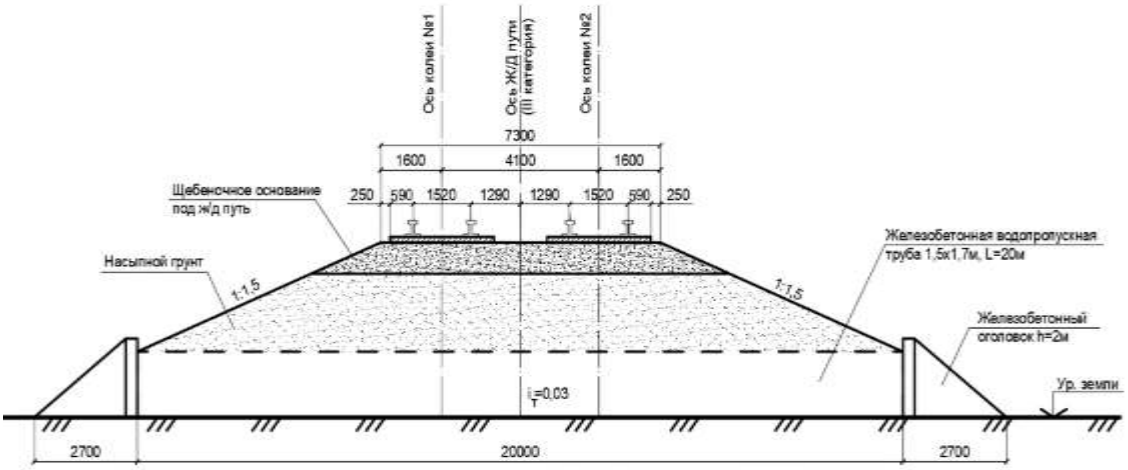


Рисунок 1 – Конструкция водопропускной трубы железнодорожного пути

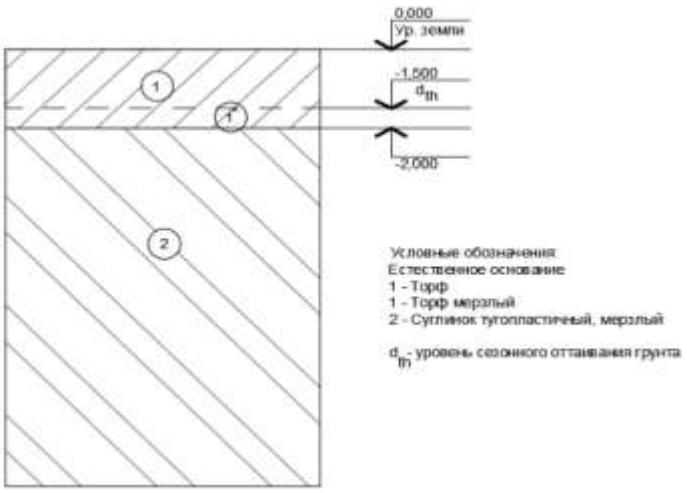


Рисунок 2 – Естественное основание

Слои грунта основание выбрано экспериментально, расчет отметки сезонного оттаивания выполнен для торфа, физические и теплофизические характеристики назначены в соответствии с [2, Прил. Б].

Для детального изучения влияния подземной части водопропускной трубы на процессы промерзания оттаивание мерзлого основания были рассмотрены три варианта фундамента: плитный на щебеночном основании, ленточный фундамент по всей длине водопропускной трубы, заглубленный ниже отметки оттаивания грунта и столбчатый с отметкой заложения ниже уровня сезонного оттаивания грунта. Отметки заложения ленточного и столбчатого фундамента идентичны.

На рис. 3 изображена схема конструкций водопропускной трубы в теле насыпи с указанием отметок.

а) б)

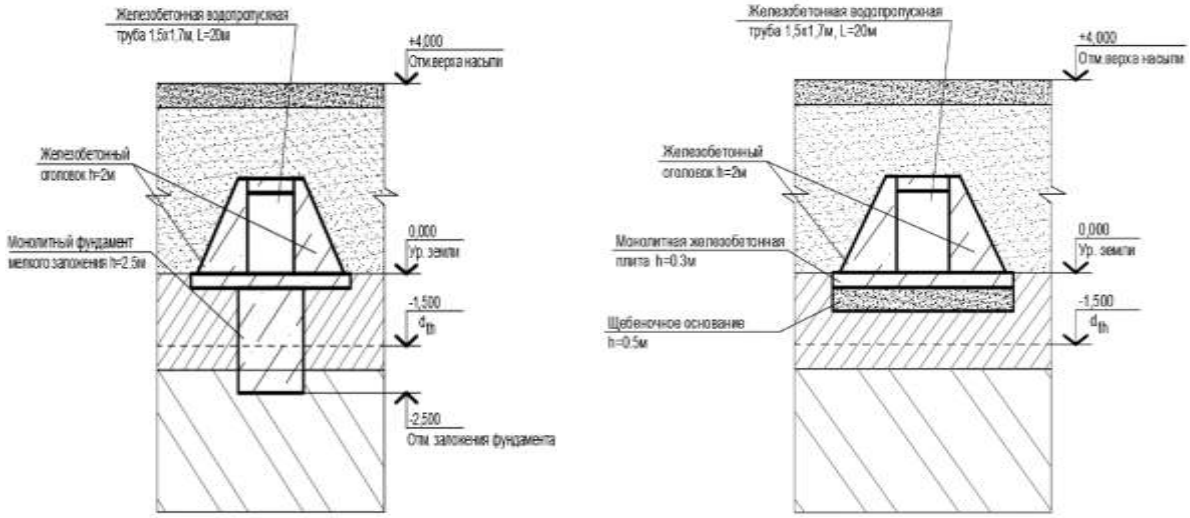


Рисунок 3 – Отметки заложения фундамента под водопропускную трубу: а) столбчатый фундамент/ленточный фундамент; б) фундаментная плита

Конфигурации фундаментов выбраны конструктивно для изучения изменения температурного поля вечномерзлого грунта и его деградация в последствии застройки, расчеты по несущей способности и по деформациям в данной работе не выполнялись.

Целью данной работы является анализ процессов промерзания и оттаивания грунта во время эксплуатации строительного объекта в сложных геологических условиях с различными конфигурациями фундаментной части и с учетом влияния внешний природных воздействий в зависимости от ориентации объекта строительства. В данном исследовании изучено изменение температурного режима вечномерзлого основания грунта в зоне застройки при различной ориентации сооружения относительно сторон света.

Рассмотрено два случая расположения линейного объекта относительно сторон света:

1) водопропускная труба выполняет роль вентилируемого пространства в случае ее размещению параллельно влиянию господствующего ветра, дующего с запада, направление железнодорожного пути Север-Юг;

2) водопропускная труба защищена от воздействия ветра в случае ее размещения перпендикулярно действию господствующих ветров, направление железнодорожного пути Запад-Восток.

Расчетные климатические данные, расчет теплообмена на поверхности грунта и конструкций приняты согласно [1, пункты 3,4,5; 3. п.5; 4, Прил. Г; 5, п.6]. Данные значения принимались для расчета за годовой период времени.

Теплофизические параметры для расчета

Температурный режим

В случае если конструкция водопропускной трубы защищена от солнечного воздействия, то температура наружной поверхности трубы принята согласно среднемесячным данным без учета солнечной радиации и испарения.

Расчет распределения температур на внутренней поверхности водопропускной трубы рассчитаны с учетом величины затухания колебаний температуры в слое железобетонной конструкции. Грунты основания – высокотемпературные, значения приняты экспериментально, заданная температура сезонноотаивающего слоя -0,5 °С, вечномерзлого – 1,3 °С.

Условия теплообмена

Интенсивность теплообмена на поверхности характеризует интенсивность передачи между поверхностью тела и окружающей средой при разности температур.

Граничными условиями (далее ГУ) для решения теплофизической задачи является распределение температуры по поверхности грунта и конструкций, и коэффициент теплоотдачи, рассчитанный по формулам:

1. Для поверхности грунта и насыпи:

$$\alpha = 10\sqrt{v}, \quad (1)$$

где v – скорость ветра, м/с, в расчет приняты значения средней скорости ветра за холодный и теплый период года.

2. Для внутренней поверхности железобетонной трубы:

Расчет коэффициента теплоотдачи внутренней поверхности железобетонной трубы (ГУ железобетонная труба – грунт) выполнен методом интерполирования нормативных значений коэффициента теплоотдачи [5, табл. 6.1] и температуры наружного воздуха для конструкций, защищенных от ветра.

3. Для наружной поверхности водопропускной трубы (ГУ железобетонная труба – наружный воздух).

3.1. Коэффициент теплоотдачи наружной поверхности водопропускной трубы, расположенной с наветренной стороны, рассчитывается по формуле:

$$\alpha = 5{,}8 + 11{,}6 * \sqrt{v}, \quad (2)$$

где v – скорость ветра, м/с, в расчет приняты значения средней скорости ветра за холодный и теплый период года.

3.2. Коэффициент теплоотдачи наружной поверхности водопропускной трубы, расположенной перпендикулярно к направлению ветра принят согласно п. 2.

МЕТОДИКА РАСЧЕТА ТЕМПЕРАТУРНОГО РЕЖИМА В МАССИВЕ ГРУНТА

Исследование температурного режима вечномерзлого грунта выполнялись в программном комплексе FEMModels программой «Termoground» в годовом цикле влияния температур на грунт [6-19].

Процессы промерзания-оттаивания в программном модуле «Termoground» описываются уравнением теплопроводности с учетом фазовых превращений грунтовой воды в интервале отрицательных температур для нестационарного теплового режима в трехмерном грунтовом пространстве следующим уравнением:

$$C_{th(f)}\rho_d \frac{\partial T}{\partial t} = \lambda_{th(f)}\left(\frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial z^2}\right) + q_V, \quad (3)$$

где $C_{th(f)}$ – удельная теплоемкость грунта (талого или мерзлого) (Дж/кГ·К); ρ_d – плотность сухого грунта (кГ/м^3); T – температура (К);

t – время (с); – теплопроводность грунта (талого или мерзлого) (Вт/м·К); x, y, z– координаты (м); q_V – мощность внутренних источников тепла (Вт/м^3).

Это уравнение позволяет определять величины входящего и выходящего теплового потока из элементарного объема грунта, оставляя основной поток объема грунта в точке во времени равным изменению величины теплооборотов.

Функция теплоемкости состоит из двух частей. Первая часть – объемная теплоемкость грунта (талого или мерзлого) и вторая часть – скрытая теплота фазовых переходов в интервале отрицательных температур поглощенная или отданная грунтом из-за изменений фазы грунтовой воды, представленная в виде:

$$\mathrm{C}_{(f)} = \mathrm{C}_{(f)} + L_0 \frac{\partial W_w}{\partial T}. \quad (4)$$

Подставляя соотношение 4 в выражение 3, получим полное дифференциальное уравнение:

$$\rho_d \left(C_{th(f)} + L_0 \frac{\partial W_w}{\partial T} \right) \frac{\partial T}{\partial t} = \lambda_{th(f)} \left(\frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial z^2} \right) + q_V, \quad (5)$$

где $C_{th(f)}$ – удельная теплоемкость талого или мерзлого грунта (Дж/кГ·^{0}С); ρ_d – плотность сухого грунта (кГ/м^3); T – температура ($^\circ$С); t – время (с); L_0 – удельная теплота фазовых превращений «вода-лед» в расчете на единицу массы (Дж/кг);$\lambda_{th(f)}$ – теплопроводность талого или мерзлого грунта (Вт/м·$^\circ$С); x, y, z– координаты (м); q_V – мощность внутренних источников тепла (Вт/м^3); W_w–влажность незамерзшей воды в грунте.

Данная формула представляет возможным учитывать изменения компоненты скрытой теплоты фазовых переходов в интервале отрицательных температур поглощенной или отданной грунтом из-за изменений фазы грунтовой воды.

АНАЛИЗ ПОЛУЧЕННЫХ РЕЗУЛЬТАТОВ

Расчет изменения температурного режима водопропускной трубы железнодорожной насыпи на вечномерзлом грунте выполнялся в годичном периоде, согласно техническим рекомендациям стартовый месяц для рас-

чета вечномерзлых грунтов принят октябрь. Период отвода стоков талой и дождевой воды – апрель – сентябрь. Результаты численных расчетов влияния конструкции водопропускной трубы на вечномерзлое основание в зависимости от направления господствующего ветра.

Направление железнодорожного пути Запад-Восток, водопропускная труба защищена от воздействия ветра

На рис. 4-8 показаны результаты расчетов процесса максимального промерзания основания грунта под водопропускной трубой.

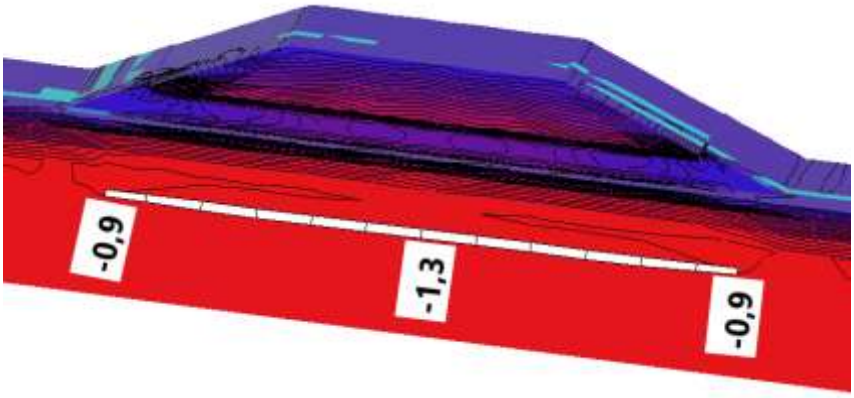


Рисунок 4 – Изолинии температур и эпюра распределения температур основания под столбчатым фундаментом водопропускной трубы за февраль месяц

В местах заполнения насыпным грунтом в конструкции столбчатого фундамента, а в период максимального промерзания грунта образуются зоны с более высокими температурами.

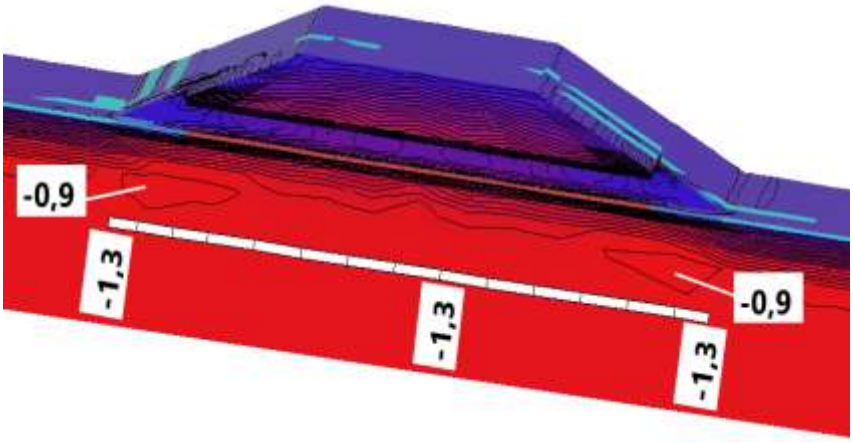


Рисунок 5 – Изолинии температур и эпюра распределения температур основания под ленточным фундаментом водопропускной трубы за февраль месяц

Под основанием ленточного фундамента по всей длине распределение температуры с одинаковыми значениями. Происходит образование участков с более высокими температурами в зоне влияния оголовков. Такие же зоны образуются при устройстве фундаментной плиты (рис. 6).

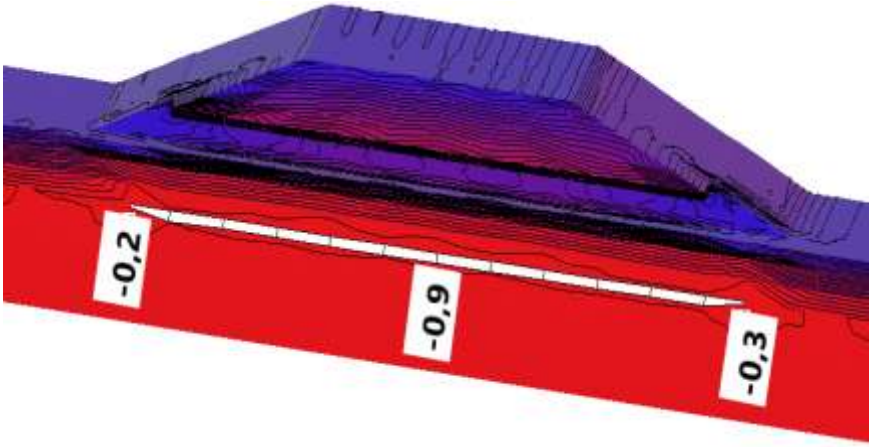


Рисунок 6 – Изолинии температур и эпюра распределения температур основания под фундаментной плитой водопропускной трубы за февраль месяц

Результаты теплотехнических расчетов показали, что в наиболее холодный период года максимальное промерзание основания в зоне влияния ленточного фундамента.

На рис. 7-9 показаны результаты температурных изменений в мерзлом основании в зоне застройки железнодорожной насыпи с устройством трубопровода в годичном цикле на начало периода замерзания.

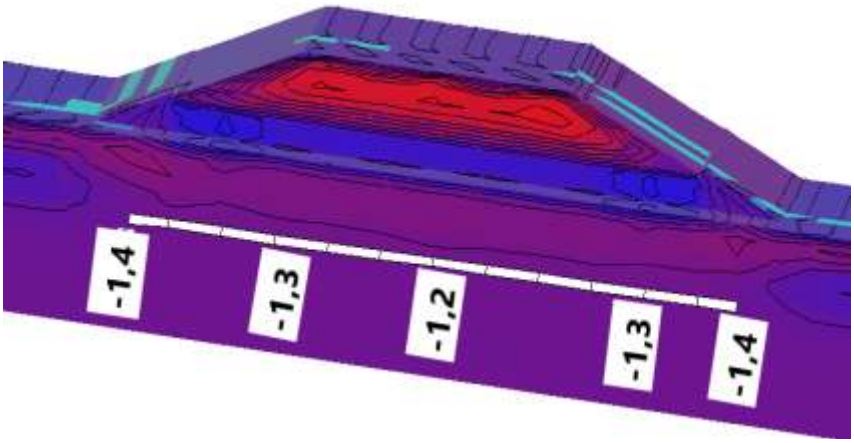


Рисунок 7 – Изолинии температур и эпюра распределения температур основания подстолбчатым фундаментом водопропускной трубы на период одного года

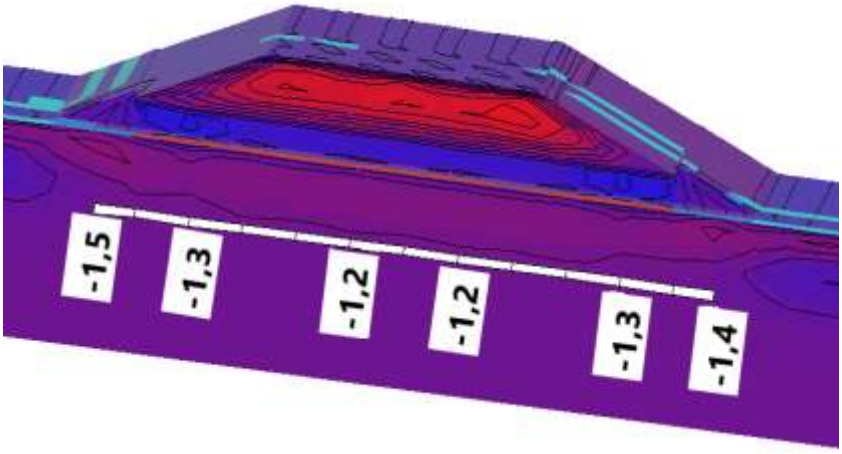


Рисунок 8 – Изолинии температур и эпюра распределения температур основания под ленточным фундаментом водопропускной трубы на период одного года

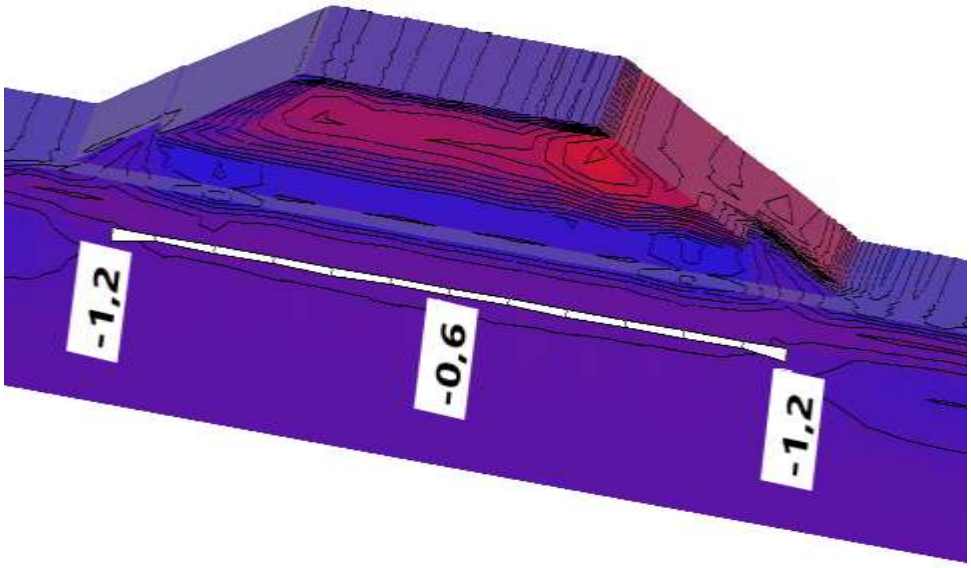


Рисунок 9 – Изолинии температур и эпюра распределения температур основания под фундмантной плитой водопропускной трубы на период одного года

Значения температуры вечномерзлого основания в зоне влияния насыпи с водопропускной трубой, расположенной с подветренной стороны, варьировались в течение расчетного года в зависимости от температуры наружного воздуха.

Вне зависимости от конструкции фундаментной части водопропускной трубы происходит формирование отрицательных температур к периоду начала замерзания грунта основания согласно заданным температурным характеристикам грунта основания.

Направление жд пути Запад-Восток, размещение водопропускной трубы параллельно движению господстующего ветра

На рис. 10-12 показаны результаты расчетов процесса максимального промерзания основания грунта под водопропускной трубой, расположенной параллельно направлению господстующего ветра. В толще грунта под участками размещения оголовков трубы а в период максимального промерзания грунта образуются зоны с более высокими температурами. Полученные результаты показаны на рис. 10.

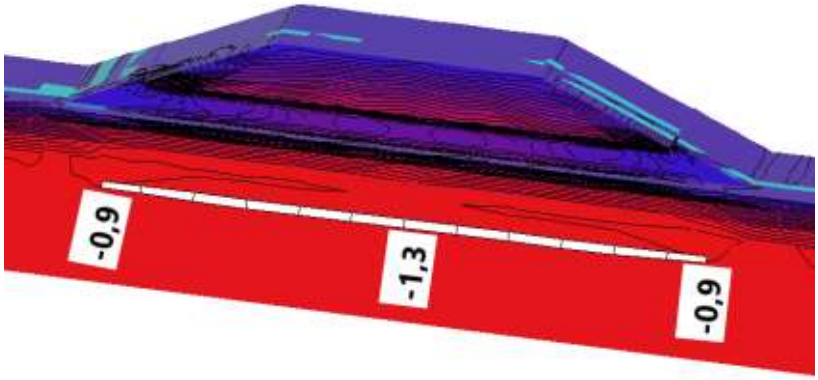


Рисунок 10 – Изолинии температур и эпюра распределения температур основания под столбчатым фундаментом водопропускной трубы за февраль месяц

На рис. 11 показаны изолинии температур и эпюра распределения температур в зоне влияния ленточного фундамента в толще грунта, получились максимальные значения промерзания, амплитуда колебаний в толще грунта больше, чем при устройстве стобчатого фундамента и фундаментной плиты (см. рис. 12), появление участков с высокими температурами в зоне расположения оголовков.

Рисунок 11 – Изолинии температур и эпюра распределения температур основания под ленточным фундаментом водопропускной трубы за февраль месяц

Рисунок 12 – Изолинии температур и эпюра распределения температур основания под фундмантной плитой водопропускной трубы на период одного года

По всей протяженности фундаментной плиты, происходит равномерное распределение температур. В отличие от столбчатого и ленточного фундаментов грунт в зоне расположения оголовков смерзает больше, чем в основании грунта под трубой, отсутствуют появление участков с повыешнной температурой.

На рис. 12-15 показаны изолинии температур и эпюра распределения температур основания на период одного года.

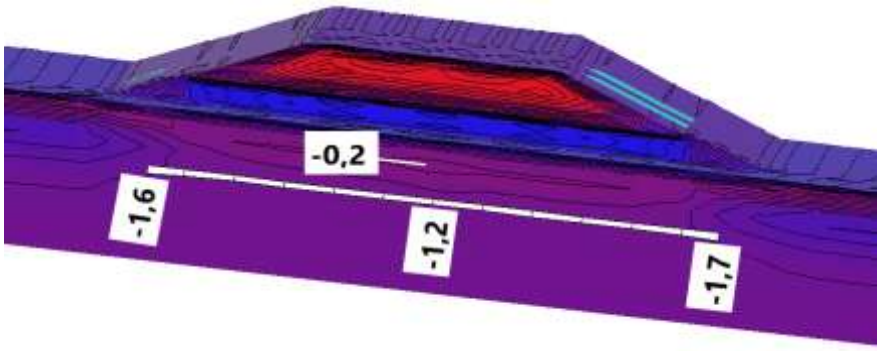


Рисунок 13 – Изолинии температур и эпюра распределения температур основания под столбчатым фундаментом водопропускной трубы на период одного года

Происходит образование участка с высокими температурами в заполнениях грунтом между столбчатыми конструкциями фундамента к началу периода замерзания грунта. Полученные результаты свидетельствует о начале процесса оттаивания несмотря на наступление отрицательных температур наружного воздуха. Оттаивание слоя грунта повлечет за собой деформирование железнодорожной насыпи. Целесообразно принять меры для исключения теплообмена между поверхностью железобетонных конструкций водопропускной трубы и грунтом.

Рисунок 14 – Изолинии температур и эпюра распределения температур основания под ленточным фундаментом водопропускной трубы на период одного года

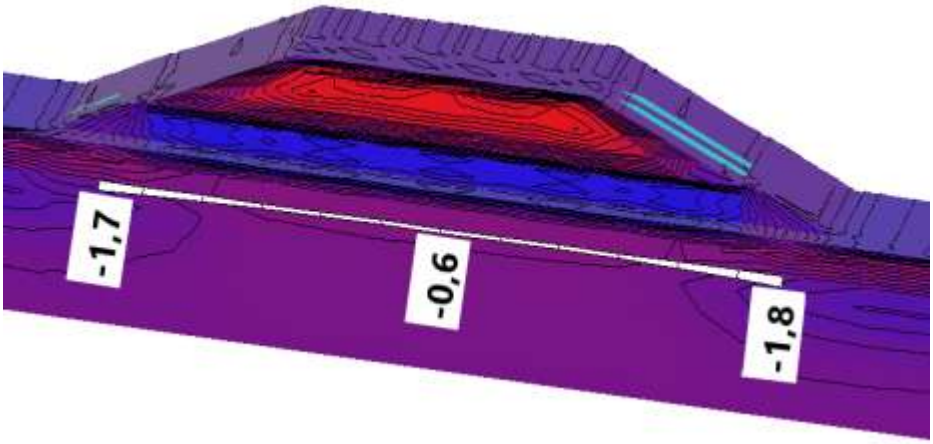


Рисунок 15 – Изолинии температур и эпюра распределения температур основания под фундмантной плитой водопропускной трубы на период одного года

Результаты распределения температур под основанием ленточного фундамента и фундаментной плиты выдали нужные отрицательные значения температуры грунта на период начала замерзания, которые соответствуют заданным параметрам для расчета.

Ниже приведен в графическом виде сравнительный анализ полученных результатов температурных изменений грунта в зависимости от направления ветра.

В данных графиках представлены точки измерения температуры только в зоне влияния фундамента (рис. 16, 17).

При устройстве водопропускной трубы, размешенной по направлению ветра, со столбчатым фундаментом происходит оттаивание грунта на период начала замерзания, что недопустимо.

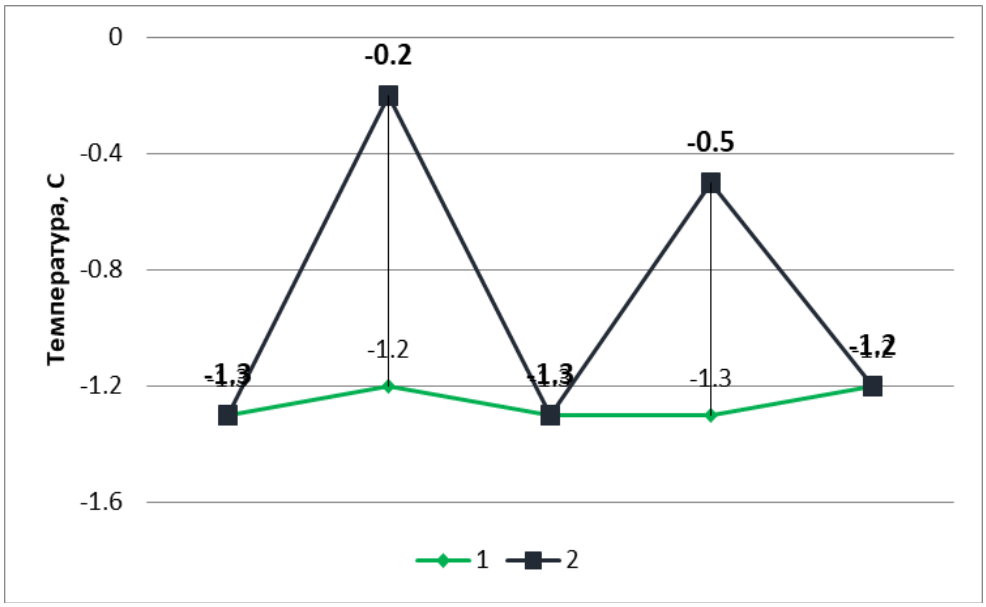


Рисунок 16 – График расспределения температур грунта в зоне влияния стобчатого фундамента, водопропускная труба расположена:
1-перпендикулярно направлению ветра; 2 –паралленьно направлению ветра

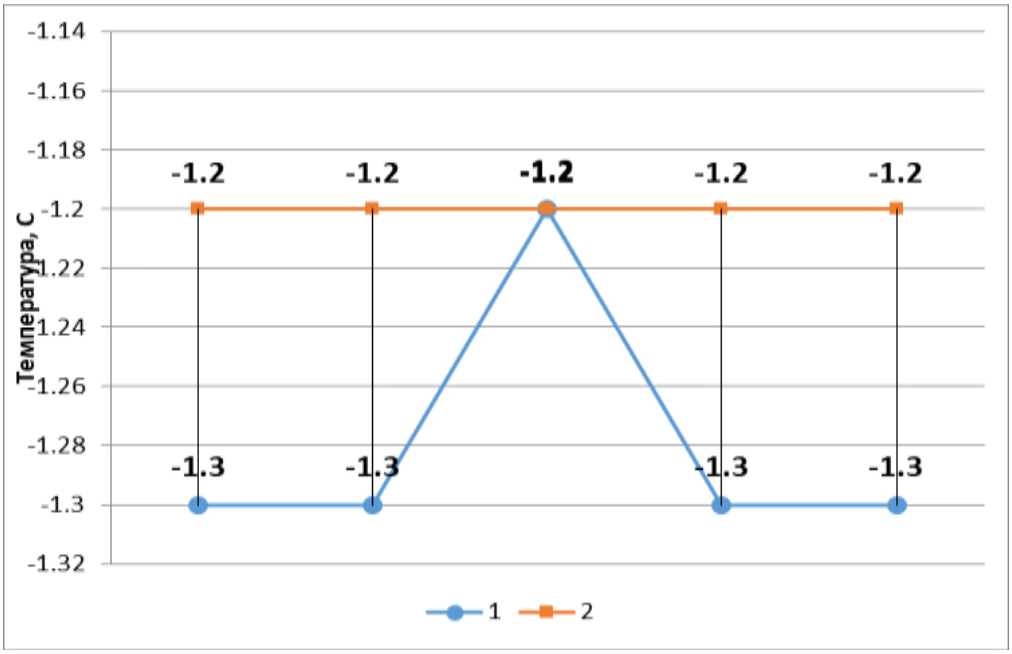


Рисунок 17 – График расспределения температур грунта в зоне влияния ленточного фундамента водопропускная труба расположена:
1 – перпендикулярно направлению ветра; 2 – паралленьно направлению ветра

Разница значений температуры под подошвой ленточного фундамента на период составляет 0,1 °С. Полученное значение температуры на период одного года под фундаментом водопропускной трубы, защищенной от ветра, соответствует заданной на расчет величине температуры грунта.

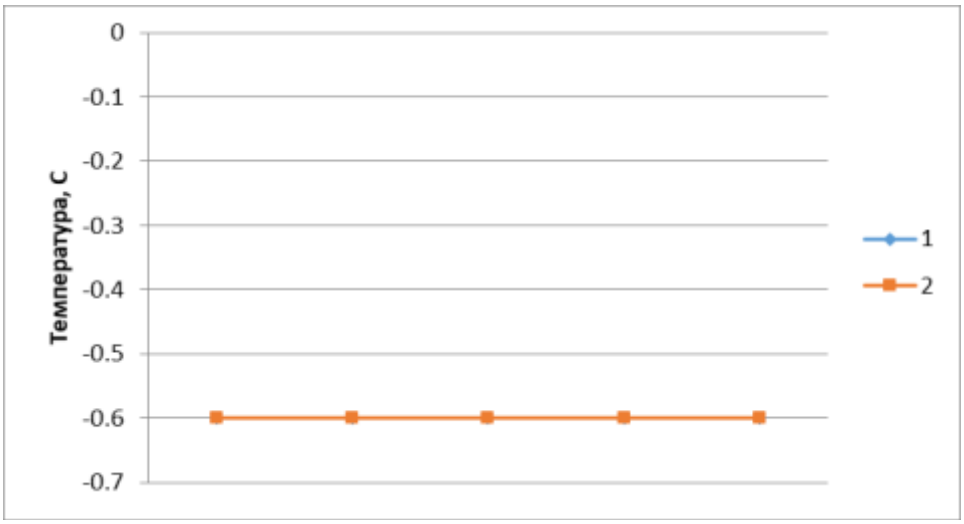


Рисунок 18 – График расспределения температур грунта в зоне влияния фундаментной плиты, водопропускная труба расположена:
1 – перпендикулярно направлению ветра; 2 – паралленьно направлению ветра

Вне зависимости от расположения водопропускной трубы распределение температур под фундаментной плитой идентичное, полученное значение температуры ниже на 0,1 °С от исходныхданных, что допустимо.

Полученные результаты распределения температур под подошвой фундамента в зависимости от ветра показали эффективность учета направления ветра при проектировании сооружений на вечной мерзлоте.

При заданных климатических характеристиках района строительства и температурного режима грунта основания условию сохранения отрицательной температуры отвечает конструкция водопропропускной трубы со всеми рассматриваемыми конфигурациями фундамента.

Под конструкцией столбчатого фундамента водопропускной трубы, расположенной по направлению ветра образуется чаша оттаивания. Температура основания под ленточным фундаментом и фундаментной плитой отвечают требованиям по сохранению мерзлоты.

Выбор конфигурации фундамента зависит от расчетов оснований и фундаментов, технико-экономических показателей.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Исследовалось изменение температурного режима основания вечномерзлого грунта из-за воздействия водопропускной трубы.

2. Была создана модель железнодорожного пути с устройством в теле насыпи водопропускной трубы с разной ориентацией по сторонам света.

3. Выполнен теплофизический расчет методом численного моделирования в программном комплексе «FemModels» в модуле «Termogound».

4. Проведен сравнительный анализ распределения температур основания в зависимости от фундаментной части и ориентации водопропускной трубы.

5. Направление господствующего ветра существенно влияет на температуру основания в зоне застройки.

6. На проектной стадии при наличии метеорологических изысканий при строительстве линейных объектов, имеющих большую протяженность и различные направления, целесообразно проверять процессы промерзания-оттаивания грунта с учетом их ориентации по сторонам света и направлению ветра.

7. Ориентация объекта сооружения по направлению господствующего ветра влияет на скорость теплообмена в зоне вентилируемого пространства.

8. Детальные расчеты влияют на финансовую сторону строительства: уменьшение расход использования дополнительных мер по сохранению мерзлоты на участках, где это не требуется, либо усилить меры по сохранению температурного режима, чтобы в дальнейшем избежать ремонтных работ.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. СП 131.13330.2012 Строительная климатология. Актуализированная редакция СНиП 23-01-99* (с Изменениями N 1, 2), Москва, 2013. –214 с.

2. СП 25.13330.2012 Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах. Актуализированная редакция СНиП 2.02.04-88, Москва: 2012 – 117 с.

3. СП 50.13330.2012 Тепловая защита зданий. Актуализированная редакция СНиП 23-02-2003, Москва: НИИСФ РААСН, 2013 –139 с.

4. СП 354.1325800.2017 Фундаменты опор мостов в районах распространения многолетнемерзлых грунтов. Правилапроектирования и строительства, Москва: ООО «ЦЛИТ», 2017 – 74 с.

5. СП 52-110-2009 Бетонные и железобетонные конструкции, подвергающиеся технологическим повышенным температурам, Москва: НИИЖБ, 2009 –91с.

6. Kudryavtsev S., Borisova F. The research of the freezing and thawing processof the foundations with the use of season and cold-producing devices International scientific conference environmental science for construction industry, ISCI 2018, Ho CHhi Minh City, 03.2019.

7. Ulitskii V.M., Sakharov I.I., Paramonov V.N., Kudryavtsev S.A.: Bed – Structure System Analysis for Soil Freezing and Thawing Using the «Termoground» Software. Soil Mechanics and Foundation Engineering 52(5). pp. 240–246. (2015).

8. Paramonov V., Sakharov I., Kudriavtcev S. Forecast the processes of thawing of permafrost soils under the building with the large heat emission. MATEC Web of Conferences2016. C. 05007.

9. Kudriavtsev S.A. Numerical investigations of the thermophysical processes in seasonally freezing soils. КриосфераЗемли. 2003. Т.7. № 4. С.76-81.

10. Kudryavtsev S.A., Zussupbekov A.Z., BerestyanyyU.B., Valtseva T.U.,Arshinskaya L.A., Developing design variants while strengthening roadbed with geomaterials and scrap tires on weak soil. Proceedings of the International Workshop on Scrap Tire Derived Geomaterials – Opportunities and Challenges, IW-TDGM – 2007. Yokosuka, 2008. – PP. 171–178.

11. Кудрявцев С.А. Численные исследования теплофизических процессов в сезонно-мерзлых грунтах. Криосфера Земли. 2003. Т. IIX. – № 4. – С. 102.

12. KudriavtcevS., ParamonovV., SakharovI. Strengthening thawed permafrost base railway embankments cutting berms. MATEC Web of Conferences 2016. С. 05002.

13. Кудрявцев С.А. Расчет процесса промерзания и оттаивания по программе «Termoground». Реконструкция городов и геотехническое строительство. 2004. № 4. С. 83.

14. KudryavtsevS., KazharskyA., ValtsevaT., KotenkoZ., GoncharovaE. Thermophysical feasibility of railway embankment design on permafrost when projecting side tracks. Procedia Engineering . 2016. Т. 165. С. 1080-1086.

15. Kudryavtsev S., Zhussupbekov A., Shakhmov Z., Lukpanov R., Tleulenova G. Frost depth monitoring of pavement and evaluation of frost susceptibility at soil ground of Kazakhstan .ICSMGE 2017 – 19th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering 19, Unearth the Future, Connect Beyond. 2017. С. 1455-1458.

16. Кудрявцев С.А. Влияние миграционной влаги на процесс морозного пучения сезонно промерзающих грунтов. Реконструкция городов и геотехническое строительство. 2003. № 7. С. 233.

17. Kudryavtsev S.A.,Berestyanyy U.B, Goncharova E.D, Engineering and construction of geotechnical structures with geotechnical materials in coastal arctic zone of Russia. Proceedings of the International Offshore and Polar Engineering ConferenceСер. «Proceedings of the 23rd International Offshore and Polar Engineering Conference, ISOPE 2013». – 2013. – С. 562–566.

18. Кудрявцев С.А., Берестяный Ю.Б., Вальцева Т.Ю. Усиление пути для пропуска тяжеловесных поездов. Путь и путевое хозяйство. – 2008. №1. С. 27–29.

19. Kudryavtsev S.A., Berestyanyy Y.B., Valtseva T.Y., Goncharova E.D., Mikhailin R.G., Geosynthetical materials in designs of highways in cold regions of Far East. В сборнике:Proceedings of the International Conference on Cold Regions Engineering. «Cold Regions Engineering 2009: Cold Regions Impacts on Research, Design, and Construction» 2009. – P. 546.

УДК 624.131.7: 519.688

БУРЛАКОВА А.М., к.т.н., доцент (ВлГУ им. А.Г. и Н.Г. Столетовых)
МАЛОВА Н.А., к.т.н., доцент (ВлГУ им. А.Г. и Н.Г. Столетовых)
ФИЛАТОВ В.В., д.г-м.н., профессор (ВлГУ им. А.Г. и Н.Г. Столетовых)
г. Владимир, Россия

ВЛИЯНИЕ ТЕХНОГЕННЫХ ФОРМ РЕЛЬЕФА НА НАЧАЛЬНЫЕ КРИТИЧЕСКИЕ УСИЛИЯ В ГРУНТЕ

При строительстве различных сооруженийнередко формируются искусственные или техногенные положительных и «отрицательные» формы рельефа различного геометрического вида.

Статическая нагрузка, обусловленная техногенными формами рельефа, деформирует грунтовую среду. Величина и характер деформации (упругая, упругопластическая, пластическая) определяются типом грунта и его физико-механическими свойствами.

Среди всех типов грунтов наиболее податливыми для деформации являются слабые грунты, физико-механические свойства которых имеют минимальные значения среди всех типов грунтов [1-4].

Деформация (осадка) грунта под действием вертикально действующей статической нагрузки от техногенных форм рельефа проходит несколько фаз: фаза упругих деформаций, фаза уплотнения, фаза сдвигов и фаза выпора.

Наибольший интерес для оценки несущей способности грунта или расчетного сопротивления грунта R имеет фаза сдвигов. В этой фазе в грунте образуются зоны предельного равновесия. Уплотнение грунта в этом случае не происходит, грунт считается несжимаемым (коэффициент Пуассона в этой фазе близок к 0,5), а давление на грунт называют начальным критическим усилием $P_{кр}$. Величина начального критического усилия, как показали теоретические и экспериментальные исследования [2, 3], зависит от физико-механических свойств грунта и от силовых характеристик статической нагрузки, роль которой играют различные формы техногенного рельефа. От этих же свойств грунта и от статической нагрузки зависит и максимальная глубина z_{max}, на которой проявляется начальное критическое усилие.

Задача определения $P_{кр}$ и z_{max}рассмотрена в рамках закона Гука в двухмерном варианте для двух моделей грунтовой среды. Первая модель представляет собой однородное тяжелое упругое полупространство, находящееся в гидростатическом напряженном состоянии; вторая модель представляет собой горизонтальную слоистою толщу, лежащую на поверхности упругого полупространства; количество слоев не более трех, один из которых является водонасыщенным [4].

Геометрия положительных и отрицательных форм техногенного рельефа представлена различными видами треугольников и трапеций. Такие формы соответствуют дамбам, насыпям, отвалам, терриконам. Виды эпюр распределенной нагрузки соответствуют геометрическим формам техногенного рельефа. Напряженное состояние в моделях грунтовой среды определялось как сумма напряжений, обусловленных весом форм техногенного рельефа и весом грунтовой среды. Физико-механические свойства грунтовой среды соответствовали слабым грунтам [1-4].

Методика решения задачи опиралась на формулы, описывающие главные напряжения σ_1 и σ_2 для разных видов распределенной нагрузки, соответствующих *формам* техногенного рельефа [5]. Исходя из этих формул и условия предельного равновесия, устанавливается зависимость глубины z, на которой возникает усилие, обусловленное весом грунта, его физико-механическими свойствами и формами техногенного рельефа. Исследование этой функции, дает возможность определить максимальную глубину z_{max}, на которой будет действовать критическая нагрузка.

Рассмотрим, описанную методику, на примере определения начального критического усилия и максимальной глубины его проявления на примере модели однородного полупространства, нагруженного распределенной нагрузкой, эпюра которой описывается равносторонним треугольником (рис. 1).

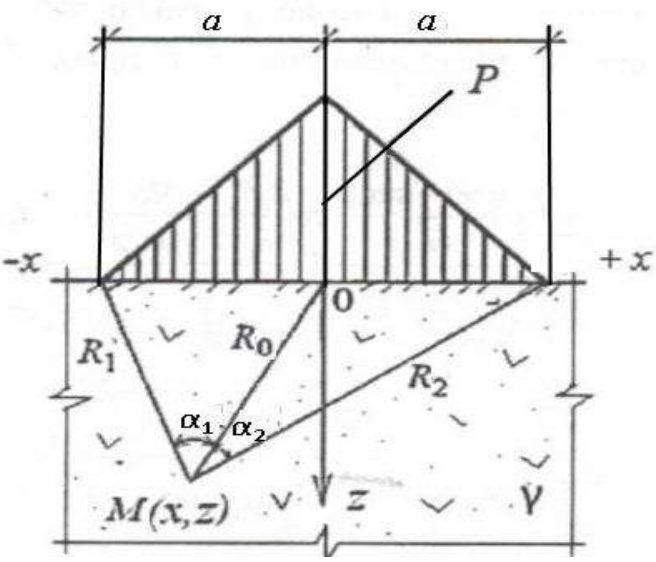


Рисунок 1 – Модель однородной грунтовой среды и эпюра внешней нагрузки

Полупространство находится в гидростатическом напряженном состоянии, при котором можно принять $\sigma_x = \sigma_y = \gamma z$, где σ_x и σ_y – начальные значения горизонтальных составляющих напряжения; σ_z – величина нагрузки от веса грунта на глубине z.

Напряженное состояние в полупространстве на глубине z создается весом полупространства и влиянием статической нагрузки, обусловленной техногенными формами рельефа. Задача заключается в определении такой величины критической нагрузки $P_{кр}$, при которой область предельного равновесия достигнет глубины z_{max}.

Главные напряжения σ_1 и σ_2 для статической нагрузки в форме равнобедренного треугольника равны [5]:

$$\sigma_1 = \frac{P}{\pi a}[a(\alpha_1 + \alpha_2) + x(\alpha_1 - \alpha_2) - z\ln\rho] + \\ + \frac{Pz}{\pi a}\sqrt{(\ln\rho)^2 + (\alpha_1 - \alpha_2)^2} + \gamma z; \quad (1)$$

$$\sigma_1 = \frac{P}{\pi a}[a(\alpha_1 + \alpha_2) + x(\alpha_1 - \alpha_2) - z\ln\rho] - \\ - \frac{Pz}{\pi a}\sqrt{(\ln\rho)^2 + (\alpha_1 - \alpha_2)^2} + \gamma z. \quad (2)$$

где 2α – длина базы действия нагрузкиP, α_1 иα_2 углы видимости базы действия нагрузки из произвольной точки $M(x, z)$, $\rho = \frac{R_1 R_2}{R_0^2}$.

Условие предельного равновесия имеет вид:

$$\sigma_1 - \sigma_2 = 2\sin\varphi\left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} + C\mathrm{ctg}\,\varphi\right). \quad (3)$$

Здесь $C\mathrm{ctg}\,\varphi$ – давление связности; C – удельное сцепление связного грунта; φ – угол внутреннего трения грунта.

Рассматривая совместно выражения (1), (2) и (3) и выполняя очевидные преобразования, получим выражение для координаты z:

$$z = \frac{[a(\alpha_1 + \alpha_2) + x(\alpha_1 - \alpha_2] + \frac{\pi a C}{P}\mathrm{ctg}\,\varphi}{\frac{1}{\sin\varphi}\sqrt{(\ln\rho)^2 + (\alpha_1 - \alpha_2)^2} + \frac{\pi a\gamma}{P\sin\varphi} + \ln\rho}. \quad (4)$$

Исследуя функцию (4) на экстремум по переменным α_1иα_2, определим при найденных значениях этих углов наибольшую координату z_{max}, при которой развивается критическое усилие $P_{кр}$.

$$z_{max} = \frac{[a(\alpha_1 + \alpha_2) + x(\alpha_1 - \alpha_2] + \frac{\pi a C}{P} \operatorname{ctg} \varphi}{\frac{0{,}96 - \sin \varphi}{\sin \varphi} \ln \rho + \frac{0{,}4(\alpha_1 - \alpha_2)}{\sin \varphi} + \frac{\pi a \gamma}{P}}. \quad (5)$$

Полагаем, что этому значению координаты z_{max} соответствует критическая нагрузка $P_{кр}$. Для вычисления критической нагрузки $P_{кр}$ используем уравнение [1]:

$$z_{max} = \frac{0{,}88PB}{C_z}, \quad (6)$$

где C_z – коэффициент упругого полупространства; B=2a – длина базы действия нагрузки; E – модуль деформации; ν – коэффициент Пуассона; (E и ν принимаются постоянными для полупространства).

Приравнивая правые части выражений (5) и (6), получим уравнение

$$MP^2 + NP + L = 0, \quad (7)$$

где

$$M = 1{,}76\left[\frac{0{,}96 - \sin \varphi}{\sin \varphi} \ln \rho + \frac{0{,}4(\alpha_1 - \alpha_2)}{\sin \varphi}\right];$$

$$N = -\left\{C_z\left[(\alpha_1 + \alpha_2) + \frac{x}{a}(\alpha_1 - \alpha_2)\right] + 1{,}76\pi a\gamma\right\};$$

$$L = -\pi C_z C \operatorname{ctg}\varphi.$$

Решая квадратное уравнение (7), найдем формулу для вычисления критической нагрузки [5]

$$P_{кр} = \frac{N}{2M}\left\{-[1 + \left(1 - \frac{4ML}{N^2}\right)^{-\frac{1}{2}}]\right\} \quad (8)$$

По формулам (5) и (8) были вычислены зависимости критической нагрузки $P_{кр}$ и глубины ее максимального проявления z_{max} для различных значений физико-механических характеристик. Результаты вычислений приведены на рис. 2, 3.

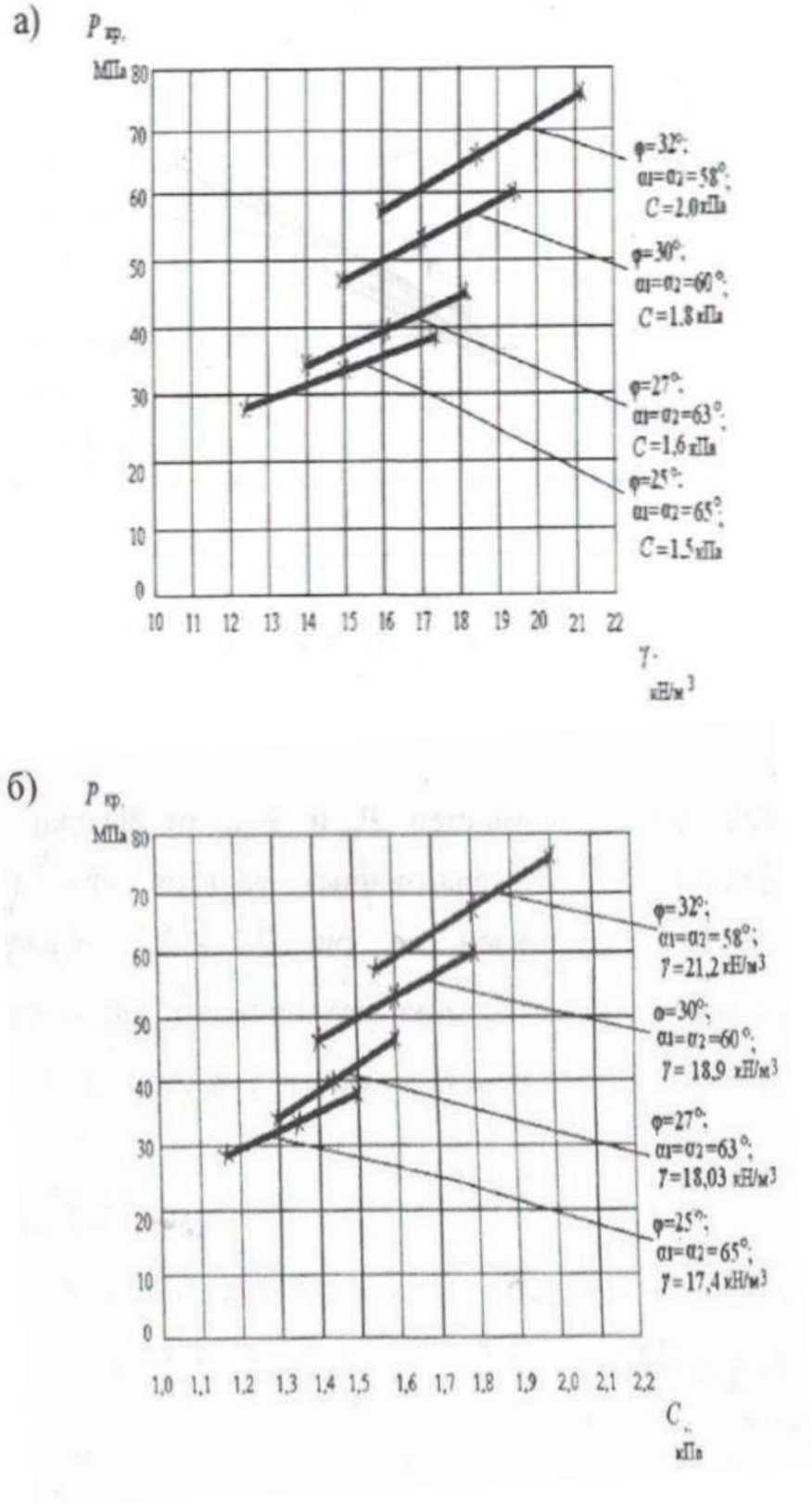


Рисунок 2 – Зависимость критической нагрузки $P_{кр}$ от:
а) удельного веса грунта γ при постоянных значениях сцепления C;
б) удельного сцепления грунта C при постоянных значениях удельного веса грунта γ

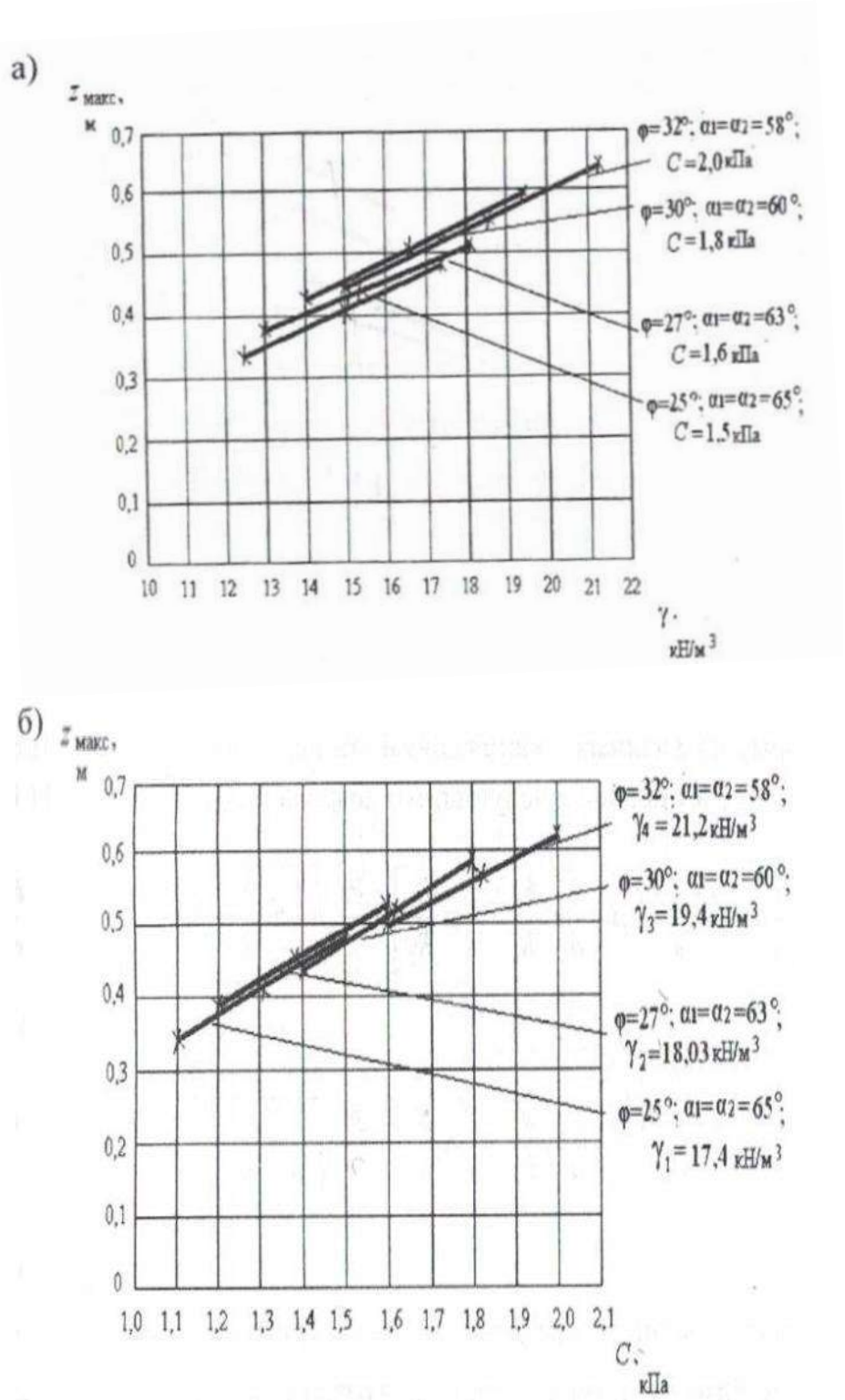


Рисунок 3 –Зависимость координаты z_{max} от:
а) удельного веса грунта γ при постоянных значениях сцепления C;
б) удельного сцепления грунта C при постоянных значениях удельного веса грунта γ

Из результатов расчетов, выполненных для указанной модели, а также результатов расчетов по другим моделям для внешних нагрузок, эпюры

которых описываются различными зависимостями [4] следует, что предельное состояние грунта от действия статической нагрузки развивается на определенной глубине и зависит от физико-механических грунта и характера нагрузки:

– $P_{кр}$ иz_{max} увеличиваются с увеличением физико-механических характеристик грунтов квазилинейно во всех исследованных случаях (для всех моделей), что свидетельствует об увеличении несущей способности грунта;

– для зависимости $P_{кр}$ (γ) рост критического усилия происходит не только с увеличением γ, но также с увеличением C и φ;

– для зависимости $P_{кр}$ (C) увеличение критического усилия происходит в основном за счет роста удельного сцепления C; за счет увеличения φ иγ критическое усилие увеличивается незначительно (примерно на 8 %).

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Абелев М.Ю. Строительство промышленных и гражданских сооружений на слабых водонасыщенных грунтах. – Москва : Стройиздат, 1983. – 248 с.

2. Далматов Б.И., Лапшин Ф.К., Россихин Ю.В. Проектирование свайных фундаментов в условиях слабых грунтов / Под ред. д-ра техн. наук проф. Б.И. Далматова – Л.: Стройиздат, 1975. – 240 с.

3. Амарян Л.С. Свойства слабых грунтов и методы их изучения. – Санкт-Петербу́рг : Недра, 1990. – 220 с.

4. Кравченко Т.И., Филатов В.В., Дубов К.А. Проблемы оценки критического состояния слабой грунтовой среды под инженерными сооружениями. – Владимир : Изд-во ВлГУ, 2017. – 344 с.

5. Маслов Н.Н. Прикладная механика грунтов. – Москва : Машстройиздат, 1949. – 328 с.

УДК 624.15

ГИЛЯЗИДИНОВА Н.В., к.т.н., профессор (КузГТУ)
КИСЛИЦЫНА Д.В., студент (КузГТУ),
КОРОЛЕВА Е.А. студент (КузГТУ)
г. Кемерово, Россия

АНАЛИЗ ФУНДАМЕНТОВ УНИКАЛЬНЫХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

В данной работе рассмотрены наиболее популярные типы фундаментов уникальных зданий и сооружений, проведена оценка по различным критериям. Сегодня уже сложно представить нашу жизнь без высотных зданий

и большепролетных стадионов. Это стало возможно благодаря развитию технологий в сфере строительства.

Однако специфика уникальных зданий этим не ограничивается. Огромные корпорации выражают свою индивидуальность, строя необычные офисы, отели, спортивные комплексы и т.д.

К уникальным зданиям и сооружениям относятся объекты, имеющие следующие характеристики [4]:

– высота более 100 м;

– пролеты более 100 м;

– консоль более 20 м;

– заглубление подземной части ниже планировочной отметки земли более 15 м.

Так же к уникальным можно отнести объекты для проектирования и возведения, которых не разработаны нормативные и технические требования. Любое здание или сооружение начинается с проектирования, расчета и возведения фундамента.

Фундамент – подземная часть здания или сооружения, которая воспринимает все нагрузки (постоянные и временные), возникающие в надземных частях, и передает давление от этих нагрузок на основание [1].

Для уникальных зданий и сооружений используют следующие типы фундаментов: плитные, свайно-плитные, барретные.

Выбор типа фундамента зависит от инженерно-геологических условий площадки строительства, в результате которых определяется возможность и неравномерность осадок грунта, устойчивость основания. А также и особенности самого объекта строительства [2].

Рассмотрим фундамент в виде массивной фундаментной плиты.

Толщина фундаментной плиты составляет от 1 до 2,5 м. Существует возможность уменьшения толщины за счет устройства ребер жесткости. Монолитная железобетонная плита может иметь и коробчатую конструкцию.

В таких конструкциях фундамента также применяются ребра, выполняемые на всю высоту подземной части. При проектировании данного вида фундамента для высотных зданий требуется учитывать возможность развития кренов, выпора грунта из-под края фундамента. В качестве примеров применения плитного фундамента можно рассмотреть здание МГУ в Москве, высотный дом «Эдельвейс» на Кутузовском проспекте в Москве, стадион «ВЭБ Арена», стадион «Самара Арена», стадион «Нижний Новгород».

Самым распространенным из всех вариантов является свайно-плитный фундамента (СПФ). СПФ – монолитная плита, подкрепленная сваями (чаще всего используют буронабивные или буроинъекционные сваи), расположенными в виде свайного поля. Причем и сваи, и плита являются несущими элементами, которые обеспечивают передачу нагрузки

от конструкции сооружения на грунт основания (сваи передают нагрузку через нижний конец и боковую поверхность, а плита – подошвой).

Принципы проектирования свайно-плитного фундамента [3]:

– применять несколько длинных свай вместо большого количества коротких;

– сваи располагать в зоне действия нагрузки;

– при расчете несущей способности свай по материалу и их конструировании следует учитывать перегруженность угловых и периметральных свай относительно центральных;

– сваи должны обладать податливостью (возможность развития осадки под нагрузкой);

– между плитной частью ростверка и сваями выполнять зазор, который после включения фундаментной плиты в работу замоноличивается;

– в монолитной плите должны быть участки, достаточно удаленные в плане от свай.

Можно использовать в качестве свай для СПФ геотермальные сваи. Геотермальная свая – свая, в центре ядра сечения, которого расположена теплопередающая трубка, наполненная специальным раствором, способным извлекать тепло из недр земли и передавать его зданию. С помощью этих свай можно обеспечить любое здание теплом или же охлаждать его [2].

Примеры применения свайно-плитного фундамента: Кингдом Тауэр, г. Джидда, Саудовская Аравия; «Лахта Центр», г. Санкт-Петербург; ЛДС «Арена», г. Новосибирск. В практике строительства уникальных зданий и сооружений реже встречаются барретные фундаменты. Барреты представляют собой набивные сваи в форме четырехугольников и различных комбинаций из них.

Фундаменты бывают двух типов: одиночные и спаренные (две барреты, защемленные в железобетонные ростверки посредством выпусков арматуры). Данные сваи изготавливаются с помощью плоского грейфера, либо грунтовой фрезы.

Критериями выбора параметров форм баррет являются:

– принцип передачи нагрузки от стен, колонн и других конструкций на фундамент по осям;

– харакетристики технических свойств и размеры грейфера.

Примеры применения барретных фундаментов: башни «Петронас» в Малазии, башни «Накхил» в Дубае. Фундаменту отводится особая роль в конструкции всего здания или сооружения. Некоторые критерии оценки типов фундаментов приведены в таблице.

Оптимально выбранный фундамент влияет не только на жесткость и устойчивость здания, но и во многом определяет стоимость проекта (около 12 % от стоимости строительства, а в сложных инженерно-геологических условиях – 20-30 % и более).

Таблица

Сравнение типов фундаментов уникальных зданий и сооружений

Фундамент Критерий	**Плитные**	**Свайно-плитные**	**Барретные**
Нагрузка, МПа	≤0,6	1 (воспринимают сейсмические нагрузки, чувствительны к вибрационным)	2
Высота сооружения, м	≤240	≤ 1000	≤ 1400
Условия района застройки	Не применим при строительстве в стесненных условиях	Если используются забивные сваи, то появляется вероятность повреждения существующих построек. Возможност устройства при плотной застройке	–
Инженерно геологические условия	Грунты: -скальные; -песчаные; - глинистые; -водно-ледниковые отложения; -каменноугольные отложения;	Грунты: - глинистые; Наличие высокого уровня подземных вод. Не применяются в скальных грунтах. При недостаточной информации о грунтах	Грунты: - аллювиальные; - известковые. Устройство недопустимо при водопонижении, устраиваются выше У.Г.В.
Особенности технологии изготовления	-большие затраты бетона; -густое армирование; -необходимость составления карт бетонирования	- большая материалоемкость; - наличие большого количества типоразмеров свай	- изготовление плоским грейфером или грунтовой фрезой; - сравнительно небольшие затраты бетона; - густое армирование

По статистике большинство аварий построенных зданий и сооружений вызвано ошибками, связанными с выбором, проектированием и возведением фундамента.

Известны случаи, когда в уже построенных и эксплуатируемых зданиях по причине развития чрезмерных деформаций приходилось срочно подвергать фундамент сложным ремонтно-восстановительным работам, а нередко и полностью или частично разбирать.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Обследование и мониторинг строительных конструкций зданий и сооружений : учебное пособие / В.В. Леденев, В.П. Ярцев. – Тамбов : Издат. ФГБОУ ВО «ТГТУ», 2017. – 252 с. – ISBN 978-5-8265-1685-0. – Текст : непосредственный.

2. Основания и фундаменты уникальных зданий и сооружений : учеб. пособие / О.Ю. Ещенко, М.Б. Мариничев, М. В. Чумак. – Краснодар : Издат. КубГАУ, 2017. – 78 с. – ISBN 978-5-00097-350-9. – Текст : непосредственный.

3. Шулятьев О.А. Основания и фундаменты высотных зданий: монография / О.А. Шулятьев. - Москва : АСВ, 2018. - 392 с. - ISBN 978-5-4323-0163-5. – Текст : непосредственный.

4. Градостроительный кодекс Российской Федерации от 29 декабря 2004г. № 190-ФЗ (в актуальной редакции) // Собрание законодательства РФ. 2005. № 1, ч. 1, ст. 48.1.

УДК 624.131.7: 519.688

КОЗЛОВА А.А., магистрант (НГАСУ (Сибстрин)),
НУЖДИН Л.В., профессор (НГАСУ (Сибстрин), ПНИПУ)
г. Новосибирск, Россия

ОПЫТ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ МЕТОДА РЕЛАКСАЦИИ НАПРЯЖЕНИЙ ДЛЯ ИСПЫТАНИЙ ГРУНТОВ

Процесс деформации грунтов как сложной многофазной полидисперсной среды зависит от ряда внешних и внутренних факторов. Возможно, поэтому надежное определение деформационных свойств грунтов является актуальной проблемой для геотехники.

В сложных ситуациях для анализа объемных деформаций и сдвиговых деформаций грунтовой среды в фундамент зданиях необходимо использовать модули объемных деформаций и сдвига грунтов. Модуль упругости (модуль динамических деформаций) грунтов используется для прогнозирования параметров динамического поведения фундаментов.

Однако, по большей части, чтобы оценить деформируемость грунта и спроектировать основания, необходимо определить модуль деформации (общая деформация) для грунта, характеризующий ее общие (упругие и остаточные) деформации. Такая характеристика деформаций обычно предполагает линейную зависимость между деформациями и напряжениями.

Чрезмерная чувствительность дисперсных (глинистых и песчаных) грунтов к воздействиям, неизбежно возникающим при отборе проб, транспортировке проб и подготовке к лабораторным испытаниям, устанавливает высокие стандарты для сохранения естественной структуры грунтов. В дополнение к чисто механическим повреждениям извлечение образца из скважины или ямы сопровождается снижением деформаций в скелете грунта и снижением давления воды в порах до нулевого уровня.

Вот почему во всех лабораторных исследованиях грунтов, пытающихся определить их модули деформаций, имеются ошибки, иногда довольно существенные.

Самая большая проблема заключается в оценке деформационных свойств слабых водоносных и рыхлых грунтов, которые очень трудно (а иногда и невозможно) бурение скважины или рытье ямы. Вот почему предпочтительно использовать методы полевых исследований для получения надежных результатов, пытаясь определить модули деформаций грунта. Это также относится ко всем изменениям грунта, которые могут иметь достаточно высокие параметры деформаций, но которые часто считаются мало полезными из-за значительных неравномерностей их свойств в площадь залегания, которую невозможно предсказать в обычных инженерно-геологических изысканиях.

Большинство существующих полевых и лабораторных испытаний грунтов, в которых определяются зависимости между нагрузками (напряжениями) и деформациями, по способу активного воздействия на грунты можно классифицировать как метод контролируемых напряжений (МКН). В настоящее время МКН является основным способом проведения инженерно-геологических изысканий.

Он регламентирован действующей нормативной документацией для полевых и лабораторных исследований сжимаемости грунтов, определения несущей способности натурных и эталонных свай.

Для проведения испытаний МКН штампами, прессиометрами, дилатометрами и сваями разработаны и выпускаются промышленностью соответствующие приборы и оборудование.

Однако стандартный подход МКН не является единственно возможным при выполнении таких исследований.

Следует отметить, что все грунты относятся к материалам, для которых зависимости между напряжениями и деформациями должны включать время, поскольку они обладают реологическими свойствами. Для них ха-

рактерным является изменение напряжений при неизменных деформациях (релаксация напряжений) и изменение деформаций при постоянных напряжениях (ползучесть деформаций).

Описание процессов деформирования таких материалов можно трактовать как показателями релаксации, так и показателями ползучести. При этом между ними должно наблюдаться полное соответствие.

Очевидно, что односторонний подход к исследованию деформирования грунтов с оценкой свойства ползучести деформаций связан с простотой понимания происходящих процессов. МКН в данном случае полностью имитирует процесс возведения сооружений – постепенного увеличения напряжений в грунте (то есть передачу ступенчато-возрастающей нагрузки) с наблюдениями во времени за стабилизацией возникающих осадок фундаментов или других деформаций основания.

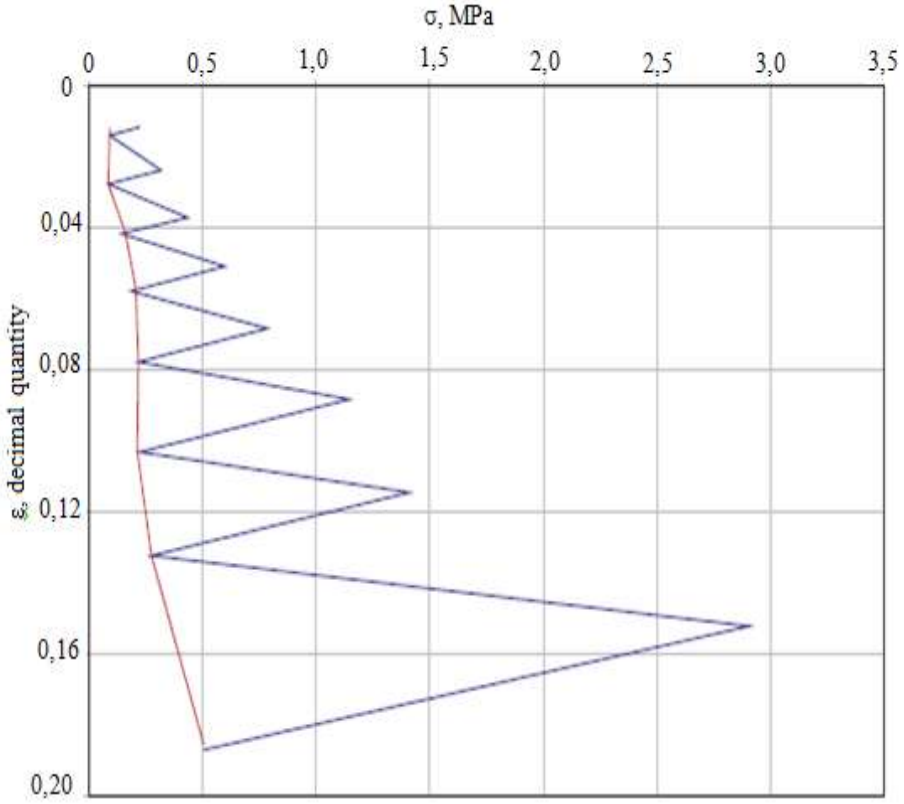


Рисунок 1 – График относительной деформации как функция общих напряжений во время испытаний на сжатие в модели релаксации напряжений

Особенно в последнее время, достаточно активно развивается и второе направление исследований деформируемости грунтов, в основе которого лежит метод релаксации напряжений (МРН), когда исследуемый грунт нагружается путем его деформирования наперед заданными ступенчато-возрастающими перемещениями нагружающего устройства, а возникающие при этом напряжения в грунте фиксируются как независимый пара-

метр. Этот метод по аналогии со стандартным подходом принято называть методом контролируемых перемещений (МКП) [1].

До недавнего времени МКП использовался только для проведения экспериментальных и опытных исследований грунтов. Первые упоминания о применении релаксационного метода относятся к 50-60-м годам прошлого века. Начиная с конца 70-х годов прошлого века стали появляться новые конструкции приборов для испытаний грунтов в полевых условиях (а.с. 568700, 939643, 1339198, 1518451, 1590509, 1608289, 1812271 – СССР), основанные на реализации МКП, которые, к сожалению, не были реализованы на практике.

Поэтому существует необходимость проведения испытаний для внедрения этого метода в практику геотехнических испытаний. Тесты на повторную релаксацию могут значительно сократить время, необходимое для получения необходимых данных для определения реологических параметров грунта. Как показали многочисленные сравнительные эксперименты, использование МКП или МРН практически не влияет на качество и точность результатов. Тем не менее, метод релаксации напряжений – МРН может значительно сократить продолжительность теста [2].

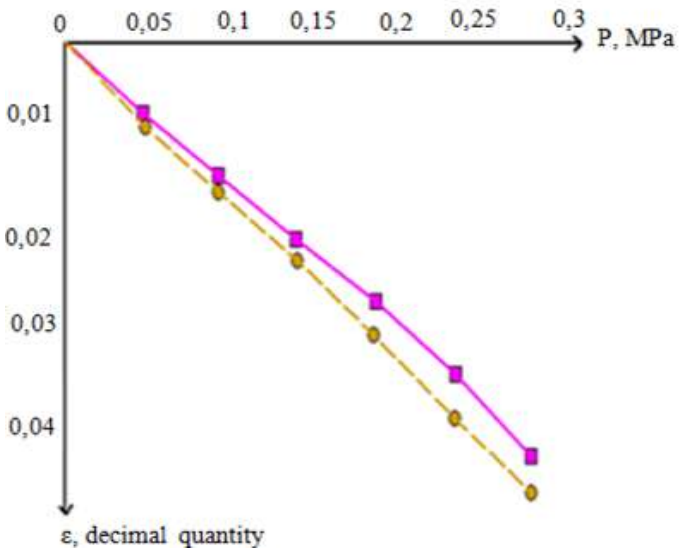


Рисунок 2 – Сравнение результатов МКП и МРН

Суть метода заключается в вынужденных деформациях образца грунта на заданную величину в условиях двусторонней фильтрации с последующим мониторингом изменений напряжений и деформаций без измерения порового давления.

Испытание начинается с того, что к образцу почвы прикладывается нагрузка с начальным напряжением σ_0, образец деформируется и в нем возникает определенное напряжение σ_1. Напряжение измеряется датчиками, и при снижении до определенного начального значения σ_2 происходит

релаксация напряжений в грунте. После деформации образца на данном этапе в процессе релаксации напряжений снимаются показания на приборах для измерения напряжений и вертикальной деформации. В этом случае после каждого считывания рассчитывается скорость изменения напряжения ν.

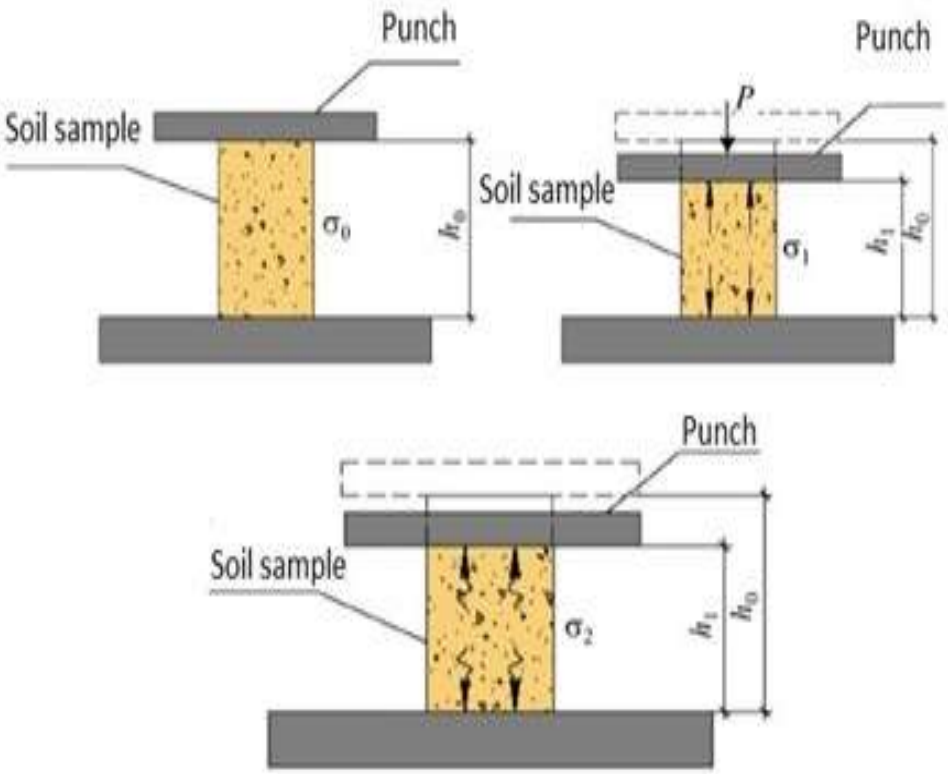


Рисунок 3 – Тестирование по релаксации напряжения

Завершением этапа релаксации является снижение скорости изменения напряжений до значений, указанных в таблице.

Таблица

Скорость стабилизации условных напряжений для различных типов грунтов

№	Soils	Speed of conditional voltage stabilization, MPa / min
1	Sands	0,07
2	Clay loamy soils	0,002
3	Clay loam с Ip ≤ 12%	0,001
4	Clay loam с Ip ≥ 12%	0,0005
5	Clay с Ip ≤ 22%	0,0005
6	Clay с Ip ≥ 22%	0,0003

В 1986 году в тресте «ЗапСибТИСИЗ» (Новосибирск) были начаты эксперименты с использованием МКП [3], которые подтвердили выводы о значительном сокращении продолжительности испытаний при сохранении качества получаемой информации. Позднее, в 1988 году, было предложено устройство реализации МКП для определения модуля деформации дисперсных грунтов в полевых условиях – расклинивающего дилатометра (а.с. 1733560,1758158– СССР, патент РФ 1645364). Деформации грунта предлагалось создавать установкой статического зондирования с рабочим наконечником клиновидной формы.

В процессе разработки прибора были выполнены теоретические и экспериментальные исследования по обоснованию конструкции расклинивающего дилатометра [4, 5], экспериментально обоснована методика проведения испытаний и определены требования к интерпретации получаемых данных.

Был проведен сравнительный анализ результатов исследований грунтов дилатометром РД-100 с традиционными способами определения модуля деформации (штампами, лопастными прессиометрами, компрессионными испытаниями).

Исследования подтвердили, что при правильно выбранном соотношении геометрических размеров клина можно добиться практически линейного деформирования окружающего грунта по всей высоте клиновидного индентора с минимальным развитием зон предельного напряженного состояния. При этом напряжения, измеряемые датчиками давления, можно достаточно точно интерпретировать для прямого определения модулей деформации грунтов [6]. Отсутствие подвижных частей и связанная с этим простота конструкции клиновидного индентора обеспечили высокую эксплуатационную надежность дилатометра в различных грунтовых условиях и привели к его широкому внедрению. Весь технологический цикл испытаний грунта дилатометром замыкается на одну стандартную установку статического зондирования, без привлечения буровых станков.

Рисунок 4 – Серийно выпускаемый ООО «Новосибирский инженерный центр» дилатометр РД-100 для определения модуля деформации дисперсного грунта в полевых условиях

Дилатометр позволяет определять модуль деформации грунтов как при его непрерывном погружении в исследуемый грунт, так и в дискретном режиме с остановкой движения клиновидного индентора на заранее намеченных глубинах. В первом случае – для приведения нестабилизированных значений модуля деформации к стабилизированным, необходимо периодически, с интервалом 1…2 м, производить стабилизированные опыты с полной остановкой дилатометра и определением коэффициентов релаксации.

В 1991 году по результатам выполненных работ «ЗапСибТИСИЗ» (Новосибирск) совместно с ПНИИИС (Москва) разработал рекомендации по использованию расклинивающего дилатометра РД-100 при проведении инженерно-геологических изысканий [7].

Одновременно с разработкой и апробацией дилатометра, начиная с 1988–1994 годов на базе треста «ЗапСибТИСИЗ» (Новосибирск) этим же авторским коллективом проводились эксперименты по использованию МКП при испытании грунтов штампами эталонными и натурными сваями [2, 8].

В конце 80-х годов прошлого века разработка приборов и методик полевых и лабораторных испытаний грунтов с использованием МКП была начата в НИИОСП (Москва). В результате этих исследований в 1993 году были выпущены Рекомендации по определению деформационных характеристик грунтов по методу релаксации напряжений [9] и ГОСТ 5686- 94 по испытанию грунтов сваями. С введением в 1995 году в действие ГОСТ 5686-94, в котором предусматриваются ускоренные испытания грунтов сваями для определения их несущей способности, метод контролируемых перемещений или релаксации напряжений приобрел законодательное право на своесуществование.

В последнее время предлагаются новые конструкции приборов для исследования грунтов МКП в полевых условиях. Среди них следует отметить винтовой дилатометр В.И. Каширского (заявки на патенты РФ 2004125638, 2004125639 и 2004130824), который в модифицированном виде реализовал предложение Е.Н. Хрусталева (а.с. 1680869 – СССР).

Учитывая исключительную удачность технического решения расклинивающего дилатометра релаксационного действия РД-100, было принято решение доработать его конструкцию для возможности определения модуля динамических деформаций (модуля упругости) грунтов с заменой регистрирующей аппаратуры на ноутбук и созданием соответствующей методики испытаний [10, 11]. Данная работа выполняется в НИЛ динамики оснований и фундаментов НГАСУ (Сибстрин).

Численными и экспериментальными исследованиями установлено, что при расположении датчика для измерения давлений грунта по центру рабочей грани клиновидного индентора, устраняется влияние погрешностей, вызванных краевой неравномерностью седлообразных эпюр статических и динамических контактных напряжений. Он регистрирует наиболее

представительные данные, близкие к средней величине контактных давлений, возникающих на рабочих гранях клина. Установлена приемлемая для практических целей независимость измеряемых динамических давлений от жесткости мембраны датчика давления, толщины режущей кромки индентора и частоты возбуждаемых колебаний [12].

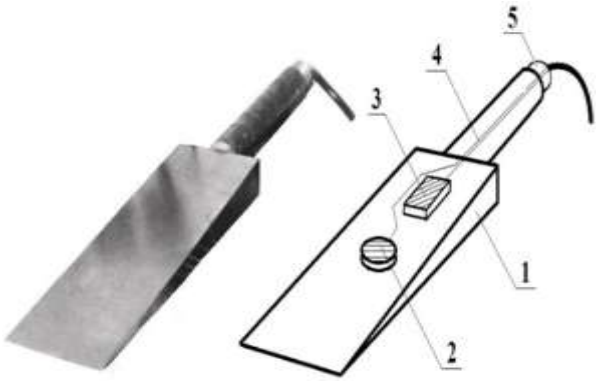


Рисунок 5 – Внешний вид и схема расклинивающего дилатометра для исследования динамических деформационных свойств дисперсного грунта: 1 – корпус индентора; 2 – тензометрический динамометр мембранного типа для измерения контактных давлений; 3 – вибродатчик вертикальных перемещений; 4 – кабель; 5 – резьбовое соединение со штангами установки статического зондирования

Для оценки динамических деформационных свойств грунтов дилатометром после егоплавного внедрения в исследуемый грунт с помощью задавливающего устройства установки статического зондирования (и определения, при необходимости, модуля общей деформации), к колонне зондировочных штанг подключается вибратор направленного действия, и создаются вертикальные колебания усовершенствованного индентора с амплитудами, меньшими величины пластических деформаций грунта. По данным регистрации динамических контактных давлений грунта на индентор и амплитуд его виброперемещений определяются значения модуля упругости грунтов. Для повышения точности исследований модуль упругости грунта можно определять при разных частотах колебаний и с учетом возможного изменения значений динамических давлений и упругих деформаций за период времени колебаний.

Также активно ведутся исследования по разработке принципиально новых конструкций приборов для лабораторных исследований деформационных свойств грунтов МКП. Так, начиная с 2000 года [1] разрабатывается и внедряется в инженерно- геологические изыскания автоматический компрессионный релаксометр АКР-2 (патент РФ 2245963). Он позволяет проводить исследования грунтов в условиях компрессионного сжатия, определять давление набухания и выполнять предварительное уплотнение грунтов перед сдвиговыми испытаниями.

Рисунок 6 – Установка для проведения испытаний

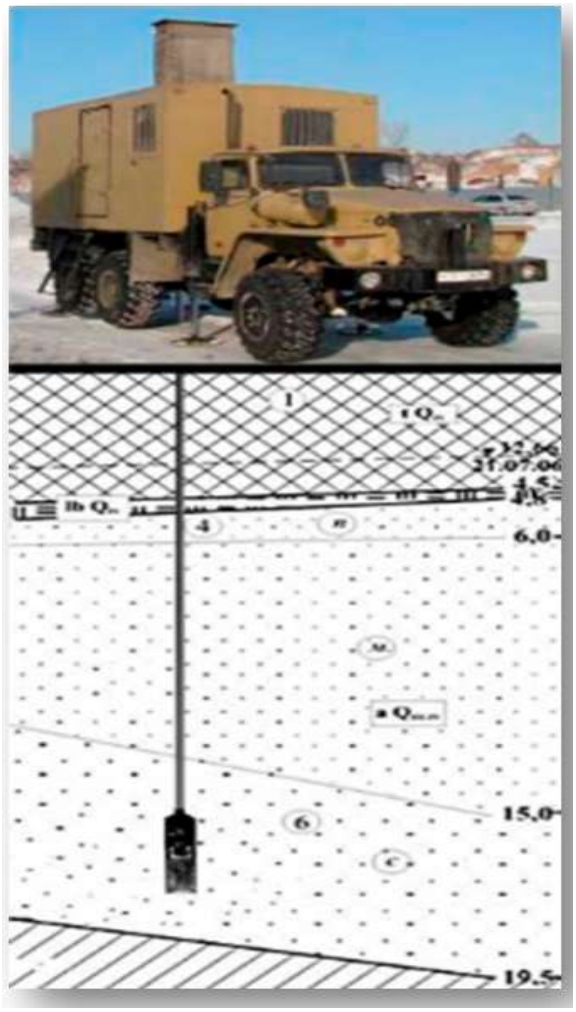


Рисунок 7 – Установка для проведения испытаний

По результатам строится линия сжатия и определяется модуль деформации грунта.

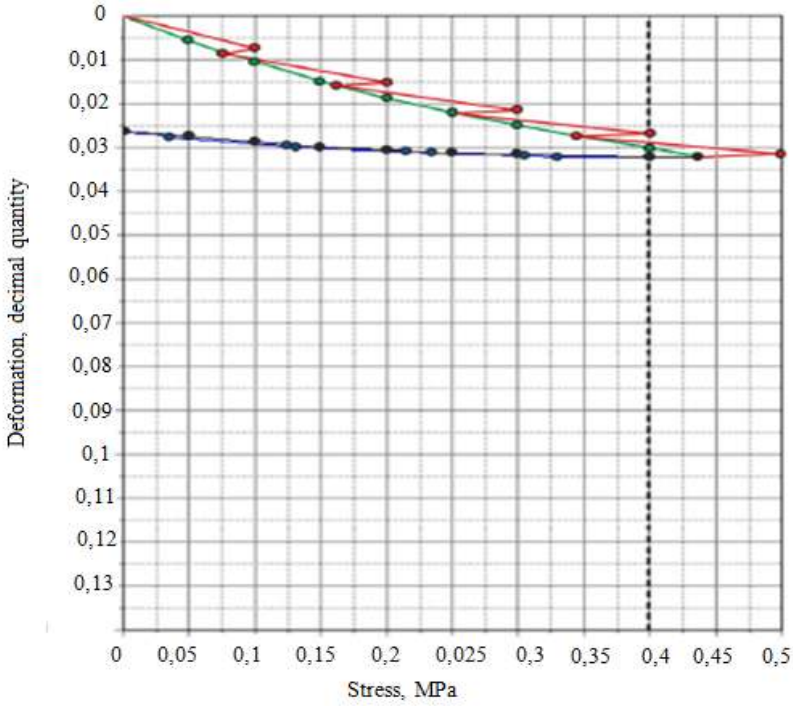


Рисунок 8 – Компрессионная прямая

В 2006 году был запатентован метод релаксации напряжений А.Н. Труфанова (патент РФ 2272101), который описывает методический подход к лабораторным определениям сжимаемости грунтов.

Рисунок 9 – Автоматический компрессионный релаксометр АКР-2 для исследования механических характеристик дисперсного грунта в лабораторных условиях

Достоинством АКР-2 является:

- сокращение продолжительности экспериментов по сравнению с традиционными методами при сохранении точности определения искомого параметра;
- прибор выполнен в автономном настольном варианте, малочувствителен к динамическим воздействиям и наклону поверхности в местах установки прибора;
- прибор прост в обращении, испытания осуществляются без участия экспериментатора.

В марте 2016 года в городе Новосибирске проходили испытания грунтов буронабивными сваями больших диаметров статическими вдавливающими нагрузками до 700 тс.

Испытания выполняются с помощью грузовой платформы из системы металлических балок, лежащих на 4-х опорах из 11 рядов дорожных плит. Платформа загружена балластным грузом до 750 тс.

Нагружение свай осуществляется 4-я гидравлическими домкратами ДГ-200 с упором в грузовую платформу. Перемещения (осадки) испытываемой сваи регистрируются прогибомерами и индикаторами часового типа с точностью измерения 0.01 мм.

Рисунок 10 – Испытания грунтов буронабивными сваями статическими вдавливающими нагрузками

В июле 2016 года проходил II этап апробации буронабивных свай больших диаметров с несущей способностью до 700 тс и более, выполняемых по технологии CFA (проходного шнека). Сваи были выполнены и испытывались в грунтовых условиях II – III надпойменных террас реки Оби, представленными мел-палеогеновыми отложениями, перекрытыми аллювиальными верхнечетвертичными и покровными эолово-делювиальными отложениями.

Рисунок 11 – Испытания грунтов буронабивными сваями статическими вдавливающими нагрузками

Инженерно-геологический разрез представлен суглинками от твердой до текучепластичной консистенции мощностью 27…29 м, супесью с гравием и галькой от пластичной до текучей консистенции 1,5…2 м, песками средней крупности 14…19 м, гравийно-галечниковой супесью до 8 м, и элювиальным суглинком с дресвой и щебнем. При изысканиях кроме бурения технических скважин 50 м, были применены полевые испытания грунтов методом статического зондирования до 45 м и расклинивающим дилатометром до 30 м.

Испытания на II этапе выполняются с помощью системы металлических балок, закрепленных на 10-ти анкерных сваях одинаковой конструкции с испытываемой.

Нагружение испытываемых свай осуществляется 4-я гидравлическими домкратами ДГ-200 с упором в главную балку системы. Перемещения (осадки) испытываемой сваи регистрируются прогибомерами и индикаторами часового типа с точностью измерения 0.01 мм.

Испытания грунтов штампом проводятся для определения деформационных характеристик грунтов перед проектированием, строительством или при контроле качества уплотнения грунтов.

В ходе испытаний определяется:

• модуль деформации *e*;

• начальное просадочное давление p_{sl} и относительная деформация просадочности основания ε_{sl};

Суть статических испытаний грунтов оснований штампами состоит в том, что, инвентарные штампы с разными размерами по российским нормам (государственным стандартам ГОСТ) штампы 600 см^2, 2500 см^2, 5000 см^2 нагружаются поэтапно (ступенями) посредством домкрата или пригружается грузом. Нагрузка при проведении штамповых испытаний увеличивается ступенями.

Рисунок 12 – Испытания штампа площадью 600см^2

Рисунок 13 – Испытания штампа площадью 2500см^2

Рисунок 14 –Испытания штампа площадью 5000см

Штамповые испытания довольно трудоемки и могут длится около 7 дней. Но с применением расклинивающего дилатометра испытания можно сократить до 1 дня.

В заключении нужно отметить, что сравнительные лабораторные исследования сжимаемости грунтов, опубликованные Л.М. Тимофеевой и М.Р. Тимофеевым [13], Г.Г. Болдыревым и др. [14] в 2010 году, полевые исследования С.Н. Лаврова и Л.В. Нуждина [1] еще раз подтвердили близкую сходимость результатов, получаемых при использовании МКП и стандартного МКН.

Положительные результаты экспериментов лишний раз подтверждают правильность выбора направления исследований по разработке и модернизации приборной базы и методик исследования грунтов МКП в полевых и лабораторных условиях.

На основании проведенного анализа существующих методов испытаний грунтов можно сделать следующие выводы:

1. Метод контролируемых перемещений или релаксации напряжений является перспективным направлением исследований по разработке конструкций приборов и методов определения механических свойств грунтов в полевых и лабораторных условиях.

2. Метод контролируемых перемещений достаточно хорошо апробирован при различных испытаниях в полевых и лабораторных условиях и зарекомендовал себя как эффективный, информативный и точный метод оценки деформационных свойств грунтов.

3. Для широкого использования метода контролируемых перемещений в практике инженерно-геологических изысканий необходимо регламентировать методики проведения испытаний и реализующие их приборы в соответствующей нормативной документации.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Лавров С.Н., Писаненко В.П. «Устройство для изучения механических свойств грунтов в лабораторных условиях». Роль инженерных изысканий в обеспечении безопасности зданий, сооружений и территорий: сб. Всерос. материалы. » Конгресс. - М.: РО Стройизыскания, 2006. – С.81-82.

2. Лавров С.Н., Писаненко В.П., Нуждин Л.В. «Опыт использования управляемых перемещений в полевых исследованиях почв» // – Баку: Адилоглу, 2003. – С. 158-167.

3. Писаненко, В.П. Полевые испытания деформационных свойств грунтов методом контролируемых перемещений / В.П. Писаненко, С.Н. Лавров // Изв. вузов. Строительство и архитектура. – 1990. – № 5. – С.130–133.

4. Лавров С.Н. Упругое решение пространственной задачи о напряженно-деформированном состоянии грунта при внедрении клиновидного дилатометра / С.Н. Лавров, Л.В. Нуждин, В.П. Писаненко, А.М. Караулов //

Междунар. конф. по современным проблемам механики грунтов и фундаментостроения. Геотехника: наука и практика: сб. науч. тр. – СПб.: СПбГАСУ, 2000. – С.138-143.

5. Лавров С.Н. Решение пространственной задачи об упругопластическом деформировании грунта при внедрении клиновидного индентора / С.Н. Лавров, Л.В. Нуждин, А.М. Караулов, В.П. Писаненко // 4-та Українська науково-практична конф. Будівельні конструкції.Механіка грунтів та фундаментобудування: зб. наук. праць. – Київ: НДІБК, 2000. – Вип.53, кн.1. – С.163-168.

6. Лавров С.Н. Оценка деформационных свойств слабых грунтов в полевых условиях с помощью клинового дилатометра (РД-100) / С.Н. Лавров Л.В. Нуждин, В.П. Писаненко // Учеб. международного конф. по прибрежной геотехнике на практике. - Атырау, 2002. – С. 242–244.

7. Рекомендации по определению деформационных свойств грунтов расклинивающим дилатометром РД-100 / ПНИИИС, ЗапСибТИСИЗ. – М.: ПНИИИС, 1991. – 31с.

8. Лавров С.Н. Применение метода заданных смещений (МЗС) при механических испытаниях на месте / С.Н. Лавров Л.В. Нуждин, В.П. Писаненко // Геотехнические задачи по строительству масштабных и уникальных проектов: учеб. международного геотехнического конф. – Алма-Аты: сом, 2004. – С.312-317.

9. Рекомендации по определению деформационных характеристик грунтов по методу релаксаций напряжений в лабораторных и полевых условиях / НИИОСП. – Москва : НИИОСП, 1993. – 13с.

10. Нуждин Л.В. Режим определения динамических характеристик почв в полевых условиях и устройство для его реализации / Л.В. Нуждин, Д.А. Полинкевич, С.Н. Лавров // Геотехнические задачи по строительству масштабных и уникальных объектов: учеб. Международной геотехнической конференции. – Алма-Аты: 2004. - С.348-350.

11. Нуждин Л.В. Исследование динамических свойств грунта в лабораторных и полевых условиях / Л.В. Нуждин, Д.А. Полинкевич, А.Б. Гоношилин // Тез.докл. 62-й научно-техн. конф. – Новосибирск: НГАСУ, 2005. – С.89.

12. Нуждин Л.В. Численный анализ напряженного состояния грунта при колебаниях индентора для обоснования конструкции динамического расклинивающего дилатометра [Текст] / Л.В. Нуждин // Изв. Вузов. Строительство. – 2010. – №4. – С.20-28.

13. Тимофеева Л.М. О длительной прочности структурно-неустойчивых грунтов и методах ее определения. / Л.М Тимофеева, М.Р Тимофеев //Инженерная геология. – 2010 – №3 – С.32- 35.

14. Болдырев Г.Г. Определение деформационных характеристик грунтов различными лабораторными методами. / Г.Г. Болдырев, Д.В. Арефьев, А.В. Гордеев // Инженерные изыскания. – 2010 – №8 – С.16-23.

ДК 624.159.4

НУЖДИН М.Л., директор ООО «НПЭКП «ОиФ»
г. Новосибирск, Россия
ПОНОМАРЕВ А.Б., профессор, зав. кафедрой
«Строительное производство и геотехника» ПНИПУ
г. Пермь, Россия

РАСЧЕТНОЕ ОБОСНОВАНИЕ УСИЛЕНИЯ ГРУНТОВОГО ОСНОВАНИЯ МНОГОЭТАЖНОГО ЖИЛОГО ДОМА В Г. НОВОСИБИРСКЕ ПАКЕТНЫМ ВЫСОКОНАПОРНЫМ ИНЪЕЦИРОВАНИЕМ

Жилой дом № 2/2 по ул. Залесского в г. Новосибирске представляет собой 25-ти этажное одноподъездное здание с подвалом и техническим этажом близкое к квадратной форме в плане с размерами в крайних осях 24,6×24,6 м. Грунтовое основание здания сложено: суглинком легким пылеватым насыщенным водой тугопластичным мощностью 1,0…2,0 м (φ_e = 20º, c_e = 47 кПа, E_e = 14,0 МПа) и мягкопластичным с прослоями текучепластичного и супеси, мощностью 10,5…11,6 м (φ_e = 17º, c_e = 30 кПа, E_e = 13,8 МПа), а также слоем супеси песчанистой насыщенной водой пластичной с прослоями текучей и суглинка вскрытой мощностью 5,0…12,4 м (φ_e = 24º, c_e = 15 кПа, E_e = 18,4 МПа).

Характерной особенностью площадки является наличие подземных в т. ч. водонесущих коммуникаций, сооруженных за пятьдесят и более лет до начала строительства здания.

В качестве фундамента жилого дома была запроектирована ребристая плита с габаритными размерами 25,85×25,85 м, толщиной 600 мм, площадью 668,2 м^3. Расчетное давление под подошвой плиты для принятого варианта составило p = 346 кПа при расчетном сопротивлении грунта основания R = 852…885 кПа.

Расчеты показали, что осадка грунтового основания при сохранении природной влажности грунтов составляет S_e = 13,2 см, а в случае их полного водонасыщения $S_в$ = 14,1 см [1], что меньше предельного значения, указанного в действующем на период проектирования СНиП – S_u = 15,0 см [2].

Однако, несмотря на благоприятные инженерно-геологические условия площадки, учитывая риск возникновения непредвиденных неравномерных деформаций грунтового основания вследствие аварийного прорыва коммуникаций или уплотнения насыпных грунтов обратной засыпки возведенных ранее коллекторов, был выполнен расчет параметров усиления грунтового основания пакетным высоконапорным инъецированием.

Метод усиления плитных фундаментов пакетным высоконапорным инъецированием состоит из трех этапов.

Рисунок 1 – Жилой дом № 2/2 по ул. Залесского в г. Новосибирске

Первый этап работ – прерывистое контурное армирование вертикально ориентированными инъекционными телами вдоль смежных сторон плиты на участках длиной 0,5b (где b – длина стороны фундаментной плиты) от угла, в направлении которого развивается крен.

Второй этап – выполнение сплошного контурного армирования на этих участках. Прерывистое и сплошное контурное армирование способствует работе грунта под подошвой фундамента в условиях, подобных компрессионным, что положительно сказывается на стабилизации деформаций основания, а также препятствует «выходу» нагнетаемого раствора за пределы контура фундаментной плиты при проведении работ третьего этапа [3-5].

В зависимости от грунтовых условий и величины крена плитного фундамента работы по усилению основания могут быть прекращены после выполнения первого или первых двух этапов.

В случае необходимости выполняются работы третьего этапа. Они состоят в нагнетании цементно-песчаного раствора в грунтовое основание под подошву для создания жестких инъекционных тел под угловой частью плиты.

а) б) в)

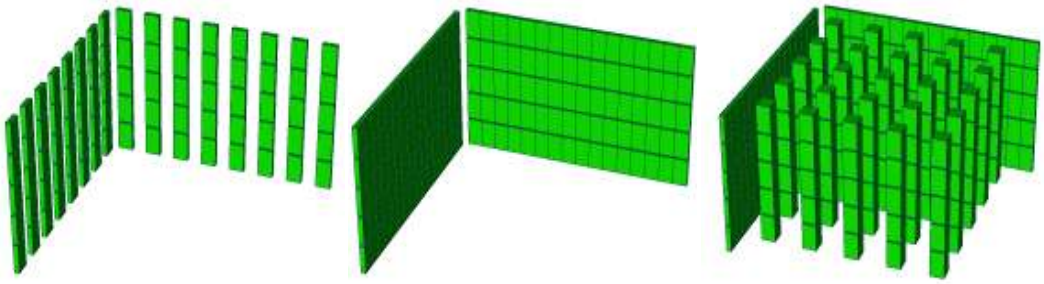


Рисунок 2 – Усиление грунтового основания плитного фундамента: 1-ый этап – прерывистое контурное армирование на участках длиной 0,5b (а); 2-ой этап – сплошное контурное армирование на участках длиной 0,5b (б); 3-ий этап – сплошное контурное армирование на участках длиной 0,5b с усилением основания под подошвой угловой части плиты (в)

Вертикальные инъекционные тела, в ходе работ первого и второго этапов, формируются путем одновременной подачи инъекционной смеси через группу, состоящую из трех инъекторов, расположенных вдоль прямой линии под давлением, превышающим структурную прочность грунта. Работы третьего этапа – инъецирование цементно-песчаного раствора под подошву фундаментной плиты, осуществляется путем подачи раствора через три инъектора, расположенных в вершинах воображаемого равностороннего треугольника. Расстояние между инъекторами в обоих случаях не должно превышать 1,0 м [6].

Расчетное обоснование усиления грунтового основания плитного фундамента жилого дома № 2/2 по ул. Залесского в г. Новосибирске пакетным высоконапорным инъецированием производилось в комплексе SCAD Office 21.1.9.1. Фундаментная плита моделировалась оболочными конечными элементами «41» типа (прямоугольный четырехузловой конечный элемент оболочки произвольного положения со степенями свободы X, Y, Z, U_X, U_Y, U_Z с изотропными свойствами). Материал – железобетон класса B25 (модуль упругости E = 30 МПа, коэффициент Пуассона μ = 0,2). Основание моделировалось однородным условно невесомым грунтом типа «суглинок», выполняемым из объемных конечных элементов «31» типа (восьмиузловой параллелепипед со степенями свободы X, Y, Z с изотропными свойствами). Размеры конечных элементов в плане принимались переменными от 0,75×0,25 м до 6,0×6,0 м. Сгущение сетки выполнялось в угловых и краевых точках плиты, в которых имеет место концентрация напряжений под плитой и резкое изменение НДС массива грунта.

Размер конечных элементов пропорционально увеличивался к краевым областям, где дополнительные напряжения и деформации основания от передаваемого по подошве плиты давления стремятся к нулю и не име-

ют существенного значения для результатов расчета. Инъекционные тела моделировались конечными элементами «31» типа с модулем упругости E = 100 МПа и коэффициентом Пуассона μ = 0,2. В расчетах, инъекционные элементы контурного армирования имели размеры: длина d = 0,75 м, ширина s = 0,25 м, высота h = 1,40 м. Размеры инъекционных тел под подошвой плиты: d = 0,75 м, s = 0,75 м, h = 1,40 м [6]. Шаг элементов в плане при выполнении прерывистого контурного армирования – 1,5 м, элементы усиления основания под угловой частью плиты располагались по сетке 2,25×2,25 м, на расстоянии 1,0 м от ее граней.

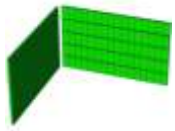
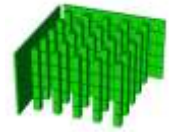
Между всеми элементами усиления по вертикали выполнялись разрывы шириной 0,1 м. Глубина контурного армирования и усиления основания под подошвой плиты – 7,4 м, что соответствует 5 инъекционным горизонтам.

Расчеты производились под руководством начальника Управления НИЭПВ НГАСУ (Сибстрин) профессора Л.В. Нуждина. Расчетная осадка фундаментной плиты на не усиленном грунтовом основании составила 142 мм в центральной и 118 мм в угловых точках.

Результаты расчета осадок плиты на грунтовом основании, усиленном пакетным высоконапорным инъецированием, приведены в таблице.

Таблица

Результаты расчета осадок фундаментной плиты при усилении грунтового основания пакетным высоконапорным инъецированием

Этап усиления	**L**	**q**	**$S_У$**	**ΔS**	**V**
	0,5b	-	109	9	21
		-	104	14	42
		5×5	85	33	140

Примечание. L – длина участка контурного армирования, м; q – количество элементов усиления под подошвой плиты в плане, шт.; $S_У$ – осадка угловой точки плиты после усиления грунтового основания, мм; ΔS – разность осадок угловой точки до и после усиления грунтового основания, мм; V – объем элементов усиления, м^3.

Анализ результатов показывает, что первый этап работ по усилению грунтового основания плитного фундамента (создание прерывистого контурного армирования) приводит к снижению осадки угловой точки на 9 мм или более чем на 7 % относительно значения осадки на не усиленном основании – 109 мм и 118 мм соответственно.

После выполнения работ второго этапа (формирования сплошно контура) осадка угловой точки фундаментной плиты составляет 104 мм – снижение на 14 мм или на 12 %.

После работ третьего этапа (усиления основания под подошвой плиты) осадка угловой точки снижается на 33 мм или на 28 % относительно первоначального значения – 118 мм.

Следовательно, выполнение каждого из трех этапов усиления приводит к положительному результату – существенному снижению деформаций грунтового основания плитного фундамента.

Необходимо отметить, что расход инъекционного раствора на первом этапе работ – 21 м^3, выполнение работ второго этапа требует 42 м^3, а третьего – 140 м^3.

Таким образом, коэффициент приведенного расхода материала, равный отношению затраченного объема цементно-песчаного раствора (в кубических метрах) к разности деформаций грунтового основания до и после усиления (в сантиметрах), для первого этапа работ равен $К_{прм}$ = 23,3, для второго – $К_{прм}$ = 30,0 и имеет самое высокое значение для работ третьего этапа – $К_{прм}$ = 42,4.

Результаты расчета в полной мере подтвердили целесообразность поэтапного усиления грунтового основания плитных фундаментов.

Рисунок 3 – Инъекционные кондукторы в теле монолитной железобетонной фундаментной плиты

Работы, как первого, так первого и второго этапов, технологически просты и наименее трудозатратны, при этом, судя по коэффициенту $К_{прм}$, наиболее эффективны с точки зрения использования материала. Их производство не требует специальных подготовительных мероприятий.

Для выполнения работ третьего этапа, в случае необходимости, усиления грунтового основания под подошвой, в тело фундаментной плиты при ее возведении, были установлены инъекционные кондукторы – металлические трубы диаметром, обеспечивающим возможность погружения сквозь них инъекторов [7].

При возникновении случайных кренов плитного фундамента, в процессе проведения работ по усилению грунтового основания, необходимо вести постоянный мониторинг за динамикой развития деформаций.

По результатам наблюдений за осадками работы по усилению могут быть ограничены выполнением одного – первого или первых двух этапов.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Техническое заключение о возможности применения плит на естественном основании в качестве фундаментов многоэтажных жилых домов (№ 1, № 2, № 3) с помещениями общественного назначения и подземными автостоянками по ул. Залесского в Заельцовском районе г. Новосибирска / Директор Управления НИЭПВ НГАСУ Л.В. Нуждин. – г. Новосибирск, 2006 г. – 10 с.

2. СП 22.13330.2016 Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*. – М.: ФГУП ЦПП, 2016. – 220 с.

3. Нуждин М.Л., Нуждин Л.В. Исследования эффективных параметров контурного армирования твердыми включениями неправильной формы // Механика грунтов в геотехнике и фундаментостроении: Мат. междунар. науч.-техн. конф. – Новочеркасск: ЮРГТУ (НПИ), 2015. – С. 325-331.

4. Справочник геотехника. Основания, фундаменты и подземные сооружения / Под общ. ред. В.А. Ильичева и Р.А. Мангушева. – 2-е изд., доп. и перераб. – М.: АСВ, 2016. – 1040 с.

5. Мустакимов В.Р. Исследование просадочных грунтов, армированных вертикальными элементами. – Saarbruken, LAP LAMBERT Academic Publishing, 2016. – 94 с.

6. Нуждин М.Л., Нуждин Л.В. Экспериментальное подтверждение возможности создания в грунтовом массиве инъекционных тел установленной формы // Известия вузов. Строительство. – 2019. – №10. – С. 101-112.

7. Способ корректировки вертикального положения зданий и сооружений на плитном фундаменте: пат. Рос. Федерация / Л.В. Нуждин, М.Л. Нуждин. – № 2352723; заявл. 06.08.2007; опубл. 20.04.2009. Бюл. № 11.

УДК 624.131

ПЛАТОНОВА С.В., к.т.н., доцент (СибГИУ)
АЛЕКСАНДРОВА Е.А., магистрант (СибГИУ)
г. Новокузнецк, Россия

МОДЕЛИРОВАНИЕ СИСТЕМЫ «ЗДАНИЕ-ОСНОВАНИЕ» В РАСЧЕТНОМ ПРОГРАММНОМ КОМПЛЕКСЕ ЛИРА-САПР С ПРИМЕНЕНИЕМ СИСТЕМЫ ГРУНТ

Программный комплекс ЛИРА-САПР имеет развитую графическую среду и дает возможность экспортировать и импортировать файлы и работать с такими системами как САПФИР-3D, Revit, Tekla, AutoCAD, ArchiCAD, Advance Steel, BoCAD, Allplan, STARK ES, Gmsh и др. Изополя, схемы деформации, изображение форм колебаний – это результаты, которые представляются в визуальном отображении программным комплексом ЛИРА [1]. Расчетные сочетания усилий, сочетания нагрузок, перемещения, напряжения, результаты подбора арматуры в железобетонном элементе или сечения металлических элементов представляются в форме таблицы. Так же возможен режим вариативного проектирования, что облегчает и ускоряет процесс подбора экономически и технически рационального решения.

Суперэлементное проектирование ускоряет решение задачи и снижает влияние плохой обусловленности большеразмерной матрицы.

Проверка прочности по усилиям в сечениях производит проверку по различным теориям прочности. Модули учета геометрической нелинейности, позволяют рассчитывать, как конструкции изначально геометрически неизменяемые (гибкие плиты и балки, гибкие фермы и др.) так и конструкции изначально геометрически изменяемые, для расчета которых необходимо вначале определить равновесную форму под заданный вид нагрузки (отдельные канаты, вантовые фермы, вантовые покрытия, тенты, мембраны и др.).

Модули учета физической нелинейности на основе различных нелинейных зависимостей σ-ε, обеспечивают возможность компьютерного моделирования таких процессов нагружения как, например, моно-, так и биматериальных конструкций, с прослеживанием развития трещин, проявлением деформаций ползучести и текучести, вплоть до получения картины разрушения конструкции.

Система ГРУНТ является частью единой интегрированной системы программного комплекса ЛИРА-САПР. При проектировании зданий и сооружений система ГРУНТ учитывает взаимодействие грунтового основания с наземной конструкцией (рис. 1), определяются значения вертикальных напряжений, учитываются влияние строящихся или существующих зданий, а также рассчитывается осадка и величина сжимаемой толщи грунта.

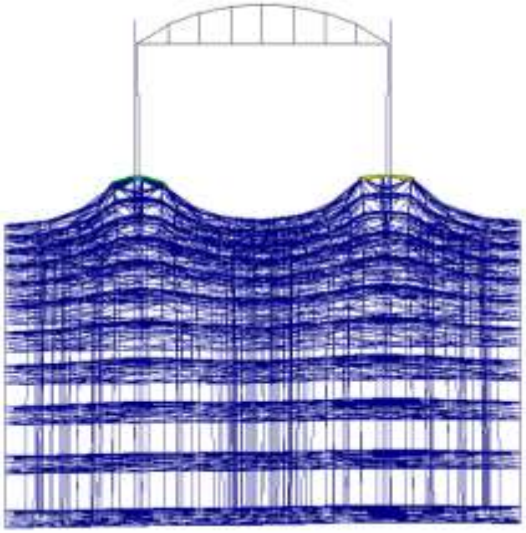


Рисунок 1 – Деформации грунтового основания системы ГРУНТ

Расчет коэффициентов постели производится в системе ГРУНТ по трем различным методам, которые можно задать непосредственно при расчете в программе. Величины коэффициентов постели для каждого конечного элемента автоматически передаются в общую аналитическую модель для дальнейшего расчета конструкций совместно с грунтовым основанием.

Задача о распределении напряжений в ряде случаев упрощается, если ее удается свести к так называемой плоской задаче, т. е. такому состоянию, когда напряжения распределяются в одной плоскости и не зависят от координат, перпендикулярных рассматриваемой плоскости. При этом предполагается, что в направлении, перпендикулярном рассматриваемой плоскости, нагрузка не меняется.

Следует отметить весьма важное свойство плоской задачи, заключающейся в том, что составляющие напряжений в рассматриваемой плоскости не зависят от деформационных характеристик линейно-деформируемого полупространства и будут справедливы для всех тел, для которых зависимость между напряжениями и деформациями может быть принята линейной.

Создание плоского грунтового массива в системе ГРУНТ после построения схемы и приложения нагрузок начинается с задания признака схемы, в данном случае схема будет иметь три степени свободы в узле (два перемещения и поворот).

Нами рассмотрена совместная работа железобетонного промышленного здания с грунтом основания. Поперечная рама воспринимала постоянные нагрузки (вес конструкций каркаса) и временные (крановые, снеговую и ветровую). Для расчета элементов поперечной рамы по предельным состояниям первой и второй групп учитывались наиболее неблагоприятные сочетания нагрузок.

Указанные сочетания устанавливали из анализа реальных вариантов одновременного действия различных нагрузок для рассматриваемой стадии работы конструкции с учетом разных схем приложения временных нагрузок или при отсутствии некоторых из них. Временные нагрузки с двумя нормативными значениями включали в сочетания как длительные (при учете пониженного нормативного значения) или как кратковременные (при учете полного нормативного значения).

Постоянные и временные нагрузки умножались на коэффициенты сочетаний: в основных сочетаниях для длительных нагрузок ψ_1=1, для кратковременных ψ_2=0.9, в особых сочетаниях для длительных нагрузок ψ_1=0.95; для кратковременных ψ_2=0.8, при этом особую нагрузку принимали без понижающих коэффициентов. При учете основных сочетаний, включались постоянные нагрузки, одна временная (длительная или кратковременная) коэффициенты ψ_1 и ψ_2 при этом не вводились. В основных сочетаниях при учете трех и более кратковременных нагрузок их расчетные значения определялись с учетом коэффициента сочетаний ψ_2, равного для первой (по степени влияния) кратковременной нагрузки 1.0, для второй – 0.8, для остальных – 0.6.

При учете сочетаний нагрузок за одну временную принималась нагрузка от одного или нескольких источников, если их совместное действие учитывалось нормативным и расчетным значением нагрузки. Для каждого сочетания нагрузок рассматривались следующие комбинации усилий: наибольший M_{max} и соответствующая ему продольная сила N, наибольший отрицательный момент M_{min} и соответствующая ему сила N, наибольшая продольная сила Nmax и соответствующий ей момент N. Кроме того, для каждой комбинации усилий в сечениях колонны у заделки (обреза фундамента), определялись поперечные силы Q а так же усилия при $\gamma_f = 1$ в тех же сечениях колонн, последние использовались для расчета оснований под фундаментами по деформациям.

Одноветвевые колонны задавались как стержни, оси которых проходили через центр тяжести надкрановой и подкрановой частей соответственно, жесткость назначалась «Брус», размеры подкрановой части 0.8x0.5 м, размеры надкрановой части 0.8×0.6. Надкрановая и подкрановая части в уровне низа подкрановой балки соединялись так же стержнем. Компоновка фермы выполнялась элементом «Стержень» [2], жесткость назначались «Брус», размеры сечений принимались согласно серии 1.463.1-3/87. Покрытие выполнялось перемещением образующей верхнего пояса фермы, конечные элементы – «Четырехугловые пластины», жесткость пластин соответствовала высоте H=30 см. Стеновые панели, а также остекление назначались как балка-стенка, из конечных элементов «Пластина», жесткость панелей варьировалась. Подкрановые балки назначались как «Стержни», жесткость соответствовала жесткости сварного двутавра. Для закрепления подкрановой балки использовались «Жесткие вставки». Фундаменты назна-

чались как плиты. Треугольные конечные элементы (рис. 2), обеспечивали совместную работу основания и фундаментной плиты.

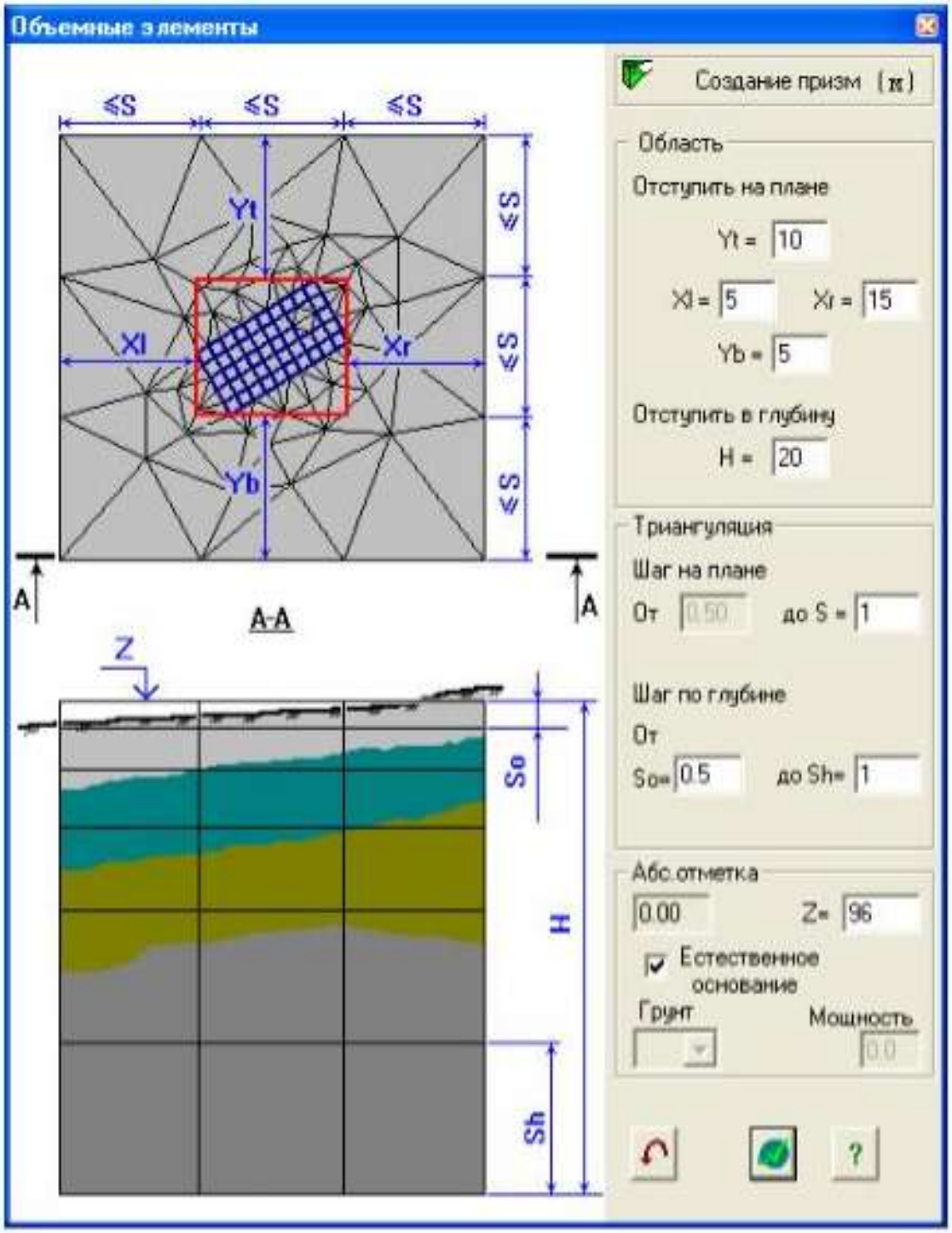


Рисунок 2 – Диалоговое окно «Объемные элементы»

В местах стыка фундаментной плиты и колонны назначались абсолютно жесткие тела. 3D-вид пространственного каркаса показан на рис. 3, 4.

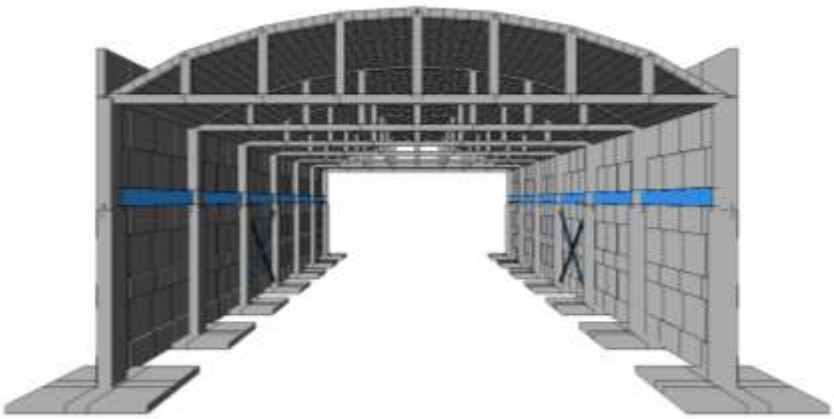


Рисунок 3 – 3D-вид пространственного каркаса

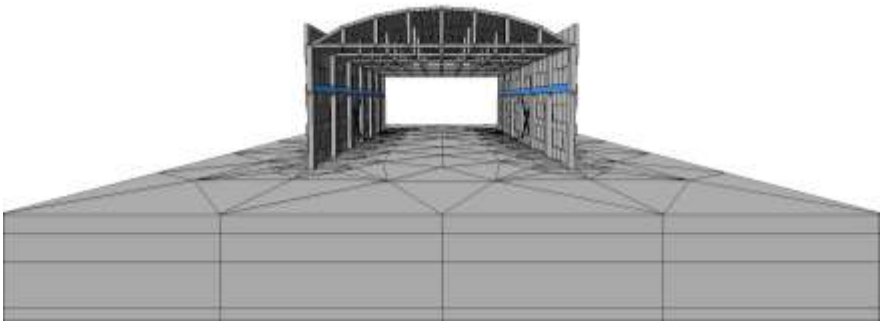


Рисунок 4 – 3D вид расчетной схемы с трехмерным массивом

Нами выполнен расчет железобетонного каркаса и фундамента на грунтовом основании в программном комплексе ЛИРА-САПР с применением системы ГРУНТ. Результаты расчетов пространственной схемы с подключенной моделью грунта показаны на рис. 5 и 6.

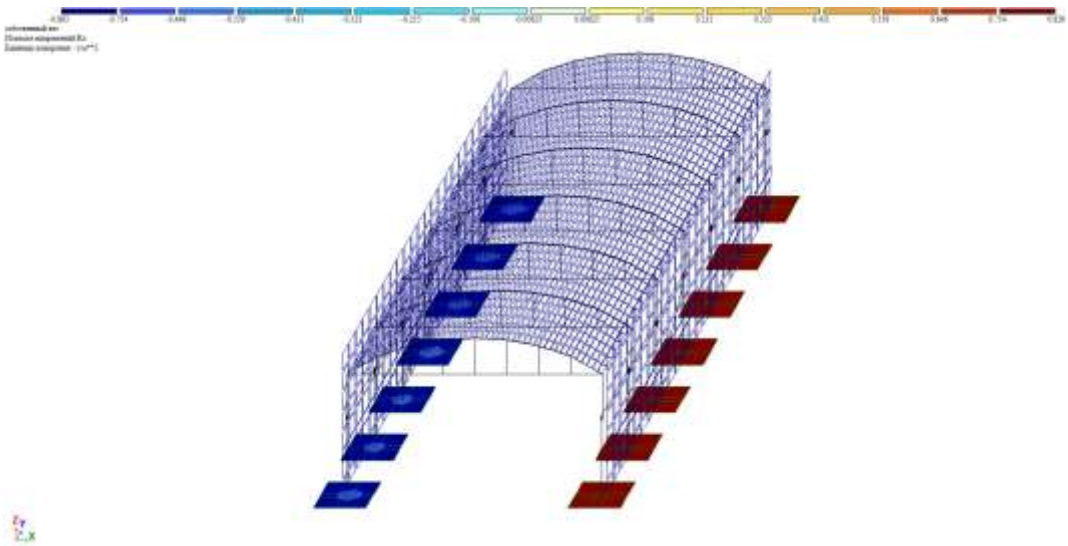


Рисунок 5 – Изополя Rz

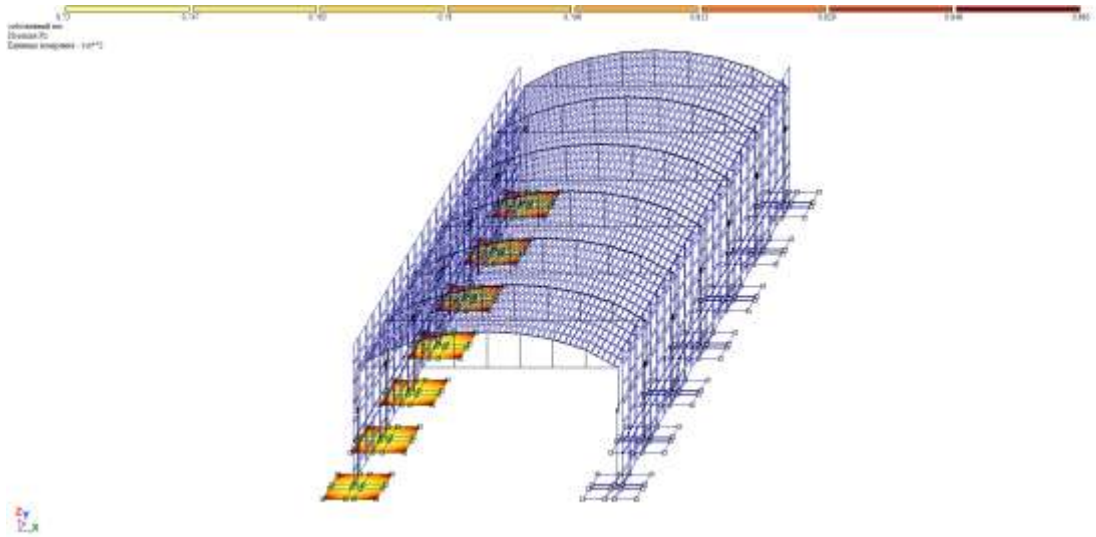


Рисунок 6 – Изополя Pz

Произведены расчеты по определению расчетных осадок (рис. 5), на основании расчетов можем сделать вывод о величине осадок фундамента по изополям перемещений Rz. Для этого выбираем отдельный фундамент в середине здания и берем ее за результат расчета.

На рис. 6 по изополям Pz можно определить отпор грунта.
Осадка фундаментов отражена в модуле грунт, составляет 0,19 мм и показана на рис. 7.

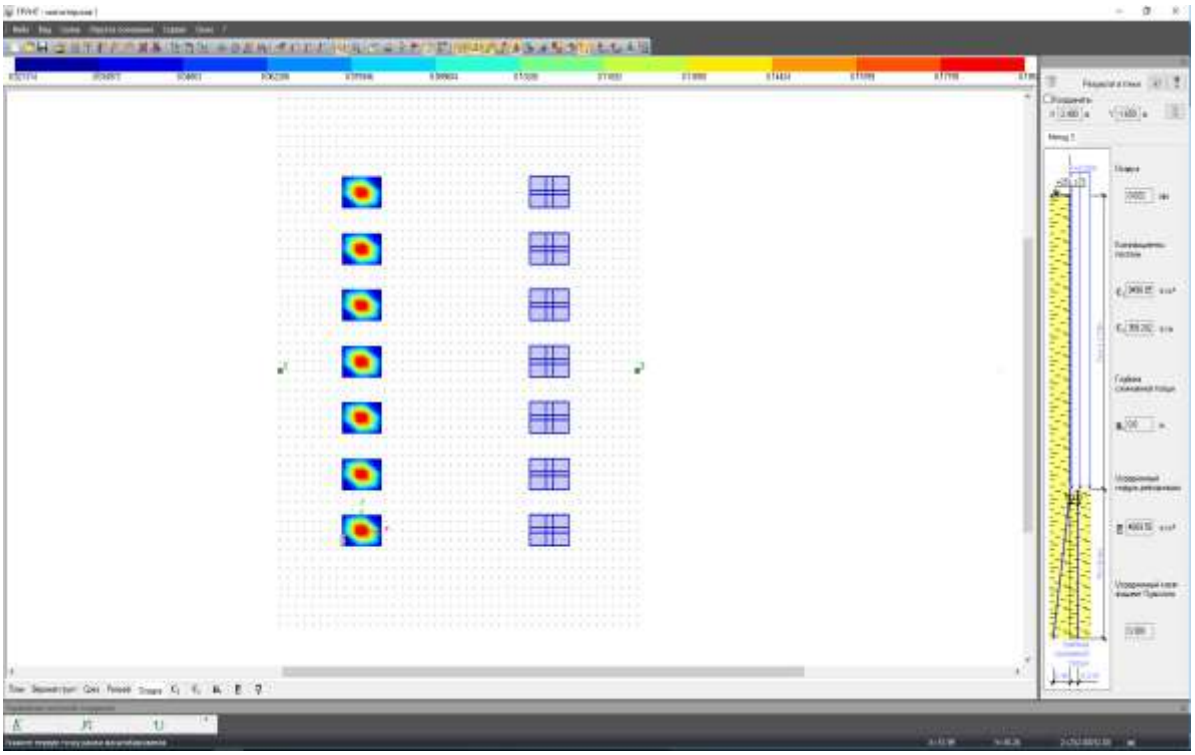


Рисунок 7 – Осадка фундамента

Значения осадок (таблица) полученные с использованием программного комплекса ЛИРА-САПР и ЛИРА-САПР с применением системы ГРУНТ, различны.

Таблица

Результаты расчетов осадки

Способ расчета	**Величина осадки, мм**	**Вид расчетной схемы**	**Примечание**
Ручной	15,06	Плоская рама	СП «Основания зданий и сооружений»
Автоматизированный	0,19	Пространственная	ЛИРА-САПР с применением системы ГРУНТ
Автоматизированный	2,00	Пространственная	ЛИРА-САПР

Расчет осадок отдельно стоящего фундамента методом послойного элементарного суммирования выполнен как сумма осадок элементарных слоев грунта такой толщины, для которой можно без большой погрешности принимать средние значения действующих напряжений и среднее значение характеризующих грунты коэффициентов в пределах сжимаемой толщи. Конечная стабилизированная осадка основания фундамента при ручном счете составила 15,06 мм, что существенно превышает значения, полученные с использование программного комплекса ЛИРА-САПР.

На основании данных таблицы и опыта работы с программным комплексом ЛИРА–САПР с применением системы ГРУНТ можем сделать выводы об особенностях расчета грунтовых оснований.

Достоинством системы ЛИРА-САПР с применением системы ГРУНТ является наглядность простраиваемого рельефа грунта и горизонтов заложения грунтов.

Недостатками системы ЛИРА-САПР с применением системы ГРУНТ являются:

– система не учитывает жесткость над фундаментными конструкциями;

– система не предназначена для приложения нагрузок от грунта на уступы фундамента, вес грунтов выше отметки приложения импортированных нагрузок назначается вручную, иначе значения осадок будут завышены;

– рассчитывается только величина осадки фундамента.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Водопьянов Р.Ю. Программный комплекс ЛИРА-САПР 2015. Руководство пользователя. Обучающие примеры : учебное пособие /

Р.Ю. Водопьянов, В.П. Титок, А.Е. Артамонова. – Москва : Электронное издание, 2015. – 330 с. : ил. + флэш-накопитель.

2. Карпунин, В.Г. Компьютерное моделирование плоских ферм и рам в программном комплексе ЛИРА-САПР : учебно-методическое пособие. – Москва Берлин : Директ-Медиа, 2017. – 127 с. – ISBN 978-5-4475-9199-1. – URL: http://biblioclub.ru/index.php?page=book&id=463312 (дата обращения: 25.03.2020).

УДК 624.130: 624.131.3

ПРОСТОВ С.М., д.т.н., профессор (КузГТУ)
г. Кемерово, Россия

ОСНОВНЫЕ ТЕНДЕНЦИИ И НАПРАВЛЕНИЯ РАЗВИТИЯ ТЕХНИЧЕСКИХ РЕШЕНИЙ ДЛЯ ЗАКРЕПЛЕНИЯ НЕУСТОЙЧИВЫХ ГРУНТОВЫХ ОСНОВАНИЙ СООРУЖЕНИЙ

Основаниями разного рода горнотехнических сооружений (надшахтных технических и административных сооружений, дамб гидротехнических объектов, конструкций очистных сооружений, обогатительных фабрик, теплоэлектроцентралей, метро, тоннелей, подземных помещений, промышленных и гражданских зданий) являются массивы техногенных насыпных пород и песчано-глинистых грунтов.

Целый ряд факторов естественного и техногенного характера негативно влияет на физико-механические свойства грунтов и приводит к деформациям несущих конструкций зданий и сооружений. Аварии зданий и сооружений происходят из-за ошибок, допущенных при изысканиях, проектировании, строительстве и эксплуатации, а также ряда природных факторов, а том числе изменения гидрогеологических условий застроенных территорий. Согласно статическим данным на 87 % эксплуатируемых зданий и сооружений имеют место аварийные ситуации различной степени [1-5].

Управление состоянием неустойчивых грунтов осуществляется путем закрепления (уплотнения) массива физическими и физико-химическими методами. Физические методы предполагают изменение физических свойств пород при помощи механического, термического и инъекционного воздействия на массив, также практикуется понижение уровня подземных вод с целью консолидации грунтов, расположенных в зоне увлажнения. Физико-химические методы основаны на изменении физических свойств массива путем химического воздействия.

В результате анализа и обобщения материалов научно-технической литературы и патентной документации установлено, что способы и устройства для закрепления неустойчивых грунтовых оснований сооружений

по технологическим и функциональным признакам разделяются на следующие области: механические; физико-химические; термические; инъекционные; понижение подземных вод [6-26].

Основные тенденции развития технических решений в рамках выявленных областей заключается в следующем:

– повышение несущей способности грунтового основания;

– снижение трудовых и материальных затрат;

– сокращение сроков строительства фундаментов;

– устранение неравномерности осадок фундамента конструкции;

– повышение сейсмостойкости сооружения.

В рамках выявленных основных областей и тенденций основные направления развития технических решений состоят в следующем:

– уплотняют грунт пульсирующим давлением;

– при подготовке уплотняющей смеси применяют специальные добавки и режимы;

– применяют уплотнение статическим давлением;

– применяют послойное и многослойное нагнетание;

– используют гидроразрыв грунта;

– применяют рациональные параметры инъекционных скважин;

– создают полости и разрыхляют грунт;

– используют дополнительные дренажные скважины;

– предотвращают засорение отверстий перфорированной части инъектора;

– изменяют параметры инъекции на основе мониторинга;

– селективно управляют свойствами грунтов основания;

– применяют механические устройства в комбинации с закреплением;

– обеспечивают гашение амплитуды колебаний;

– повышают жесткость конструкции.

Выявленные области, тенденции и направления развития технических решений для закрепления неустойчивых грунтовых оснований сооружений графически отражены на рисунке.

Для выявления основных тенденций и направлений развития технических решений в области закрепления неустойчивых грунтовых оснований сооружений проанализировано 111 изобретений.

Ниже приведены конкретные технические признаки реализации выявленных тенденций и направлений (более детальные описания технических решений изложены в аналитическом обзоре [27]).

• **Для повышения несущей способности грунтовых оснований уплотняют грунт пульсирующим давлением:**

– уплотняют водонасыщенные грунты погружением труб, в которые подают сжатый воздух с пульсирующим давлением, при этом при погружении труб происходит разжижение грунта, а при последующем подъеме – его уплотнение;

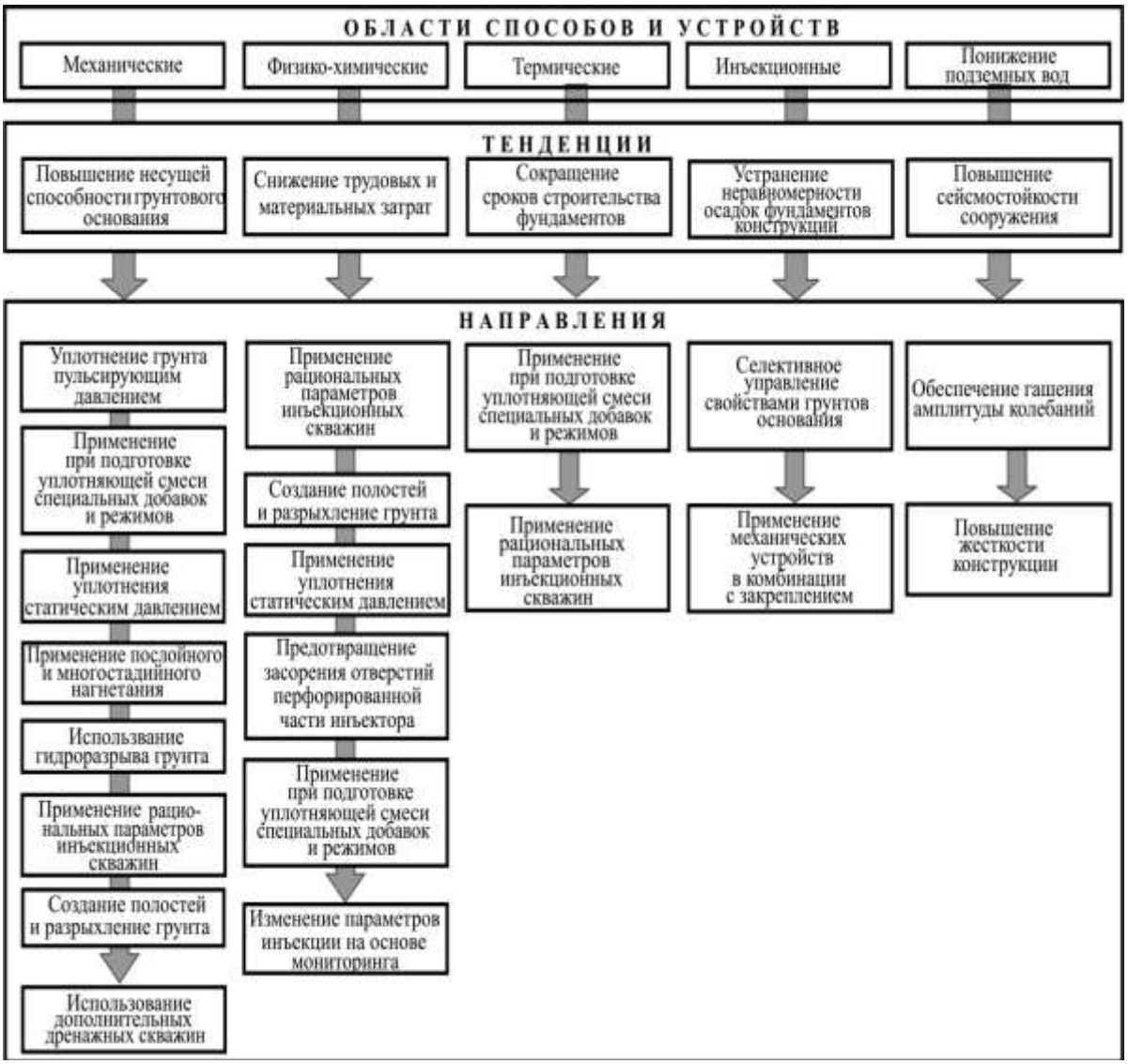


Рисунок – Области, тенденции и направления развития технических решений для закрепления неустойчивых грунтовых оснований сооружений

– для повышения плотности бетонного тела сваи укрепляющий раствор, подаваемый в основание сваи, производят пульсирующим потоком через инъектор в незатвердевшем бетоне;

– в переувлажненных грунтах водопоглощающий и закрепляющий цементный субстрат внедряют вибротрамбованием погруженным шаблоном;

при подготовке уплотняющей смеси применяют специальные добавки и режимы:

– переувлажненный грунт смешивают с порошком окисла магния и полученную смесь уплотняют;

– при приготовлении цементной или цементнопесчаной смеси измельчают увлажненный цемент до необходимой удельной поверхности, которую определяют в лабораторных условиях;

– обеспечивают оптимальную влажность цементогрунтовой смеси, определяемой по соотношению естественной влажности грунта и влажности на границе раскатывания;

– в песчанистые и супесчанистые грунты нагнетают через скважины известковое молоко, а затем закачивают углекислый газ;

– повышают пластичность цементных суспензий введением гидрофильных (сульфидно-спиртовой барды) или гидрофобных (нейтрализованного древесного песка) добавок;

– в переувлажненный грунт вводят по отдельности мочевину и фурфурол, а затем их перемешивают с образованием смолы;

– после закрепления грунта вяжущим в виде синтетических смол или силиката натрия в него нагнетают углекислый газ;

– в цементо-грунтовую смесь вводят гипс в количестве не менее половины веса избыточной воды;

– битум разжижают растворителем до стадии текучести, после чего его смешивают с грунтом и извлекают растворитель продуванием через смесь воздуха;

– параллельно с нагнетанием упрочняющего раствора производят водонасыщение грунта под давлением, на 1–2 МПа меньшим, чем давление нагнетания;

– при укреплении мерзлого грунта в укрепляющей раствор в качестве наполнителя используют охлажденный солевой раствор с низкой теплопроводностью;

– для уменьшения осадок уплотняемых грунтов в уплотняющий раствор вводят материал с плотностью, меньшей плотности воды (керамзитовый щебень, аглопорит, перлит и др.);

– в качестве замачивающего и уплотняющего раствора используют водную суспензию карбонатного шлама химводоподготовки котельных;

– дополнительные структурные связи, увеличивающие объем закрепленного грунта, создают раздельным нагнетанием порошкового цемента и диспергированной воды в струе сжатого воздуха;

применяют уплотнение статическим давлением:

– уплотняют грунт путем давления на сыпучий материал, помещенный в скважину, при этом до уплотнения на дно скважины устанавливают пробку, а на стенку со стороны, не требующей уплотнения – вертикальный упор;

– проходят скважину малого диаметра, при необходимости ее закрепляют, после чего уплотняют грунт вдавливанием пневмопробойника большего диаметра, заполняют и уплотняют бетоном полученную скважину;

– уплотняют забой буроинъекционной сваи путем погружения заостренного перфорированного наконечника на глубину 4–5 диаметра сква-

жины (сваи) и нагнетания цементного раствора после набора прочности материалом сваи;

– бетонируют внутреннюю трубу, подачей сжатого воздуха в межтрубное пространство деформируют внешнюю трубу, формируя коническую сваю и уплотняя грунт, после чего бетонируют межтрубное пространство;

– на конце трубы – инъектора устанавливают герметично закрепленный мешок из водонепроницаемого эластичного материала, расширяющийся и уплотняющий грунт в основании свай;

применяют послойное и многостадийное нагнетание:

– выявляют геологический элемент с наибольшей просадочностью, возводят буронабивную сваю путем полного замещения грунта бетонной смесью, а затем уплотняют грунт послойно напорной инъекцией, причем последующую заходку производят после того, как наберет прочность раствор предыдущей заходки;

– инъектор имеет две автономных нагнетательных полости, что обеспечивает одновременное нагнетание в грунт двух закрепляющих растворов с разрядкой их по вертикали;

– уплотнение производят послойно – сначала густыми растворами с заполнением крупных пустот, а затем – растворами с низкой вязкостью;

– инъектирование послойно снизу-вверх в пределах слоя однородного грунта путем перемещения инъектора и ограничения движения жидкости по скважине специальными пластинами – упорами;

используют гидроразрыв грунта:

– создают армирующие элементы путем вдавливания и прокатывания по поверхности скважины наконечника в форме чечевицы, образования трещины разрыва при подаче раствора под давлением в концентратор напряжений и заполнения ее быстротвердеющим материалом;

– до нагнетания раствора в массиве производят вертикальный гидроразрыв подачей крепителя в концентратор напряжений, образуемый перемещением резца и изолируемый тампонажной трубой большего диаметра;

применяют рациональные параметры инъекционных скважин:

– укрепляющий состав нагнетают с двух сторон земляного полотна так, что образуют опорную систему в виде пространственной решетчатой структуры;

– подачу раствора производят одновременно в 3 инъектора, расположенных в вершинах равностороннего треугольника, поднимают инъекторы, при этом высота подъема и давление подбирают в зависимости от свойств грунта для формирования инъекционного тела заданной формы;

– для уплотнения пространства между висячими сваями по обеим сторонам ленточного фундамента используют трехнаправленные щелевые инъекторы;

– инъекторы устанавливают по углам сваи, формируют прорези от оси сваи и нагнетают раствор в полости, усиливая проникновение раствора вибрацией;

создают полости и разрыхляют грунт:

– конусный наконечник инъектора снабжают продольными режущими пластинами, выступающими за контур скважины и разрыхляющими пристенную область грунта;

– при погружении обсадной трубы монитором производят размыв и перемешивание грунта с раствором, после чего в скважину опускают арматуру и постепенно поднимая обсадную трубу, подают бетон под избыточным давлением;

– размыв уширения буро-инъекционной сваи высоконапорной водоцементной смесью производят с выносом выбуренной породы на поверхность в объеме до полуторного первоначального объема скважины;

– разработку уширения осуществляют грейферным расширителем до диаметра, большего удвоенного диаметра скважины, а его заполнение бетоном производят до установки арматурного каркаса;

используют дополнительные дренажные скважины:

– дополнительно к нагнетательным бурят дренажные скважины с минеральным сыпучим заполнителем;

– при закреплении водонасыщенных грунтов дополнительно устанавливают в массиве дренажные трубы с пониженным давлением.

- **Для снижения трудовых и материальных затрат**

применяют рациональные параметры инъекционных скважин:

– скважины располагают наклонно с последовательным пересечением, так, что они образуют замкнутый зигзагообразный ход;

– инъектор снабжают дополнительной камерой высокого давления, предназначенной для предотвращения перемещения инъектора при увеличении рабочего давления;

– при укреплении в законтурном ряду массива отверстия в инъекторе располагают с одной стороны по сектору в 180□;

– скважину бурят до границы зоны легко уплотняемых грунтов, заполняют ее бетонной смесью, а уплотнение грунта производят импульсным динамическим воздействием взрывогенератором или высоковольтным электрическим разрядом;

– инъектор снабжают дополнительной трубой с винтовой лопастью, перекрывающей возможность раствору подниматься вверх по затрубному пространству;

– инъектор выполняют в виде секций, наращиваемых по мере его вдавливания в массив;

– уплотняющая упругая манжета распирается разжатием пружины при ее осевом поджатии гайкой-штурвалом;

– обеспечивают полное заполнение инъектора рабочим раствором с помощью системы поплавков, соединенных клапанами, перекрывающими напорные патрубки;

– для герметизации устья сважины инъектор снабжают баллонетом с эластичной оболочкой, деформируемой при подаче сжатого воздуха;

– уплотняющее устройство инъектора выполняют в виде резинового рукава, распираемого и прижимаемого к стенке скважины водой под давлением;

– до подачи закрепляющего раствора зону инъекции изолируют эластичными манжетами, распираемыми водой;

– скважины противофильтрационной завесы бурят горизонтально, одна над другой из вертикального ствола снизу-вверх, начиная от водоупора обводненных пород;

создают полости и разрыхляют грунт:

– ниже забоя буронабивной скважины на 0,3-0,4 м внедряют и перемещают вращательно-поступательно снаряд с полой штангой и режущим наконечником, после чего армируют и бетонируют ствол сваи;

– плоскую щель для создания сплошной непроницаемой стенки формируют путем разрезания грунта ножом при его протягивании лебедкой;

– инъектор снабжают двумя резцами, верхний из которых имеет большую высоту, что препятствует укреплению массива слоями;

– для стабилизации свойств многокомпонентного рабочего раствора внутреннюю трубу инъектора снабжают лопастями, при вращении которых происходит перемешивание компонентов раствора;

применяют уплотнение статическим давлением:

– цементирующий раствор помещают в патроны вместе с взрывчатым веществом и детонатором, которые затем опускают в скважину до отметки, соответствующей требуемой глубине уплотнения грунта, и взрывают;

– опрессовку цементно-песчаного раствора, залитого в скважину, проводят через осевое отверстие в железобетонном элементе, погружаемом в раствор;

– до инъекции раствора прорезают в грунте щель струной, натянутой между двумя инъекторами при их внедрении в грунт;

предотвращают засорение отверстий перфорированной части инъектора:

– для исключения засорений отверстий инъектора пространство между инъектором и стенкой скважины изолируют эластичной оболочкой, заполняемой раствором;

– для создания повышенного давления гидроразрыва грунта отверстия инъектора перекрывают липкой лентой, разрываемой в момент гидроразрыва;

– диаметр перфорированной части инъектора выполняют на 4–6 мм меньше диаметра наконечника, поэтому отверстия не забиваются грунтом, а диаметр глухой части на 2–3 мм больше диаметра наконечника, что облегчает извлечение инъектора;

– перфорированную часть инъектора закрывают при забивке обсадной трубой, при инъекции ее перемещают и открывают отверстия, которые не забиваются грунтом;

– отверстия на перфорированной части инъектора закрывают резиновым кольцом, предотвращающим их заполнение грунтом и отжимающимся при увеличении давления инъекционного раствора;

– раствор подают через зазор в торце инъектора, закрываемом острым наконечником и открываемом при его внедрении в грунт поворотом рукоятки;

при подготовке уплотняющей смеси применяют специальные добавки и режимы:

– до и после нагнетания закрепляющего раствора в грунт вводят сжатый воздух для вытеснения воды из пор грунта;

– после гидроразрыва массива производят его замачивание, уплотнение и армирование в одну стадию, нагнетая раствор, включающий цемент, песок, ПАВ и воду, количество которой определяют по разности естественной и оптимальной влажности грунта;

– одновременно с цементным раствором через вращающиеся форсунки в скважину нагнетают сжатый воздух, размывая и перемешивая грунт;

– верхнюю часть буроинъекционной сваи выполняют в виде сборного железобетонного элемента с встроенными инъекционными каналами, а нижнюю часть формируют нагнетанием раствора;

изменяют параметры инъекции на основе мониторинга:

– определяют момент достижения укрепленным массивом требуемого уровня прочности по предварительно установленной взаимосвязи между прочностью и удельным электросопротивлением массива и измеряя эту величину в процессе набора прочности грунтом;

– обработку массива прекращают в тот момент, когда концентрация укрепляющего раствора достигнет уровня, обеспечивающего требуемый уровень прочности в течение нормального срока ей набора, который определяют по предварительно установленным уровням удельного электросопротивления;

– момент окончания нагнетания определяют по выступанию раствора на поверхности грунта за пределы прижимаемого к ней диска;

– о кольматации устьев трещин при нагнетании судят по снижению величины потенциала фильтрационного электрического поля, измеряемого в скважине, параллельной инъекционной;

– о размерах зоны инъекции и заполнении грунта укрепляющим раствором, смешанным с магнитным порошком, судят по индуктивности датчиков-катушек, перемещаемых при повороте и подъеме инъектора после инъекции;

– создают вокруг инъектора оболочку из быстротвердеющего раствора, а затем на стадии его пластичности нагнетают вторичный раствор под более высоким давлением;

– в зависимости от вида и характеристик грунта регулируют поперечное сечение, высоту грунтоцементного элемента буроинъекционной сваи и глубину погружения сборного элемента (арматуры или трубы) в грунтоцементный массив.

- **Для сокращения сроков строительства фундаментов**

при подготовке уплотняющей смеси применяют специальные добавки и режимы:

– временно закрепляют грунт песчаного типа введением в него раствора кристаллической соли при температуре, превышающей температуру грунта, с последующей кристаллизацией соли в порах грунта;

– фундаментные блоки и стены зданий формируют нагнетанием по трубопроводу пластичной бетонной смеси в замкнутые в сечении непроницаемые рукава соответствующей длины;

применяют рациональные параметры инъекционных скважин:

– после подготовки поля инъекционных скважин нагнетание начинают с барьерных скважин по периметру поля более вязкими растворами, а затем – по внутренним рядам, а также послойно в нисходящем или восходящем порядке;

– цементацию грунта осуществляют одновременно с бурением в направлении, перпендикулярном оси скважины, через раздаточный элемент с соплами диаметром 2–5 мм;

- **Для устранения неравномерности осадок фундамента**

селективно укрепляют свойствами грунтов основания:

– опорные блоки под фундаментом, располагаемые в выемках, на участках оснований с повышенной жесткостью выполняют из материала с модулем деформации, меньшим, чем у грунта основания, а на участках с пониженной жесткостью – с большим;

– уплотняют грунт под подошвой осевшего фундамента вдавливанием сыпучего материала(щебня), засыпанного в направляющие обсадные трубы, гидродомкратом синхронно с вибровоздействием;

– увеличивают жесткость грунтового основания селективно пропорционально деформациям по участкам сооружения путем увеличения глубины инъектирования, напорного давления, количества закачиваемого твердеющего раствора или обрабатываемой площади;

– в сезоннопромерзающих грунтах основания через шурфы задавливают под фундамент горизонтально инъекторы, производят регулируемый обогрев грунта и его оттаивание, а после ликвидации деформаций, вызванных морозным пучением грунта, в полости закачивают твердеющий материал;

– термостабилизируют многолетнемерзлые грунты установкой длинномерных термостабилизаторов под фундаментом путем протяжки их и установки в горизонтально-направленных скважинах;

– сначала закрепляют грунт на участках фундамента с наименьшими осадками, а затем после «выпрямления» изогнутой по высоте оси конструкции – на участках с меньшими осадками;

– со стороны крена здания сооружают шпунтовую стенку, а со стороны, противоположной крену, через скважины производят откачку грунтовых вод до выравнивания крена, после чего грунт упрочняют путем введения закрепляющего раствора;

применяют механические устройства в комбинации с закреплением грунта:

– регулируют нагрузку на участки фундамента устройством в котловане под фундаментом монолитной железобетонной плиты, установкой на нее винтовых домкратов и распором винтовых домкратом до выравнивания нагрузки на участки фундамента;

– в основание вводят (укладывают) продольные наполняемые оболочки и поперечные многооболочечные элементы из композитных материалов, обладающих эффектом памяти с заполнением пространства между ними насыщенным грунтом;

– для компенсации осадок фундамента при бурении инъекционной скважины в нее помещают продольные арматурные стержни, охваченные поперечной арматурой, заполняют мелкозернистым бетоном, а затем опрессовывают грунт цементным раствором через отверстия, ориентированные в направлении фундамента;

• **Для повышения сейсмостойкости сооружения обеспечивают гашение амплитуды колебаний:**

– снижают амплитуду сейсмических колебаний устройством скользящего слоя между плитным фундаментом сооружения и основанием, а также изолирующей полости по периметру фундамента с глубиной порядка половины ширины здания;

повышают жесткость конструкции:

– между сваями создают несущие оболочки путем отсыпки искусственного криволинейного основания, его армировкой по поверхности криволинейными стержнями, связанными со сваями, и бетонирования оболочки через инъекторы цементным раствором;

– изменением положения вертикальной плоскости гидроразрыва на угол 90–270° в плане и заполнением под давлением твердеющим материалом формируют армоэлементы, образующие пространственные структуры прямоугольной, шестигранной или треугольной формы.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Бройд И.И. Струйная геотехнология. – Москва : АСВ, 2004. – 448 с.

2. Малинин А.Г. Струйная цементация грунтов. – Пермь: «Пресс-тайм», 2007. – 168 с.

3. Страданченко С.Г. Исследования параметров химического и электрохимического закрепления грунтов / С.Г. Страданченко, П.Н. Должиков, А.А. Шубин. – Новочеркасск: ЮРГТУ(НПИ), 2009. – 198 с.

4. Ибрагимов М.Н. Закрепление грунтов инъекцией цементных растворов / М.Н. Ибрагимов, В.В. Семкин. – Москва : АСВ, 2012. – 256 с.

5. Простов С.М. Комплексный мониторинг процессов высоконапорной инъекции грунтов / С.М. Простов, В.А. Хямяляйнен, О.В. Герасимов ; Кузбасский гос. технический ун-т", Российская акад. естественных наук. – Кемерово, 2006. – 94 с.

6. Простов С.М. Комплексный геолого-геофизический мониторинг процессов упрочнения грунтов / С.М. Простов, О.В. Герасимов Н.Ю. Никулин. – Томск : Изд-во Том. ун-та, 2015. – 188 с.

7. Простов С.М. Анализ напряженно-деформированного состояния, укрепляемого однородного грунтового основания на основе интегральных критериев / С.М. Простов, М.В. Соколов // Вестник Кузбасского государственного технического университета. – 2015. – № 6 (112). – С. 52-62.

8. Prostov S.M. The influence of injecting strengthening for uniform subgrade soils of strip foundations on their stress-strain state / S.M. Prostov, M.V.Sokolov, A.V.Pokatilov // International Journal of Applied Engineering Research. – 2015. – Т. 10. – № 24. – С. 45297-45306.

9. Аргал Е.С. Некоторые особенности технологии закрепления грунтов манжетной инъекцией с использованием микроцемента / Э.С. Аргал, В.М. Королев, О.Е. Смирнов и др.// ОФМГ. – 2008. – №1. – С.25-28.

10. Jun Chul Shin. Оценка эффективности цементации песчаного грунта буроинъекционным методом с использованием искусственной нейронной сети/ Jun Chul Shin, Jeong jun Park, Jun Yu, Chitaranjan Parta// ОФМГ. – 2018. – №5. – С. 8-13.

11. Горбушин А.В. Возможности использований электроразрядной технологии при строительстве на слабых грунтах/ А.В. Горбушин, В.М. Рябиков// ОФМГ. – 2008. – №6. – С.10-13.

12. Ибрагимов М.Н. Опыт применения методов инъекционного укрепления грунтов основания// ОФМГ. – 2009. – № 1. – С.15-19.

13. Опыт закрепления грунтов цементогрунтовыми элементами/ Б.Н. Исаев, С.Ю. Бадеев, А.Г. Лунев и др.// ОФМГ. – 2010. – №5. – С.29-32.

14. Малинин А.Г. Экспериментальные исследования диаметра грунтоцементных колонн в различных грунтовых условиях/ А.Г. Малинин, И.Л. Гладков // ОФМГ. – 2011. – №3. – С.27-30.

15. Ибрагимов М.Н. Особенности цементации грунтов по гидроструйной технологии// ОФМГ. – 2013. – № 5. – С.17-21.

16. Петрухин В.П. Новые способы геотехнического проектирования и строительства/ В.П. Петрухин, О.А. Шулятьев, О.А. Мозгачева. – Москва: Издательство АСВ, 2015. – 224 с.

17. Волков Ф.Е. Использование укрепительной цементации для повышения устойчивости оснований жилых зданий к карстовым провалам// Проблемы технической мелиорации грунтов оснований зданий и сооружений: М-лы Всерос. науч.-практ. конф. – Уфа, 2016. – С.9-18.

18. Макеева Т.Г. Перспективы и возможности укрепления грунтов цементными растворами с углеродными наноструктурами// Проблемы технической мелиорации грунтов оснований зданий и сооружений: М-лы Всерос. науч.-практ. конф. – Уфа, 2016. – С. 52-58.

19. Ларионова Н.А. Влияние состава и свойств песчаных грунтовна эффективность их укрепления физико-химическими методами// Проблемы технической мелиорации грунтов оснований зданий и сооружений: М-лы Всерос. науч.-практ. конф. – Уфа, 2016. – С.81-86.

20. Перов В.П. Усиление основания методом химического закрепления грунтов// Проблемы технической мелиорации грунтов оснований зданий и сооружений: М-лы Всерос. науч.-практ. конф. – Уфа, 2016. – С. 93-95.

21. V. A. Ilichev, N. S. Nikiforova, M. M. Tupikov. Deformation of soil masses dur-ing construction of shallow utility tunnels. Soil Mechanics and Foundation Engineering. 2011. Volume 48. Issue 3. Article 94.

22. A.A. Zemlyanskii. Active reinforcement of weak soils during construction of high-capacity holding tanks. Soil Mechanics and Foundation Engineering. 2006. Volume 43. Issue 4. pp. 131-135.

23. S.G. Bogov. Experience with jet technology for strengthening foundations of old buildings. Soil Mechanics and Foundation Engineering. 2007. Volume 44. Issue 3. pp. 109-114.

24. M.N. Ibragimov. Experience with injection methods for stabilization of bed soils. Soil Mechanics and Foundation Engineering. 2009. Volume 46. Issue 1. pp. 17-23.

25. A. N. Pushilin, A. V. Favorov, V. I. Sheinin. Method of calculating forces in buildings subject to bed deformations induced by underground excavations. Soil Mechanics and Foundation Engineering. 2007. Volume 44. Issue 3. pp. 77-82.

26. B. Petrovic, S. Vujić, V. Čebašek, G. Gajić, D. Ignjatović. Predictive analysis of slope stability of internal dumps in Tamnava–West field mine after flooding. Journal of Min-ing Science. January 2016. Volume 52. Issue 1. pp.110–114.

27. Простов С.М. Способы и устройства для закрепления неустойчивых грунтовых оснований сооружений (аналитический обзор) / С. М. Простов, С. Р. Артеменко, Т. О. Гончарова; под ред. С. М. Простова; КузГТУ. – Кемерово, 2015. – 188 с.

УДК 624.130: 622.267.33

ПРОСТОВ С.М., д.т.н., профессор (КузГТУ)
г. Кемерово, Россия

ОСНОВНЫЕ ТЕНДЕНЦИИ И НАПРАВЛЕНИЯ РАЗВИТИЯ ТЕХНИЧЕСКИХ РЕШЕНИЙ В ОБЛАСТИ ЭЛЕКТРОХИМИЧЕСКОГО ЗАКРЕПЛЕНИЯ НЕУСТОЙЧИВЫХ ГРУНТОВ

Уникальность глинистых грунтов как объекта горно-строительных работ состоит в сочетании низкой прочности и низкой проницаемости. Для управления их свойствами неэффективными являются инъекционные методы, поскольку химические растворы и смолы не удается закачать в массив. Наибольшее распространение в данных условиях получили методы замораживания, однако они весьма дороги и трудоемки, кроме того, дают только очень ограниченный во времени эффект.

Принципиально перспективными для осушения и упрочнения малопроницаемых глинистых горных пород являются электрохимические методы, основанные на явлении электроосмоса – движения заряженных частиц (ионов) в постоянном электрическом поле. Электрообработка обеспечивает улучшение физико-механических свойств горных пород с минимальной проницаемостью.

Сочетание действий электрического поля и консолидирующих составов в ряде случаев приводит к преобразованию рыхлой и текучей среды в монолит, прочностные параметры которого непрерывно увеличиваются. После электрообработки песчано-глинистый массив становится устойчивым к размоканию и набуханию.

На настоящий момент экспериментальные, теоретические исследования и опытно-промышленные испытания технологий электроосмотического осушения и электрохимического закрепления (ЭХЗ) неустойчивых грунтов проведены в ряде отечественных [1-6, 22, 23] и зарубежных [7-21] организаций, получены результаты, имеющие промышленное значение, вместе с тем, широкого практического применения технология ЭХЗ до настоящего времени не получила.

На наш взгляд, основными причинами этого являются следующие обстоятельства:

– электрохимическая обработка включает целый ряд физико-химических явлений (электрохимических, гидродинамических, преобразований агрегатных состояний и т. п.), что в сочетании с неоднородностью свойств горных пород приводит к недостаточной предсказуемости результатов ЭХЗ;

– технология ЭХЗ энерго - и материалоемкая;

– для достижения эффективного результата требуется детальная информация о геологическом строении, состоянии и свойствах массива, их изменениях в процессе воздействия.

Для выявления основных тенденций и направлений развития технических решений в области ЭХЗ грунтов проанализировано 116 изобретений.

В результате обобщения материалов научно-технической литературы и патентной документации установлены следующие тенденции развития технических решений (способов, устройств и веществ) в области электрохимического закрепления неустойчивых грунтов (рисунок): совершенствование технологии; разработка конструкций электродов-инъекторов; разработка устройств для установки и погружения электродов; разработка силовых электроустановок; разработка способов контроля качества.

Основными направлениямиразвития технических решений являются следующие (см. рис.): улучшение физико-механических свойств грунта; повышение устойчивости технических сооружений; осушение грунтов и закрепление на водоемах; совершенствование технологии обработки; улучшение эксплуатационных показателей; обеспечение непрерывности технологии; управление свойствами укрепляющих растворов; оценка изменения физико-механических свойств грунтов; прогноз результатов и корректирование технологических параметров.

Ниже сформулированы конкретные пути реализации указанных выше направлений и тенденций (более детальные описания технических решений изложены в аналитическом обзоре [24]).

В области разработки способов и устройств, обеспечивающих совершенствование технологии ЭХЗ

При разработке способов и устройств, улучшающих физико-механические свойства грунтов

– для предотвращения закупоривания пор грунта у анода вводят силикатный раствор за пределами межэлектродных зон через средний нейтральный инъектор;

– повышение прочности и водостойкости грунта обеспечивается путем насыщения массива через аноды хлористым кальцием и растворами железа, калия и алюминия, а через катоды – раствором жидкого стекла повышенной концентрации;

– для интенсификации электрообработки вводят электролит в грунт через пористую засыпку (песок), окружающую электрод в скважине;

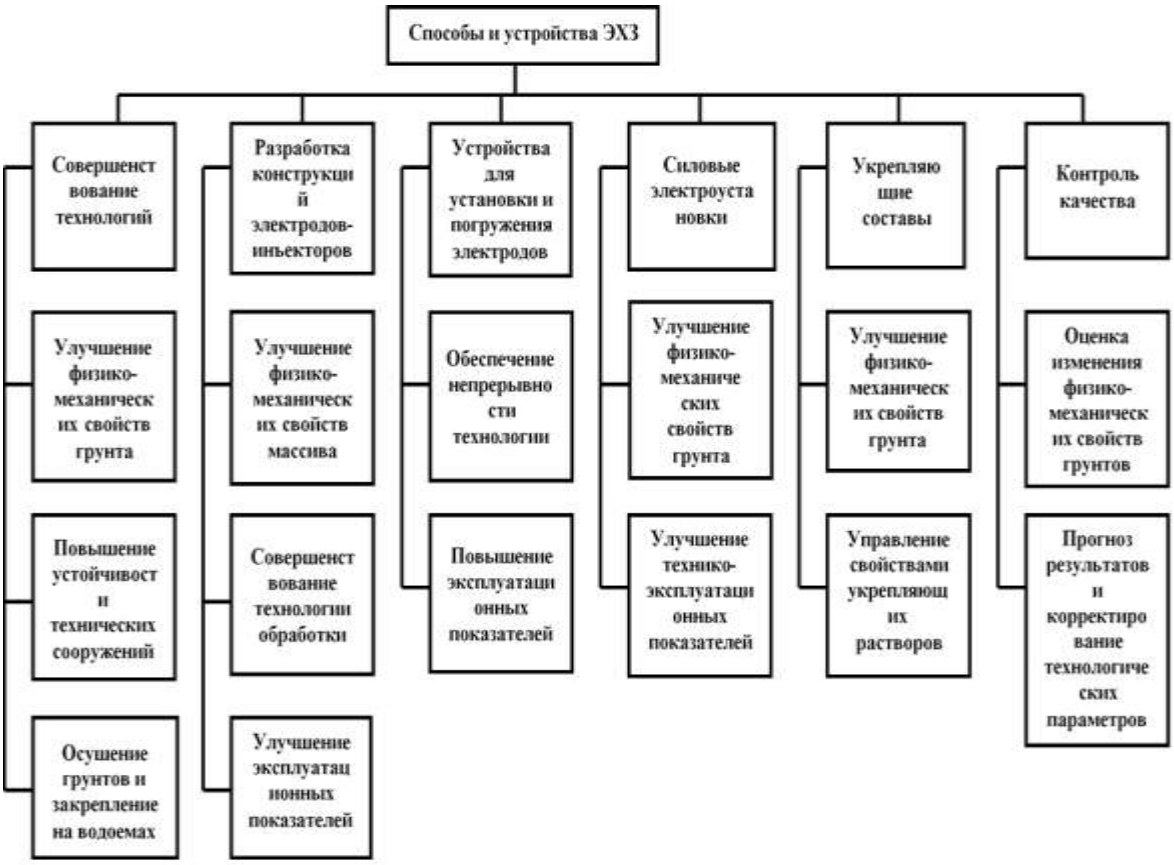


Рисунок – Направления и основные тенденции развития технических решений в области ЭХЗ неустойчивых грунтов

– для увеличения прочности грунта трубчатые дренажные катоды укладывают в грунт горизонтально, а анод-инъектор перемещают параллельно катодам при одновременном приложении механической нагрузки;

– для обеспечения однородности закрепляемого грунта концентрацию силикатного раствора увеличивают с 0,5-1 % через каждые 8–10 ч в 1,4-2 раз до 20-30 %;

– для повышения эффективности закрепления грунта:

– в качестве закрепляющей смеси используют водные растворы 50 %-й мочевинно – формальдегидной смолы, гидрата окиси натрия и сульфидно-спиртовой борды в соотношении 16:1:3;

– нагнетают водные растворы, через анод-резорцина, сульфидно-бардяного концентрата в соотношении 1:(0,8-1,2) и формальдегида, а через катоды-бихрома натрия;

– равномерность электрохимической обработки обеспечивается подачей на изолированные секций напряжений, пропорциональных удельному электросопротивлению соответствующего слоя грунта;

– для улучшения прочностных деформационных свойств грунта по мере его осушения в процессе электрообработки дополнительно инъектируют нефть;

– для повышения прочности грунта:

− после обработки постоянным током массив подвергают термической обработке в течение 8 ч при температуре 80 ºС;

− после обработки постоянным током в грунт инъектируют водные растворы солей щелочных и щелочноземельных металлов;

− во вторую половину периода электрообработки дополнительно нагнетают 15-20 %-й водный раствор формальдегида через нейтральный инъектор, установленный между анодом и катодом;

− закрепляющий материал обрабатывают магнитным полем, а плотность тока изменяют в течение трех этапов на уровне 2,7-2,8, 6-10 и 4,1-5,5 мА/см^2;

через анод подают водяной пар давлением 0,4-0,5 МПА;

– для повышения несущей способности грунта перед электрообработкой массива производят обработку цементирующего материала углекислым газом, а подаваемое напряжение увеличивают на 10-12 В каждые 8-10 ч;

– для повышения прочности и однородности грунта в процессе электрообработки производят многократную смену полярности напряжения, подаваемого на анод и катод;

– для повышения прочности массива электролит в скважины с насечками и заглушками нагнетают под давлением до образования трещин гидроразрыва, после чего производет электрообработку;

– для повышения прочности массива:

− в качестве анода и катода используют металлические стержни, анод при токе 2-10 А растворяется в грунте, а вокруг катода за счет электролиза образуется щелочная среда, приводящая к образованию монолита грунта;

− на концы металлических стержней-электродов надевают катушки индуктивности, подают на них переменное напряжение 20-300 В;

– для равномерного уплотнения электрообработку сопровождают нагревом грунта параллельными слоями до температуры 35–70 ºС с последующим остыванием, при этом температуру верхних слоев поддерживают более высокой, чем у нижних;

– для укрепления процесса упрочнения и снижения затрат при подаче асимметричного переменного тока увлажненный разрыхленный и измельченный грунт перемешивают с вяжущим и электролитом, распределяют по поверхности и уплотняют катками;

– для сокращения продолжительности закрепления силикатно-формамидными растворами до обработки, подавая переменное напряжение, породу нагревают до 40 ºС, а при подаче раствора температуру доводят до 70 ºС;

– для повышения плотности грунта до электрообработки его уплотняют электрогидравлическим ударом путем мгновенного взрывного испа-

рения тонких проводников, соединяющих электроды - инъекторы при подаче на них тока высокого напряжения;

– дополнительное уплотнение грунта производят путем его предварительного замачивания раствором хлористого натрия и возбуждения колебаний пропусканием импульсов тока послойно по глубине;

– для увеличения дальности проникновения раствора в грунт через дополнительные разрядные электроды пропускают электрические импульсы с частотой 10–100 имп/мин, возбуждая ударные волны;

– при обработке грунтов со слоями различной проницаемости разнополярные электроды помещают внутри инъектора, а ударную волну в инъекторе возбуждают высоковольтными импульсами разрядами мощностью 10–100 кВт с возникновением электрогидравлического эффекта;

– для увеличения глубины распространения раствора подают высоковольтные импульсы тока в специальный коаксиальный электрод, тем самым образуют канал разряда, а затем его расширяют, электрод постепенно поднимают, обеспечивая цилиндрическую форму зоны укрепления.

При разработке способов и устройств, обеспечивающих повышение устойчивости технических сооружений

– электроосмотическое изменение степени увлажнения грунтов в основаниях технических сооружений (кратковременное избыточное увлажнение перед засушливым периодом, снижение влажности через дрены при устойчивом увлажнении) осуществляют с помощью двух сетей оголенных проводов, расположенных на поверхности грунта и на определенной глубине, зависящей от гидрогеологических условий;

– уплотнение глинистого ядра намывных плотин обеспечивают путем пропускания тока от анода, заложенного у основания ядра, к катоду, уложенному на дно пруда-отстойника;

– снижение пучения грунта в основаниях сооружений за счет уменьшения поступления воды в зону промерзания обеспечивают путем электроосмотической фильтрации в направлении, обратном миграции влаги, с помощью электродов, расположенных на поверхности промерзающего слоя и ниже него;

– для упрочнения грунта вокруг свай анод снабжают гибким изолирующим листом, соединенным с домкратом, обеспечивающим дополнительное уплотнение грунта;

– для уплотнения грунтов вокруг погруженных элементов под водой листы-аноды выполняют в виде секций, к каждой из которых подключают независимый источник тока и нагружающий домкрат, а режимы электрообработки и обжатия изменяют, обеспечивая их оптимальные сочетания;

– при сооружении каналов, дамб в грунте выполняют фильтрационный канал, который перегораживают влагонепроницаемыми перемычками, в канале устанавливают стержневые катоды, а в прилегающем к борту ка-

нала массиве – аноды, фильтрационный канал заполняют взвесью глины-бетонита, смешанного с щелочным электролитом;

– для повышения устойчивости оползневых участков определяют положение оползневых трещин или водонасыщеных линз, в них нагнетают раствор хлористого кальция, путем электрообработки расширяют зону обводнения, тем самым производят осушения грунта;

– для создания плотного покрытия дороги до электрообработки между электродами создают токопроводящий канал путем расплавления породы электрической дугой;

– при укреплении оснований сооружений на пористом песчанике сооружают бетонную подушку, через которую бурят скважины для электродов-инъекторов и производят электрообработку;

– для повышения устойчивости массива зону электроосмотического дренажа располагают в плоскости скольжения в сторону падения склона до водоотводной канавы.

При разработке способов и устройств осушения грунтов и укрепления дна водоемов:

– при упрочнении морских илов используют в качестве электролита природные растворы ила в морской воде в сочетании с самопогружением катода за счет разжижения ила и самодренажа грунта;

– для повышения интенсивности водоудаления и повышения прочности электрообработка сопровождается вибровоздействием, что разрушает структуру водонасыщенного грунта и способствует водоотдаче, а затем освободившееся частицы стремятся к более плотной упаковке;

– для повышения водоотдачи грунта:

− выравнивают pH анодной и катодной зоны путем отключения тока и введения через анодные электроды 0,5–2 %-ного раствора соляной кислоты;

− используют естественный гальванический элемент, вводят в приэлектродные зоны ПАВ и замыкают цепь электродов накоротко;

– для более эффективного осушения грунта на электроды подают асимметричный переменный ток с отношением энергии импульсов положительной и отрицательной полярности 20:2, при этом ток обратной полярности способствует большей дифференциации свойств и состава грунта по зонам;

– для укрепления грунтов под водой анод выполнен в виде концентрических секций, соединенных с плитой и силовыми гидроцилиндрами.

В области разработки конструкций электродов-инъекторов для электрообработки горных пород

При разработке устройств электродов-инъекторов, обеспечивающих улучшение физико-механических свойств массива

– для повышения эффективности отвода воды отрицательный электрод выполняют в виде арматурной сетки, расположенной внутри пористого дренажного блока, имеющего продольный канал у одного из торцов;

– для увеличения производительности дренаж-катод снабжают насосом, отключающимся при понижении уровня жидкости, и клапаном, выпускающим наружу газовые продукты;

– для улучшения закрепления ослабленного слоя соответствующий участок электрода выполняют в виде спирали, а остальные участки – прямолинейными и изолируют;

– для обеспечения различной степени осушения по глубине катод имеет несколько поясов с закрепленными на них съемными стержнями – электродами;

– для осушения промерзающих участков автодорог электроды, укладываемые в основание, имеют форму петлеобразно изогнутых в плане прутковых элементов с фильтрующим элементом из ткани, соединенным с водоприемником;

– для ускорения осушения грунта дрену-катод выполняют в виде сердечника с фильтрующей оболочкой, намотанной на извлекаемую обсадную трубу, в которой по всей длине размещаются оголенные проводники в количестве 2–20.

При разработке устройств, обеспечивающих совершенствование технологии ЭХЗ

– для обеспечения стабильности на контакте электрода с грунтом корпус выполняют из токонепроводящего материала, а потенциал несет токопроводящий стержень;

– для удержания на поверхности электрода слоя активного каталитического ферромагнитного порошка его снабжают источником магнитного поля;

– для обеспечения стабильности условий на контакте электрода с грунтом корпус снабжают винтовой канавкой с отверстиями, в которой уложена лента из пористой ткани, выполняющая роль эластичного клапана;

– для обеспечения непрерывности процесса электроосмоса проводящий стержень анода укладывают спирально в пазы каркаса, выполненного из пористого диэлектрика, выполняющего роль капиллярного насоса;

– для ускорения обработки грунта электрод-инъектор содержит анод в виде стержня с продольными пазами и катод в виде сетки, установленной по периметру скважины, а между ними располагают частично перекрывающий диэлектрический экран;

– для установления образования зоны повышенных сопротивлений на контакте анода с грунтом в этой зоне устанавливают дополнительный стержневой контрольный электрод, по потенциалу которого определяют момент включения напряжения обратной полярности;

– для интенсификации процесса обработки за счет испарения жидкости электрод выполняют из коррозионностойкого материала в виде арматуры или съемной кассеты, покрытых пористым материалом.

При разработке устройств, обеспечивающих улучшение эксплутационных показателей электродов-инъекторов

– для улучшения химической стойкости и стабилизации потенциала анода активный слой выполняют из магнетита, двуокисей марганца или свинца, а подслой – из смеси, включающей окись металла платиновой группы;

– для экономии металла электрод для электроосмотического осушения, разлагаемый при работе, снабжают токоподводящим стержнем, покрытым изолирующим слоем и имеющим резьбовое соединение;

– для увеличения контакта электродов и их повторного использования с грунтом в скважину засыпают обсыпку из песка и металлической стружки;

– для упрощения конструкции электродав его выполняют из проволоки, намотанной спирально на изолирующем основании;

– для улучшения электрохимических свойств электрода на его поверхность наносят слой смеси из соли кобальта и органического вещества с последующей многократной термообработкой;

– для повышения коррозионной стойкости перед формированием слоя проводящего оксида разрушают пассивирующую оксидную пленку и электроискровым легированием создают промежуточный слой интерметаллида;

– для повышения стойкости электродов за счет снижения сопротивления переходного слоя пассивирующую оксидную пленку разрушают обработкой абразивным материалом в растворе соли поливалентного металла с наложением электрического поля;

– для повышения жесткости и несущей способности инъекционного анкера он состоит из корпуса и тяги, металлических присоединенных к источнику тока, изолированных между собой шайбами;

– для повышения стойкости электрода пассивирующую оксидную пленку разрушают электроискровой эррозией без доступа атмосферного воздуха.

В области разработки устройств для установки и погружения электродов

При разработке механизированных устройств, обеспечивающих непрерывность технологии ЭХЗ

– для упрочнения грунта с одновременным уплотнением электроды устанавливают на самоходном шасси горизонтально с возможностью вертикального перемещения в индивидуальных направляющих с пружинными компенсаторами;

– для повышения скорости обработки дренаж-катоды укладывают в грунт горизонтально или наклонно, анод выполнен в виде сменных электропроводящих элементов, расположенных на траках гусениц самоходного шасси, а инъектор выполнен в виде трубки, погруженной под передней частью гусениц.

При разработке устройств погружения в грунт электродов-инъекторов, обеспечивающих повышение технико-экономических показателей технологии ЭХЗ:

– для повышения эффективности погружения вибрационное устройство снабжают зажимными клиньями, подвешенными на пружинах, перемещающимися в направляющих и имеющими погруженные стопоры;

– для повышения надежности устройство с силовым цилиндром и полым штоком снабжают самосжимающимся зажимом;

– для повышения точности установки электрода-инъектора вибронагружатель снабжают дополнительным направляющим хомутом с фиксатором;

– для автоматизации операции перезахвата ударное устройство снабжают дополнительном захватом для заклинивания электрода;

– для повышения производительности устройство снабжают роликопротяжным механизмом и роликоклиновым фиксатором на основе ползунного механизма;

– для снижения трудоемкости заглубления проталкивающий механизм выполняют в виде приводных роликов, перемещающихся винтовыми лопастями.

В области разработки силовых электроустановок для ЭХЗ

При разработке установок, обеспечивающих улучшение физико-механических свойств грунта:

– для улучшения свойств грунта схема содержит генератор однополярных импульсов на конденсаторе, диоде, резисторе и источник переменного напряжения для деполяризации электрохимической системы;

– для увеличения мощности рабочих импульсов тока и снижения массы устройства в схему включают дополнительные накопительные конденсаторы;

– для повышения точности регулирования напряжения применяют схему фазоимпульсного управления тиристорами.

При разработке установок, обеспечивающих улучшение технико-экономических показателей технологии ЭХЗ:

– для более равномерного нагружения источника тока устройство содержит выходы на дополнительную пару электродов, соединенных с основными через диод и конденсатор;

– для повышения надежности устройство дополнительно снабжают диодами, конденсаторами и дросселем, при этом происходит суммирование напряжений;

– для улучшения энергетических показателей асимметричный ток формируют:

– наложением на однополярные импульсы выпрямителя переменной составляющей тока источника;

– таким образом, что положительная фаза тока содержит два импульса, а отрицательная фаза – один импульс;

– для снижения массы и стоимости источника, повышения точности управления процессом ЭХЗ схема содержит три фазоимпульсных тиристорных регулятора напряжения;

– для экономии электроэнергии при подаче асимметричного тока установка имеет выход на дополнительный анод-инъектор, а с помощью дополнительного тиристора при изменении полярности напряжения ток пропускается через лампу накаливания.

В области разработки укрепляющих составов для ЭХЗ

При разработке составов, обеспечивающих улучшение физико-механических свойств грунта в различных условиях:

– для повышения прочности и водостойкости грунта в шлакогрунтовую смесь вводят добавку в виде водного раствора хлористого натрия и кальция;

– для повышения суффозионной устойчивости грунта в качестве отвердителя применяют минеральное вяжущее, содержащее силикаты кальция и магния, алюмината кальция;

– для повышения срока службы и прочности оснований в силикатный раствор дополнительно вводят мел в объеме 0,6-2,4 %;

– для повышения прочности и снижения проницаемости лессового грунта его дополнительно пропитывают продуктом аэеатропной ректификации кислых сточных вод производства синтетических жирных кислот в количестве 0,15-1,3 %;

– для повышения водонепроницаемости и прочности грунта до обработки определяют природное содержание хлористого кальция и гидрокарбоната натрия, а затем производят насыщение массива этими растворами, добиваясь их оптимального соотношения;

– для повышения прочности грунта его предварительно обрабатывают 10-20 %-ным водным раствором скрубберной пасты с последующим трамбованием;

– для повышения прочности и стойкости грунта к введению алюминатно-щелочных растворов грунт перемешивают с красным бокситовым;

– шламом, асбопеском, уплотняют и пропитывают раствором алюможелезистого цемента;

– для повышения прочности и снижения просадочности лессовидного грунта в него нагнетают смесь водных растворов аммиака и хлористого кальция;

– для повышения плотности грунта в состав силикатного раствора вводят каллогено-танидный реагент (отход производства кож);

– для закрепления слабопроницаемых грунтов нагнетают раствор силиката натрия с плотностью 1,01 г/см^3, через 5–14 сут. – с плотностью

1,09-1,4 г/см^3, а после выдерживания в течение 1-30 сут. – раствор хлористого кальция;

– для закрепления заторфованных грунтов, содержащих большое количество органических веществ, до силикатизации их обрабатывают 8-16 %-м водным раствором медного купороса в объеме 60-120 л/м^3;

– для закрепления песчанистых грунтов нагнетают 5-10 %-й водный раствор омыленного талового пека, затем 10 %-й раствор хлористого кальция, а затем закачивают воздух в количестве, превышающем более чем в 10 раз количество раствора;

– для закрепления насыпного грунта его насыщают смесью хлористого кальция и жидкого стекла, а затем уплотняют инденторами;

– для укрепления грунта оснований автодорог его перемешивают с укрепляющим составом, уплотняют, а затем обрабатывают током СВЧ.

При управлении свойствами укрепляющих растворов:

– для увеличения радиуса закрепления грунта раствор жидкого стекла непосредственно перед нагнетанием подвергают ультразвуковой обработке;

– для регулирования времени твердения смеси в грунт предварительно инъектируют щелочной катализатор, а затем вяжущее;

– для повышения стабильности однорастворного состава в качестве отвердителя применяют этилацетат и водорастворимые сульфонафтеновые кислоты;

– для повышения скорости пропитки массива жидким стеклом в состав дополнительно включают силикагель в объеме 1-5 %;

– для увеличения времени гелеобразования растворов применяют нитрилотриметилфосфоновую кислоту в виде 1,5-5 %-го водного раствора;

– для активизации растворов и электрохимических процессов применяют электроактиватор, в котором раствор разделяется на тончайшие струйки и ионизируется электрическим полем с напряженностью более 20 В/см.

В области контроля качества ЭХЗ

При оценке изменения физико-механических свойств грунтов в зоне обработки:

– проникновение раствора в участок массива оценивают по изменению емкости, измеренной датчиком, включающим плоский стальной электрод, медный электрод из тонкой фольги и слой изоляции;

– для контроля насыщения грунта укрепляющим раствором с помощью зонда, помещенного в зону обработки, измеряют изменения тока в контрольной цепи и, сопоставляя с предварительно построенной зависимостью, оценивают степень проникновения раствора;

– для определения радиуса закрепленного массива измеряют удельное электросопротивление образцов грунта, проводят электрическое зондирование через стенку выработки и сопоставляют график зондирования с сопротивлением образца;

– для оценки качества обработки измеряют электросопротивление между электродами-инъекторами с помощью устройства, включающего генератор, усилитель переменного тока и усилитель отклонения.

При прогнозировании результатов и корректировании технологических параметров ЭХЗ:

– прогнозируют момент достижения укрепленным массивом требуемого уровня прочности с помощью тарированной зависимости прочности от удельного электросопротивления и контролируя изменение электросопротивления массива в процессе набора прочности;

– о прочностных свойствах массива после нормативного срока твердения судят по степени насыщения массива укрепляющим составом на стадии электрообработки с помощью предварительно установленных зависимостей путем измерений удельного электросопротивления;

– о моменте прекращения электрообработки судят по изменению удельного электросопротивления массива с помощью предварительно установленной зависимости конечной прочности от электросопротивления массива, насыщенного раствором применяемого состава и различной концентрации до начала перехода к стадии твердения.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Ломизе Г.М. Электроосмотическое водопонижение/ Г.М. Ломизе, А.В. Нетушил. – Москва : Госэнергетическое изд-во, 1958. – 176 с.

2. Должиков П.Н. Электрохимическая обработка глинистых грунтов в строительстве. – Алчевск : ДГМИ, 2004. – 118 с.

3. Страданченко С.Г. Исследование параметров химического и электрохимического закрепления грунтов / С.Г. Страданченко, П.Н. Должиков, А.А. Шубин. – Новочеркасск: ЮРГТУ (НПИ). – 2009. – 198 с.

4. Королев В.А. Теория электроповерхностных явлений в грунтах и их применение. – Москва : ООО «Сам полиграфист». – 2015. – 468 с.

5. Простов С.М. Электрохимическое закрепление грунтов / С.М. Простов, А.В. Покатилов, Д.И. Рудковский : РАЕН. – Томск : Изд-во Том. ун-та, 2011. – 294 с.

6. Шабанов Е.А. Исследование физических свойств грунтов при электроосмотической обработке / Е.А.Шабанов, С.М. Простов, М.В. Гуцал // Вестник Кузбасского государственного технического университета. – 2015. – № 1 (107). – С. 3-7.

7. Athmer C.J. Cost estimated for electrokinetic remediation // Electrochemical Remediation Technologies for Polluted Soils, Sediments and Groundwater / Ed. by K. R. Reddy & C. Cameselle. – Published by A John Wiley & Sons. Inc., Hoboken, New Jersey, USA, 2009. P. 583–588.

8. Chih-Huang Weng. Coupled electrokinetic-permeable reactive barriers // Electrochemical Remediation Technologies for Polluted Soils, Sediments and

Groundwater / Ed. by K. R. Reddy & C. Cameselle. – Published by A John Wiley & Sons. Inc., Hoboken, New Jersey, USA, 2009. P. 483–504.

9. De Gioannis G., Muntoni A., Polettini A., Pomi R. Electrokinetic treatment of contaminated marine sediments // Electrochemical Remediation Technologies for Polluted Soils, Sediments and Groundwater / Ed. by K. R. Reddy & C. Cameselle. – Published by A John Wiley & Sons. Inc., Hoboken, New Jersey, USA, 2009. P. 149–178.

10. Elektoroxvicz M. Electrokinetic remediation of mixed metals and organic contaminants // Electrochemical Remediation Technologies for Polluted Soils, Sediments and Groundwater / Ed. by K. R. Reddy & C. Cameselle. – Published by A John Wiley & Sons. Inc., Hoboken, New Jersey, USA, 2009. P. 315–332.

11. Electrochemical Remediation Technologies for Polluted Soils, Sediments and Groundwater. // Ed. by K. R. Reddy & C. Cameselle. – Published by A John Wiley & Sons. Inc., Hoboken, New Jersey, USA, 2009, 732 p.

12. Hansen H.K., Rojo A., Pino D., Ottosen L. M. and Ribeiro A.B. Electrodialytic remediation of suspended mine tailings // Journal of Environmental Science and Health, Part A. Toxic/Hazardous Substances & Environmental Engineering. 2008. 43(8). P. 832–836.

13. Xaragunduz A. Electrokinetic transport of chlorinated organic pesticides // Electrochemical Remediation Technologies for Polluted Soils, Sediments and Groundwater / Ed. by K. R. Reddy & C. Cameselle. – Published by A John Wiley & Sons. Inc., Hoboken, New Jersey, USA, 2009. P. 235–248.

14. Lageman R., Pool W. Electro-raclamation, a versatile soil remediation solution // Engineering Geology. 2005.77. P. 191–201.

15. Merdoud O., Akretche D.E. Electroremediation of an industrial area contaminated by chromium // Journal of Environmental Science and Health, Part A. Toxic/Hazardous Substances & Environmental Engineering. 2008. 43(8). P. 866–870.

16. Ottosen L.M., Hansen H.K., Jensen P.E. Electrokinetic removal of heavy metals // Electrochemical Remediation Technologies for Polluted Soils, Sediments and Groundwater / Ed. by K. R. Reddy & C. Cameselle. – Published by A John Wiley & Sons. Inc., Hoboken, New Jersey, USA, 2009. P. 97–126.

17. Soo Sam Kim, Myungho Lee and Dae-Ho Kim. Electrokinetic settling and sedimentation behavior of cohesive soils in dilute suspension // Journal of Environmental Science and Health, Part A. Toxic/Hazardous Substances & Environmental Engineering. 2008. 43(8). P. 975–984.

18. Wittle J. K., Pamukcu S., Bowman D., Zanko L. M., Doering F. Field studies on sediment remediation // Electrochemical Remediation Technologies for Polluted Soils, Sediments and Groundwater / Ed. by K. R. Reddy & C. Cameselle. – Published by A John Wiley & Sons. Inc., Hoboken, New Jersey, USA, 2009. P. 661–696.

19. Yang G. C. C. Electrokinetic-chemical oxidation/remediation // Electrochemical Remediation Technologies for Polluted Soils, Sediments and Groundwater / Ed. by K. R. Reddy & C. Cameselle. – Published by A John Wiley & Sons. Inc., Hoboken, New Jersey, USA, 2009. P. 439–472.

20. Yeung A.T., Gu Y.-Y. Use of chelating agents in electrochemical remediation of contaminated soil. Chapter 9 in: Daniel C.W. Tsang, Irene M. C. Lo, and Rao Y. Surampalli (Eds.), Chelating Agents for Land Decontamination Technologies, 2012, p. 213–281.

21. You-Jin Lee. Electrokinetic removal of PAHs // Electrochemical Remediation Technologies for Polluted Soils, Sediments and Groundwater / Ed. by K. R. Reddy & C. Cameselle. –Published by A John Wiley & Sons. Inc., Hoboken, New Jersey, USA, 2009. P. 197–218.

22. Prostov, S. M. Physical Basis of the Controlled Electrochemical Treatment of Soils from Oil Products / S. M. Prostov, M. V. Gucal, E. V. Shabanov // Mining 2014 / Taishan Academie Forum- Project on Mine Disaster Prevention and Control.- October 17-20, 2014, Qingdao China.- Atlantis Press, 2014 – S.433–440.

23. Макеева Т.Г. Электрохимическое осушение глинистых грунтов// Проблемы технической мелиорации грунтов оснований зданий и сооружений: М-лы Всерос. науч.-практ. конф. – Уфа, 2016. – С.158-162

24. Серова О.В., Смирнова А.А. Способы и устройства электрохимического закрепления неустойчивых грунтов / Под ред. С.М. Простова; КузГТУ. – Кемерово, 2009. – 213 с.

УДК 624.131.7

СТЕПАНОВ М.А., к.т.н., доцент (ТИУ)
РУСАКОВИЧ А.О., студент (ТИУ)
г. Тюмень, Россия

СУЩНОСТЬ И СОВРЕМЕННЫЕ СПОСОБЫ РЕГУЛИРОВАНИЯ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ГРУНТА

С ростом технологических возможностей и внедрением новых методов на основе научных разработок задачи геотехнического проектирования постепенно модифицируются. Если раньше состояние грунтового массива и его физико-механические свойства являлись отправной точкой, жестко определяющей параметры будущего строительства, то теперь благодаря совершенствованию вычислительной техники и созданию надежного математического аппарата на первый план выходит искусственное изменение значений деформаций и напряжений. Такой подход позволяет значительно расширить возможности геотехнического проектирования, делает его более

вариативным, а в некоторых случаях становится единственно возможным способом его осуществления.

Целью регулирования напряженно-деформированного состояния (НДС) грунта является повышение несущей способности основания и снижение его деформативности. Согласно теории механики сплошных сред, НДС в любой точке массива определяется ограниченным набором из нескольких параметров. Они неразрывно связаны между собой и, как следствие, изменение одного из этих параметров влияет на значения остальных [1, 2].

Взаимосвязь компонентов НДС наиболее наглядно можно проследить, применяя традиционное разделение тензора напряжений на шаровой тензор, влияющий только на изменение объема, и девиатор напряжений, влияющий на изменение формы [2]. В различных условиях может преобладать тот или иной компонент тензора напряжений. Так, при рассмотрении НДС грунтового массива вокруг длинной сваи отмечается существенное преобладание деформаций сдвига, и объемными деформациями допускается пренебречь [3]. С увеличением шарового тензора, характеризующегося средним нормальным напряжением σ_m, возрастает объемная деформация ε_v. При этом она может иметь различные значения при одном и том же σ_m в зависимости от девиатора напряжений.

Таким образом, обусловленные ε_v линейные деформации зависят от соотношения главных напряжений. Это значит, что осадку фундамента, которая представляет собой один из видов вертикальных деформаций, можно уменьшить, увеличивая горизонтальные напряжения [2].

Однако следует учитывать, что увеличение девиатора напряжений способствует росту сдвиговых деформаций, что в свою очередь ведет к разрушению грунта. Но на этот процесс можно повлиять регулированием шарового тензора. Благодаря увеличению σ_m разрушение грунта будет происходить при более высоких значениях девиатора напряжений.

Математическое моделирование системы НДС грунта с учетом взаимосвязи всех компонентов является сложной расчетной задачей. Для ее выполнения пользуются численными методами, в частности методом конечных элементов [2].

Создание расчетной модели сводится к математическому описанию и выделению наиболее важных факторов и свойств грунтовой среды. И хотя относительно простые модели, как отмечается, по-прежнему имеют большое прикладное значение, сфера их применения становится все более ограниченной, и начинают активно использоваться более сложные расчетные модели. Наиболее актуальными при этом являются модели, учитывающие деформационные свойства грунтов [4].

Существует два основных принципа изменения и регулирования НДС грунта. Оно осуществляется либо созданием принудительной деформации, либо приложением постоянного давления. К одному из этих прин-

ципов сводится любой способ искусственного изменения состояния грунтового массива. О наиболее актуальных из них и пойдет речь далее.Среди наиболее часто используемых способов регулирования НДС грунтового основания можно назвать инъекции цементного раствора [2].

Данный метод относится к группе способов, формирующих напряжения в грунте путем создания принудительной деформации – объемного расширения.

Сущность способа заключается в нагнетании в грунт цементного раствора (или другого грубодисперсного состава) под высоким давлением. Когда значения достигают давления разрыва, в наиболее слабых местах формируются вертикальные и горизонтальные трещины, заполненные твердеющим материалом. Такие трещины называют разрывами. Существенным недостатком данного способа является то, что направление и количество разрывов невозможно контролировать [5].

При инъекции твердеющего раствора в грунтовом массиве одновременно протекает два процесса – образование разрывов с заполнением их раствором и заполнение пор грунта. Если первый процесс оказывает влияние на НДС грунта, то второй увеличивает несущую способность основания образованием дополнительных связей между частицами, то есть путем изменения его физических свойств. При этом преобладание того или иного процесса при инъекции раствора можно регулировать, меняя параметры нагнетания и вид раствора [2, 6, 7].

Инъекции твердеющего раствора активно применяются для регулирования НДС грунта при новом строительстве и реконструкции – в таком случае инъекции производятся локально в заранее рассчитанных зонах.

Другим вариантом применения данного способа является защита существующей застройки от технологических осадок, вызванных строительством на близлежащей территории. Для создания такого геотехнического барьера между источником воздействия и существующим сооружением устанавливается ряд инъекторов, через которые впоследствии нагнетается раствор [2].

Другим способом, позволяющим влиять на НДС грунтового основания, является внедрение в грунт твердого тела, которым могут являться забивные сваи. Погружение забивных свай приводит к образованию в массиве грунта объемных деформаций. Это влечет за собой увеличение напряжений в грунте, что приводит к уменьшению осадки и повышению жесткости грунта. Таким образом, сваи, помимо своей традиционной функции передачи нагрузки на малодеформируемый слой грунта, также повышают жесткость грунтового основания непосредственно под ростверком.

Однако в таком случае необходимо предварительно выполнить бетонную подготовку толщиной 200-250 мм и пробурить скважины, диаметр и глубина которых определяются расчетом [2, 8]. На принципе формирования принудительной деформации также основан способ регулирования

НДС грунта путем погружения многокамерной пневмооболочки с последующей подачей сжатого воздуха.

Таким образом, осуществляется контролируемое обжатие грунта в горизонтальном направлении, при котором параметры давления регулируются до формирования в грунтовом массиве требуемого напряженно-деформированного состояния. Регулирование может осуществляться и непосредственно в процессе строительства до завершения процессов консолидации [9].

Данный способ ярко иллюстрирует возможность контролирования осадок, основанную на взаимозависимости вертикальных и горизонтальных деформаций.

Одним из способов регулирования НДС, применяемых при сооружении резервуаров большого объема, является устройство модифицированного кольцевого свайного фундамента. Днище резервуара и стволы рабочих свай выполняются полыми с последующим заполнением малосжимаемой жидкостью.

На первом этапе резервуар заполняют наполовину, а после того, как осадка грунта под днищем стабилизируется, в рабочие полости днища и свай нагнетают малосжимаемую жидкость под давлением около 0,1...0,12 МПа, после чего резервуар заполняют до предусмотренной проектом отметки. В результате формируется преднапряжение свай и, как следствие, обжатие околосвайного грунта.

Таким образом, увеличивается нормальное горизонтальное давление грунта, и несущая способность фундамента значительно возрастает по сравнению с применением традиционного способа устройства свай. Кроме того, происходит частичное осушение в результате миграции влаги в менее нагруженные области грунтового основания [10]. Формирование НДС грунта также может производиться путем вертикальной опрессовки. Данный способ представляет собой приложение к грунтовому основанию вертикальной равномерно распределенной нагрузки и относится, таким образом, к группе методов регулирования НДС, основанных на приложении постоянно действующего давления. Опрессовка грунтового основания осуществляется путем нагнетания через трубы-инъекторы в минеральное основание цементного раствора с последующим его твердением [11].

В результате опрессовки изменяются физико-механические свойства грунта основания и формируются остаточные напряжения в грунтовом массиве, которые, в свою очередь, также еще и усиливают трение по боковой поверхности свай, что увеличивает несущую способность фундамента [12]. При этом эффективность опрессовки будет зависеть не только от величины прикладываемого давления, но также – от последовательности и технологического периода ее выполнения [13].

В случае песчаных оснований НДС может зависеть, как оказалось, от способа уплотнения грунта. Послойное виброуплотнение грунта позволяет

снизить величину осадок в несколько раз по сравнению с обычной засыпкой. При этом плотность грунта в обоих случаях одинакова, из чего можно сделать вывод, что увеличение несущей способности происходит не за счет уменьшения пористости [14]. Кроме того, последующие опыты показали, что характер распределения напряжений для песков с различными способами уплотнения (но одинаковой плотности) носит совершенно разный характер [15]. Это говорит о том, что в зависимости от способа уплотнения грунта возможно увеличение горизонтальных напряжений и, как следствие, сокращение осадки. Таким образом, регулирование НДС грунта является на сегодняшний день весьма актуальным и перспективным направлением геотехнического проектирования.Данный подход позволяет работать даже в достаточно сложных инженерно-геологических условиях, строительство в которых ранее было крайне затруднено или попросту невозможно. Кроме того, благодаря искусственному изменению напряжений в грунтовом массиве появляется возможность свести к минимуму влияние динамических воздействий при производстве работ на окружающие сооружения в условиях плотной городской застройки.

Дальнейшее развитие геотехнического строительства в этом направлении позволит изменить парадигму и принципы проектирования подземных сооружений и конструкций.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Тер-Мартиросян З.Г. Механика грунтов: монография. – Москва: Издательство АСВ, 2009. – 552 с.

2. Петрухин В.П. Новые способы геотехнического проектирования и строительства: Научное издание / Петрухин В.П., Шулятьев О.А., Мозгачева О.А. – Москва: Издательство АСВ, 2015. – 224 с.

3. Теличенко В.И. Взаимодействие сваи большой длины с нелинейно деформируемым массивом грунта / Теличенко В.И., Тер-Мартиросян З.Г. // Вестник МГСУ. – 2012. – № 4. – С. 22—27.

4. Тер-Мартиросян З.Г. Ползучесть и виброползучесть песчаных грунтов / Тер-Мартиросян З.Г., Тер-Мартиросян А.З., Соболев Е.С. // Сборник трудов XIV Международного симпозиума по реологии грунтов "Перспективные направления развития теории и практики в реологии и механике грунтов". – Казань: КГАСУ, 2014. – С. 8-23.

5. Камбефор А. Инъекция грунтов: Принципы и методы / Пер. с фр. Р.Е. Казаковой и В.Б. Хейфеца. – Москва: Энергия, 1971. – 333 с.

6. S. K. A. Au; K. Soga; M. R. Jafari; M. D. Bolton; and K. Komiya. Factors Affecting Long-Term Efficiency of Compensation Grouting in Clays. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. ASCE, Volume 129, pp. 124 – 132, Mexico.

7. Soga, K., Au, S. K. A., Jafari, M. R. & Bolton, M. D. (2004). Laboratory investigation of multiple grout injections into clay. Geotechnique 54, No. 2, 81–90.

8. Способ возведения плитно-свайного фундамента. Патент №2328576. Авторы: Петрухин В.П., Шулятьев О.А., Лесницкий В.С., Харичкин А.И., 2008.

9. Способ возведения фундамента на слабых грунтах. Патент №2291252. Авторы: Шулятьев О.А. Петрухин В.П., Поспехов В.С., 2007.

10. Землянский А.А. Активное управление напряженно-деформированным состоянием резервуаров для хранения углеводородов. / А.А. Землянский, К.А. Землянский. // Вестник КРСУ. – 2016. – Т.16, №9. – С. 107-109.

11. Способ возведения плитно-свайного фундамента. Патент №2616633. Авторы: Пронозин Я.А., Степанов М.А., Волосюк Д.В., Аббасов П.Ш., 2017.

12. Степанов М.А. Взаимодействие комбинированных ленточных свайных фундаментов с предварительно опрессованным грунтовым основанием: дис. ... канд. техн. наук. / М. А. Степанов. – Тюмень, 2015 – 189 с.

13. Степанов М.А. Влияние вертикальной опрессовки грунта однослойного и двухслойного оснований на несущую способность свай / Степанов М.А., Джабраилова К.Р., Рыбак Г.И., Степанов Мих.А. // Вестник ПНИПУ. Строительство и архитектура. – 2019. – Т.10, №1. – С. 5-16.

14. Довнарович, С. В. Влияние характера формирования песчаного основания на его деформирование // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1971. – №6. – С. 17-21.

15. Довнарович, С. В. Влияние характера формирования основания на его напряженное состояние. / Довнарович С.В., Полылин Д.Е., Баранов Д.С., Сидорчук В.Ф. // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1977. – № 6. С. 20-22.

УДК 624.139.262+624.139.264

ТАЮКИН Г.И., к.т.н., доцент (ТГАСУ)
ФУРСОВ В.В., к.т.н., доцент (ТГАСУ)
БАЛЮРА М.В., к.т.н., доцент (ТГАСУ)
г. Томск, Россия

ВЛИЯНИЕ СЕЗОННОГО ПРОМЕРЗАНИЯ И ОТТАИВАНИЯ ГРУНТОВ НА ФУНДАМЕНТЫ СТРОЯЩИХСЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Выбор типа фундаментов при проектировании и строительстве основывается, как правило, на результатах их технико-экономических показателей. Варианты фундаментов на естественном основании часто оказываются дешевле свайных и для инвесторов становятся предпочтительными. Однако влияние глубокого сезонного промерзания и оттаивания пучинистых

грунтов в Сибири вносит коррективы в обоснование наиболее эффективных типов фундаментов. Опыт применения фундаментов на естественном основании на объектах строительства нефтегазового комплекса свидетельствует о многочисленных деформациях зданий и сооружений.

Наиболее опасным является нарушение технологии строительства фундаментов в зимних условиях, когда происходит промерзание основания, а весной оттаивающие грунты дополнительно замачиваются талыми водами и атмосферными осадками.

Примером может служить строительство терминала хранения и отгрузки сжиженной пропан-бутановой смеси. При устройстве фундаментов под резервуары для жидких углеводородов грунты основания во вскрытом котловане были проморожены. В период весенне-летнего оттаивания возведенные конструкции фундаментов получили существенные отклонения от проектного положения и были демонтированы, а бетонная подготовка под подпорные стенки практически повсеместно оказалась разрушенной (рис. 1, 2).

Рисунок 1 – Разрушение бетонной подготовки под фундаменты подпорных стенок

Рисунок 2 – Демонтаж возведенных фундаментов под резервуары

Площадка терминала с 12-ю наземными горизонтальными резервуарами для хранения сжиженных углеводородов имеет размеры 28×88 м. Характерный инженерно-геологический разрез площадки сложен из суглинков полутвердых – тугопластичных и глин тугопластичных. Уровень подземных вод находился на глубине от 7,2 м. Первоначально под резервуары и подпорные стены был запроектирован свайный фундамент. Однако реализован был вариант фундаментов из монолитного железобетона на естественном основании. Земляные работы на объекте проводились в зимний период 2016…2017 гг. При обследовании на стенках котлована были выявлены эрозионные врезки потоков талых вод, а на его дне обнаружены признаки длительного замачивания.

Установлено, что из-за деформаций грунтового основания отдельные конструкции возведенных фундаментов под резервуары получили существенные отклонения от их проектного положения в связи, с чем их пришлось демонтировать, а бетонная подготовка под подпорные стенки практически повсеместно оказалась разрушенной.

Исследование влияния промерзания-оттаивания глинистых грунтов с ненарушенной природной структурой на изменение физико-механических свойств показало, что прочностные характеристики значительно снижаются [2-7]. На рис. 3 приведены графики сопротивления сдвигу до промерзания и после оттаивания. Из анализа графиков видно, что у оттаивающих суглинков сопротивление сдвигу существенно уменьшилось по сравнению с этими же характеристиками до промораживания.

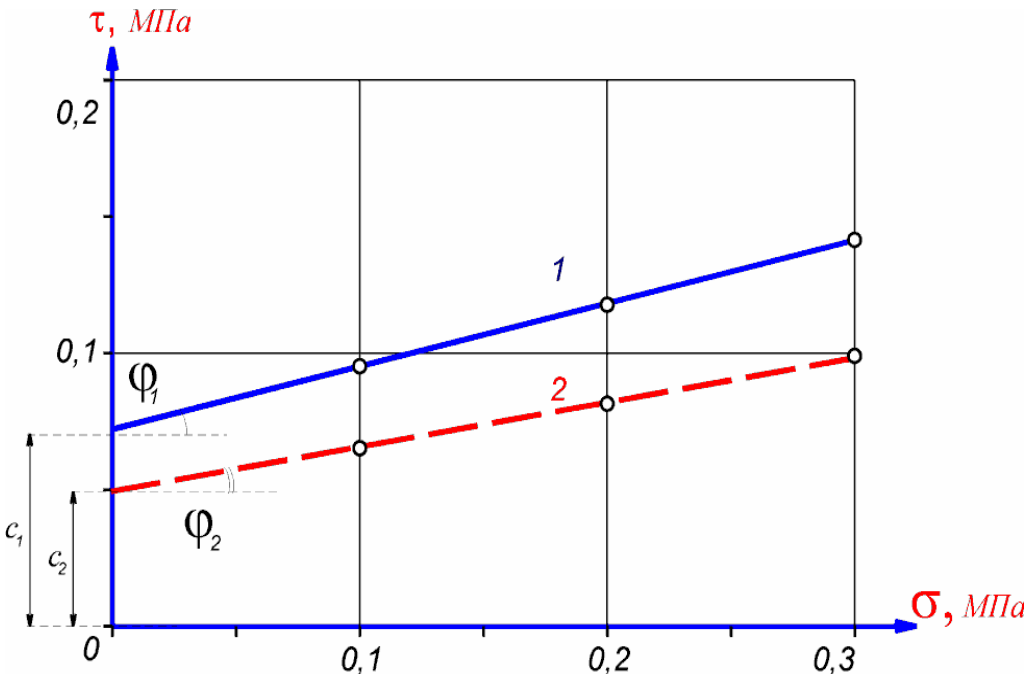


Рисунок 3 – Сопротивления сдвигу (τ)суглинка до промораживания и после оттаивания:
1 – до промораживания; 2 – после оттаивания

На рис. 4. иллюстрируется влияние показателя текучести I_L грунта на изменение сопротивления сдвигу по данным разных исследователей [7-9].

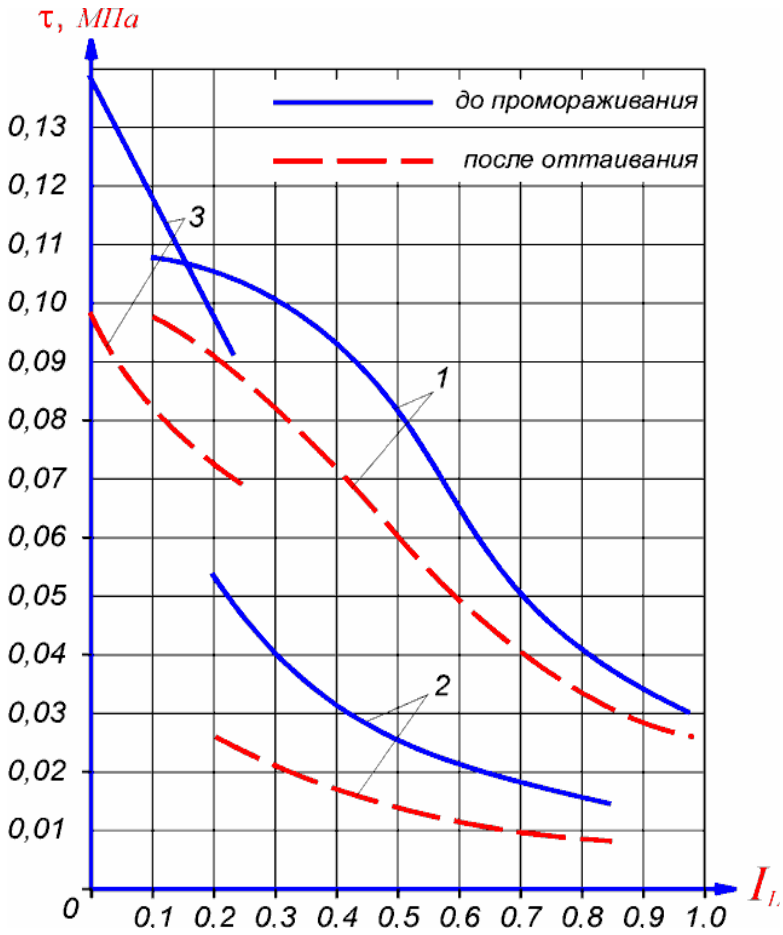


Рисунок 4 – Влияние показателя текучести (I_L) грунта на изменение сопротивления сдвигу (τ) до промораживания и после оттаивания, опыты: 1 – Фурсов В.В. [3]; 2 – Захаров Н.К. [5]; 3 – Михайлов Г.Д. [6]

По результатам проведенных исследований установлено [2-4], что при показателе текучести меньшем I_L<0,25 разупрочнение составляет ≈ 15 %; при 0,25 ≤ I_L ≤ 0,75 – до ≈20…35 %; при I_L> 0.75 – не более ≈ 10… 15 %. Снижение прочностных и деформационных характеристик грунтов при оттаивании приводит к возникновению и развитию аварийных ситуаций.Следует отметить, что котлован оставался вскрытым с осени 2016 г. до лета 2019 г. За это время он был подвержен сезонному промерзанию и последующему оттаиванию, замачиванию талыми и дождевыми водами.

По результатам проведенного исследования и разработанных рекомендаций принято решение о применении свайного варианта фундаментов, учитывая их устойчивость к воздействию морозного пучения, минимальные осадки при загружении, быстроту производства работ.

Результаты статического зондирования показали, что в случае использования 8...9-ми метровых свай (рис. 5).

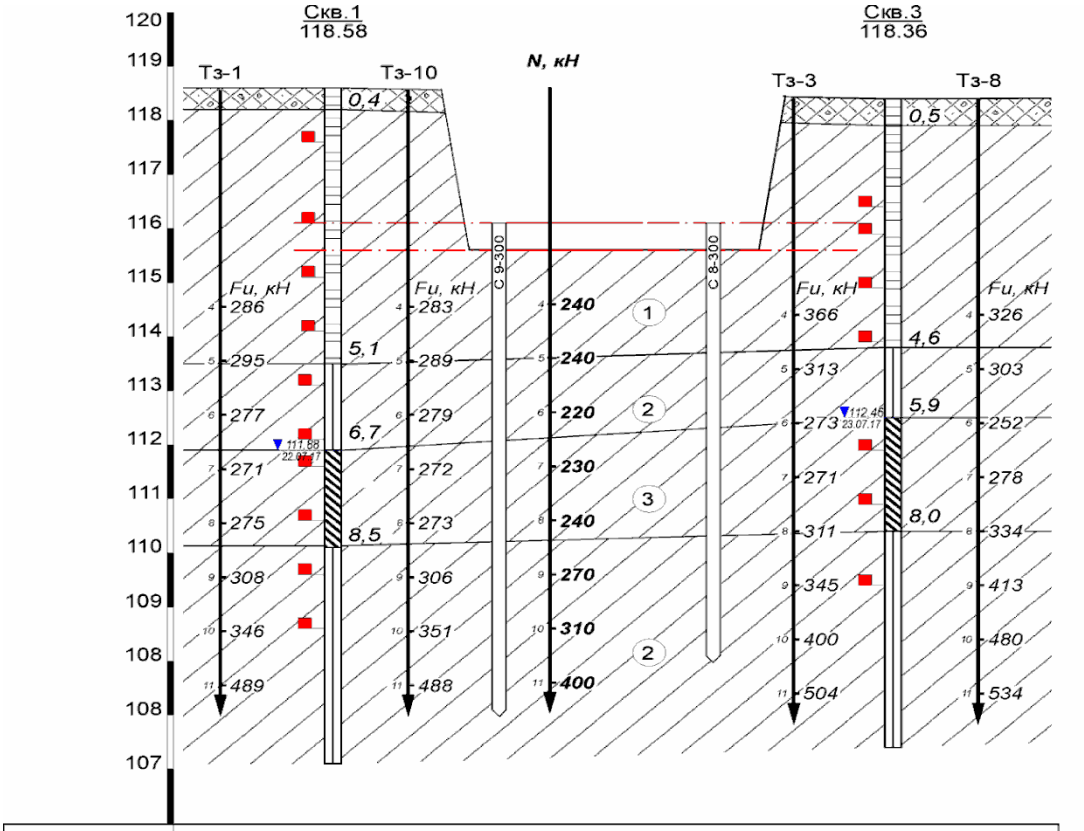


Рисунок 5 – Инженерно-геологический разрез с привязкой свайных фундаментов

Аналогичные деформации зданий и сооружений с фундаментами на естественном основании наблюдались при строительстве объектов Томского нефтехимического комбината (ТНХК) на площадках канализационно-очистных сооружений (КОС) и базы стройиндустрии (БСИ).

Рисунок 6 – Реконструкция аварийного здания решеток на КОС ТНХК

Основание в технологическом приямке было проморожено и в весенне-летний период наблюдались аварийные деформации. Наибольшего раскрытия трещины достигали в июне, развиваясь особенно интенсивно в месте сопряжения четырехэтажной части здания с одноэтажной на оседающей стене приямка.

Осадка приямка составляла до 25 см, что привело здание в аварийное состояние с угрозой обрушения стен. При ремонте здания конструкции выше отметки +0,0 м были частично разобраны, фундаменты усилены, и монолитные фундаментные железобетонные балки стали опираться на дополнительные забивные сваи.

Здание усиленно железобетонными поясами и стальными колоннами, выполнена заново кладка стен. Для предотвращения промерзания грунта в период строительства в приямке был создан тепловой контур. Деформаций здания в дальнейшем не наблюдалось. На этой площадке наблюдались деформации здания водонасосной станции, на территории БСИ по аналогичной схеме были деформированы пропарочные камеры завода керамзитобетонных панелей, опоры складов инертных материалов и многих других объектов.

Высота железобетонных стен камер – 3,3 м; длина – 120,0 м. Основание под частью камер, выходящих торцом к складу готовой продукции, было проморожено и при оттаивании в мае дало осадку более 50 см. В результате камера получила прогиб. По всей длине стенки через 3…5 м наблюдалось раскрытие трещин до 3…4 см. При реконструкции камер просевший край наращивался до проектных отметок дополнительным бетонированием, а трещины по длине камер замоноличивались.

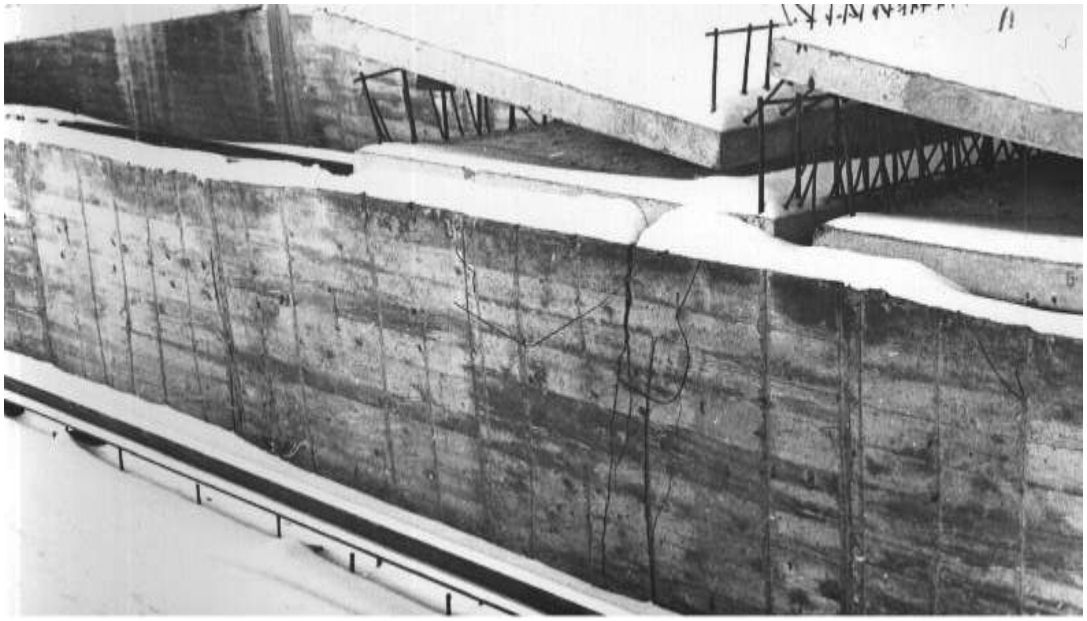


Рисунок 7 – Раскрытие трещин в стенке пропарочной камеры завода керамзитобетонных панелей БСИ ТНХК

Осадки фундаментов зданий и сооружений при оттаивании промороженных оснований значительно превосходили их выпучивание при промерзании.

Было установлено, что процесс промерзания-оттаивания, сопровождающийся текстурно-структурными преобразованиями пылевато-глинистых грунтов, приводит к изменению их физико-механических свойств по сравнению с исходными до промерзания.

Рисунок 8 – Демонтаж деформированного склада инертных материалов

В период оттаивания наблюдается уменьшение значений прочностных характеристик, увеличение сжимаемости и ускорение консолидации вследствие повышения фильтрационной способности грунтов, а также изменения водостойкости грунтовых агрегатов. Во избежание возникновения деформаций сооружений строившихся заводов на Томском нефтехимическом комбинате было принято согласованное решение отказаться от фундаментов на естественном основании и строительство вести на свайных фундаментах.

Основные сооружения, построенные на свайных фундаментах, не имели деформаций, связанных с сезонным промерзанием и морозным пучением грунтов ни в период строительства, ни в период дальнейшей эксплуатации.

В научно-технической литературе отмечалось, что причинами деформаций сооружений нефтегазового комплекса являются: недостаточная

изученность инженерно-геологических условий площадки строительства и морозной пучинистости грунтов; ошибки при проектировании; нарушения технологии производства строительных работ; нарушения правил эксплуатации зданий и сооружений.

В заключение следует отметить, что работы по восстановлению фундаментов рекомендовано выполнять, не допуская повторного промерзания грунтов основания, а вторую очередь резервуаров строить, используя свайные фундаменты с противопучинным покрытием либо обработкой грунтов на контакте с боковой поверхностью свай [8, 9], что позволит значительно сократить затраты на фундаменты и повысить их надежность и устойчивость под воздействием касательных сил морозного пучения.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Савельев В.С. Причины деформаций нефтегазопромысловых сооружений на севере Западной Сибири / В.С. Савельев, Г.В. Белоцерковская // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1987. – № 5 – С. 12-14.

2. Малышев М.А. и др. Основания и фундаменты в условиях глубокого сезонного промерзания грунтов/ М.А. Малышев, В.В. Фурсов, М.В. Балюра, Л.И. Рождественская. – Томск : Изд-во Том. ун-та, 1992. –280 с.

3. Фурсов В.В. Вертикальные перемещения малозаглубленных фундаментов при многолетнем сезонном промерзании и оттаивании пучинистых грунтов // Актуальные вопросы геотехники при решении сложных задач нового строительства и реконструкции: сб. тр. научно-технической конференции. СПб гос. арх.-строит. ун-т. – Санкт-Петербург, 2010. – С. 333-337.

4. Орлов В.О. и др. Морозоопасные грунты как основания сооружений / В.О. Орлов, И.И. Железняк, В.Д. Филиппов, В.В. Фурсов. – Новосибирск : Изд-во «Наука» Сибирское отделение, 1992. – 168 с.

5. Захаров Н.К. К вопросу сопротивления грунтов сдвигу при оттаивании. «Железнодорожное строительство» №4, 1952.

6. Михайлов Г.Д. Методика определения сопротивления сдвигу сезонномерзлых глинистых грунтов земляного полотна при их оттаивании. Труда IV совещания-семинара по обмену опытом строительства в суровых климатических условиях. Том VIII, Красноярск, 1966.

7. Шушерина Е.П. О методике определения сопротивления сдвигу оттаявших грунтов. Сб. мерзлотные исследования. Вып. VII. Изд-во МГУ, 1967.

8. Рекомендации по учету и предупреждению деформаций и сил морозного пучения грунтов / В.О. Орлов – ПНИИИС. – М.: Стройиздат, 1986. – 72 с.

9. Руководство по проектированию оснований и фундаментов на пучинистых грунтах/ НИИОСП. М.: Стройиздат, 1979, 39 с.

УДК 691.431

УГЛЯНИЦА А.В., д.т.н., профессор (КузГТУ)
г. Кемерово, Россия

ИССЛЕДОВАНИЕ И РАЗРАБОТКА ТЕХНОЛОГИИ ИЗГОТОВЛЕНИЯ ТРУБОБЕТОННЫХ НЕСУЩИХ ЭЛЕМЕНТОВ ДЛЯ СТРОИТЕЛЬСТВА ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

При строительстве зданий и сооружений, как альтернатива несущим железобетонным элементам, в настоящее время получают применение несущие трубобетонные элементы.

Исследованиями в области расчета, проектирования и технологии изготовления трубобетонных несущих элементов занимались многие ученые [1, 2, 3, 4, 5 и др.]. Сущность способа изготовления трубобетонного несущего элемента заключается в том, что бетонный раствор заливается в металлическую трубу-оболочку, которая выполняет функцию как несъемной опалубки для бетонного раствора, так и функцию армировки бетонного сердечника, обеспечивая продольную и поперечную его жесткость, при этом в открытой форме-опалубке, бетонный раствор при твердении дает усадку, а в металлической трубе-оболочке, происходит его распирание.

Известно, что трубобетонный несущий элемент, по сравнению с обычным железобетонным элементом, выдерживает значительно большие нагрузки, как в вертикальной, так и в горизонтальной плоскостях. Металлическая труба, работая в связке с бетонным ядром в трубобетонном элементе, обеспечивает значительно более высокий коэффициент устойчивости, чем в несущем элементе с открытым железобетоном. В железобетонном несущем элементе по мере его эксплуатации образуются трещины, раскрытие которых со временем увеличивается. В трубобетонном элементе, за счет действующей на него нагрузки, могут образовываться только замкнутые микроскопические трещины бетонного ядра, которые практически не расширяются, а стальная труба, усиленная бетоном, воспринимает различные нагрузки значительно более эффективно [1, 2, 3].

Установлено, что по сравнению с железобетонными несущими элементами трубобетонные элементы позволяют в 1,5-2,0 раза сократить расход металла и бетона, уменьшить в 2-3 раза размер сечений элементов и, как следствие, их массу и затраты труда, в связи со значительным уменьшением объема сварочных и арматурных работ, а также полному исключению опалубочных работ. Трубобетонный элемент, имея наружную стальную оболочку, легко монтируется и имеет значительно большую огнестойкость по сравнению с железобетонными и металлическими конструкциями [4, 5].Однако помимо многочисленных достоинств, трубобетонные несущие элементы имеют и серьезный недостаток, заключающийся в сложно-

сти обеспечения совместного восприятия рабочих нагрузок бетонным сердечником и стальной трубой-оболочкой. В результате стальная труба-оболочка начинает включаться в работу в качестве армирующего элемента только после начала образования микротрещин в бетонном сердечнике, что отрицательно сказывается на несущую способность трубобетонного элемента.

Для повышения несущей способности трубобетонных элементов предложено два способапредварительного обжатия бетонного ядра в стальной трубе-оболочке в поперечном направлении [1, 2]:

1) механическая опрессовка бетонной смеси в стальной трубе с помощью пустотообразователей различных конструкций при давлении 2-3 МПа;

2) изготовление бетонного сердечника из напрягающего бетона на расширяющемся цементе с самонапряжением 1,5-2,0 МПа и более.

Первый способ позволяет более существенно повысить несущую способность трубобетонных элементов, поскольку механическая опрессовка бетонной смеси в стальной трубе с помощью пустотообразователей позволяет увеличить на 25-40 % прочность бетонного сердечника и уменьшить пустотность и деформацию ползучести бетона. В процессе механической опрессовки бетонной смеси из нее отфильтровывается вода, не вступившая в гидротацию цемента, кроме этого в результате опрессовки бетонной смеси, создается предварительное растяжение стальной трубы-оболочки и последующее обжатие бетонного сердечника, что увеличивает его сцепление со стальной трубой, обеспечивая их совместную работу.

Однако, вполне очевидно, что способ предварительного механического прессования бетонного ядра с помощью пустотообразователей различных конструкций, позволяет эффективно уплотнять бетонную смесь в стальной трубе-оболочке только при изготовлении мелкоразмерных трубобетонных элементов, как по диаметру, так и длине. Кроме этого, реализация этого способа требует изготовления специальных прессовочных станков и пустотообразователей, конструкции которых будет существенно отличаться в зависимости от габаритов и формы трубобетонного элемента. Поэтому разработка эффективного способа обеспечения совместного восприятия рабочих нагрузок бетонным сердечником и стальной трубой-оболочкой трубобетонных элементов различных габаритов на сегодняшний день остается актуальным. Известно, что при приготовлении автоклавного бетона на бетонную смесь в автоклаве действует избыточное давление водяного пара, которое опрессовывает бетонную смесь и нагревает ее. Автоклавная (баротермическая) обработка бетонной смеси производится при давлении насыщенного водяного пара 0,9-1,2 МПа и температуре соответственно 174,5-187 °С, что позволяет значительно сократить сроки твердения бетона, повысить прочностные и другие его физико-механические характеристики за счет прогрева бетонной смеси, ее обжатия паровоздушной

средой и «автоклавного синтеза» – образования новых фаз и соединений в бетоне. При этом прочность автоклавного бетона по сравнению с бетоном аналогичного состава атмосферного твердения для тяжелых и легких бетонов в среднем возрастает на 60-200 % соответственно [6]. Учитывая вышесказанное, можно предположить, что за счет баротермической обработки бетонного раствора в стальной трубе трубобетонного элемента можно обеспечить совместное восприятие рабочих нагрузок бетонным сердечником и стальной трубой-оболочкой в трубобетонных элементах различных габаритов. В Кузбасском государственном техническом университете им. Т.Ф. Горбачева разработана принципиальная технологическая схема изготовления трубобетонных элементов с баротермической опрессовкой бетонной смеси в стальной трубе трубобетонного элемента для обеспечения совместной работы бетонного ядра и стальной трубы трубобетонного элемента. В основу предложенной схемы положен патент на способ автоклавной (баротермической) обработки бетонных смесей в герметичной форме через паровые скважины [7].

На рис. 1 представлена принципиальная технологическая схема технологии изготовления трубобетонных элементов с баротермической опрессовкой бетонной смеси в стальной трубе.

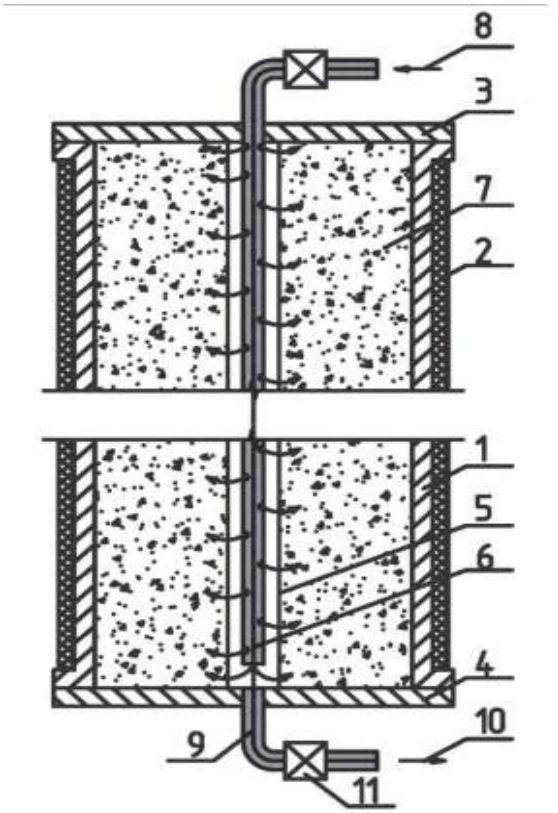


Рисунок 1 – Принципиальная технологическая схема изготовления трубобетонных элементов с баротермической опрессовкой бетонной смеси в стальной трубе

Стальная труба 1 трубобетонного элемента утепляется теплоизоляционным материалом 2 и оборудуется герметичными верхней 3 и нижней 4 крышками. В стальную трубу с закрепленной нижней крышкой устанавливают паровую скважину 5 и в пространство между паровой скважиной 5, стенками стальной трубы 1 укладывают бетонную смесь 7, герметично закрывают верхнюю крышку. В паровую скважину 5 через инъектор пара 6 подают водяной пар 8 под давлением и производят баротермическую опрессовку бетонной смеси 7. В процессе опрессовки пароконденсат 10, скапливающейся внизу паровой скважины 5, удаляют через патрубок удаления пароконденсата 9, путем открывания крана 11.

После баротермической обработки бетонной смеси 7 и остывания бетона в стальной трубе 1, с нее снимают крышку 3, из паровой скважины 5 извлекают инъектор пара 6 и бетонируют паровую скважину, в которую перед бетонированием может быть помещен армирующий элемент. Параметры баротермической опрессовки бетонной смеси зависят от плотности получаемого бетона и назначают согласно известным рекомендациям по автоклавной обработке бетонных смесей [8]. Паровая скважина представляет собой трубчатую конструкцию из армокаркаса со стенками из металлической сетки, непроницаемой для заполнителя бетонной смеси, но проницаемой для водяного пара.

Для проверки возможности и эффективности баротермической обработки бетонной смеси в стальной трубе трубобетонного элемента были выполнены предварительные экспериментальные исследования на модели трубобетонного элемента. На рис. 2 представлена конструкция физической модели трубобетонного элемента с баротермической опрессовкой бетонной смеси.

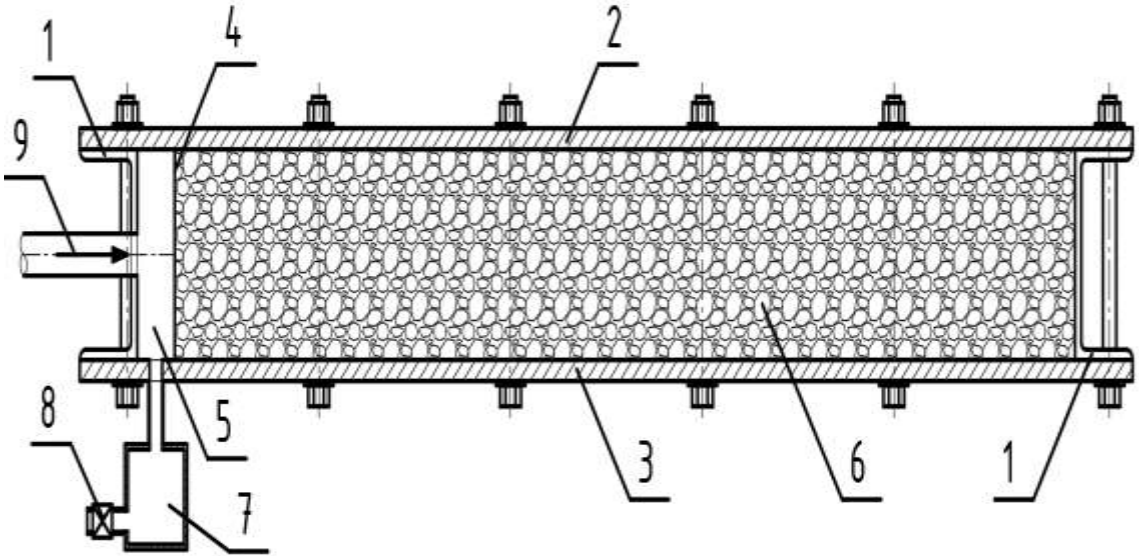


Рисунок 2 – Конструкция модели трубобетонного элемента
с баротермической опрессовкой бетонной смеси

Модель трубобетонного элемента выполнена в виде сектора с углом при вершине 30°, радиусом 1,1 м и высотой 0,15 м. Модель состоит из корпуса 1 с верхней съемной крышкой 2 и нижней несъемной крышкой 3. Радиальная стенка 4 паровой скважины 5 изготовлена из стальной сетки на армокаркасе. Удаление пароконденсата (воды) из паровой скважины 5 в процессе баротермической обработки бетонной смеси 6 в модели производится в емкость 7, оборудованную сливным краном 8. Подачу водяного пара 9 под давлением в паровую скважину 5 производят парогенератором, оснащенным манометром.

Баротермическая обработка бетонной смеси 6 в корпусе радиальной модели проводилась следующим образом. Приготавливали бетонную смесь требуемого состава и заполняли ею радиальную камеру экспериментальной модели (см. рис. 2), устанавливали верхнюю крышку 2 и притягивали ее к раме болтами. Подсоединяли к паровой скважине 5 пароподающий шланг и производили в соответствие с заданными режимами баротермическую обработку. После остывания затвердевшей бетонной смеси в камере модели до комнатной температуры с нее снимали верхнюю крышку 2. Определяли эффективный радиус баротермической обработки бетонной смеси с удалением от паровой скважины 5 по изменению прочности затвердевшего бетонного раствора, которую определяли по длине радиальной камеры неразрушающим методом с помощью ударно-импульсного измерителя прочности «ОНИКС 2,5» по ГОСТ 22690.

Испытания проводили для цементного бетона класса В30 с плотностью $2{,}32 \cdot 10^3$ кг/м^3. Параметры баротермической обработки: максимальное давление – 10 МПа, продолжительности подъема давления до максимального – 2 ч, выдержка при максимальном давлении – 6 ч, спуск давления до атмосферного – 2 ч.

Результаты предварительных экспериментальных исследований по проверке возможности и эффективности баротермической обработки бетонной смеси в стальной трубе-оболочке на модели трубобетонного элемента представлены в таблице.

Таблица

Результаты предварительных экспериментальных исследований

Диаметр паровой скважи-ны, мм	**Радиус баротермической обработки, м**	**Прочность бетона без баротермической обработки, МПа**	**Прочность бетона после баротермиче-ской обработки, МПа**
70	0,19	38,6	48,3
150	0,41	38,6	47,2

Выполненные экспериментальные исследования показали эффективность применения предложенной технологической схемы изготовления трубобетонных элементов с баротермической опрессовкой бетонной смеси в стальной трубе через паровую скважину.

Предложенная технологическая схема изготовления трубобетонных элементов за счет баротермической опрессовки бетонной смеси и ее автоклавного синтеза позволит изготавливать трубобетонные колонны и сваи с улучшенными физико-механическими характеристиками, обеспечить совместную работу бетона и стальной оболочки и сократить время твердения бетона в стальной трубе с 28 до 1,0-1,5 суток.

Применение малогабаритных высокопрочных несущих трубобетонных элементов с баротермической опрессовкой бетонной смеси может найти применение при строительстве зданий и сооружений, взамен крупногабаритным, тяжелым несущим элементам в виде железобетонных колон, пилонов, опор, фундаментов и т. п.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1.Кришан А.Л., Трошкина Е.А., АстафьеваМ.А. Прочность бетонного ядра трубобетонных колонн кольцевого поперечного сечения. Вестник науки и образования Северо-Запада России, 2016, Т. 2, № 2.

2. Кришан А.Л., Сабиров Р.Р., Чернышова Э.П. К определению расчетного сопротивления сжатию продольной арматуры трубобетонных колонн Вестник ЮУРГУ. Серия «Строительство и архитектура». 2015. т. 15, № 3. с. 15–19.

3. Резван И.В. Трубобетонные колонны из высокопрочного самоуплотняющегося напрягающего бетона. Диссертациянак.т.н. РГСУ, Ростов- на-Дону. 2012.

4. Cai S.-H. Modern Street Tube Confined Concrete Structures. Shanghai, China Communication Press, 2003, P. 358.

5. Nishiyama I., Morino S., Sakino K., Nakahara H. Summary of Research on Concrete-Filled Structural Steel Tube Column System Carried Out Under The US-JAPAN Cooperative Research Program on Composite and Hybrid Structures. Japan, 2002. 176 P.

6. Боженов П.И. Технология автоклавных материалов. □Л. : Стройиздат, Ленингр. отд-ние, 1978. □ 368 с.

7. Патент РФ № 2562307. Способ производства крупногабаритных бетонных блоков в форме-автоклаве / Угляница А.В., Солонин К.Д., Струкова Е.А. – Опубл. 10.09.2015. Бюл. № 25.

8. ОНТП 09-85. Общесоюзные нормы технологического проектирования предприятий по производству изделий из ячеистого и плотного бетонов автоклавного твердения / Утверждены приказом Министерства промышленности строительных материалов СССР от 02 октября 1985 г. № 572.

УДК [69+624.138+624.159](083.74)

УГЛЯНИЦА А.В., д.т.н., профессор (КузГТУ)
БУЛГАКОВА А.С., магистрант (КузГТУ)
г. Кемерово, Россия

ВОЗВЕДЕНИЕ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ НА КОМПЕНСАЦИОННЫХ ПОРОДОБЕТОННЫХ ПЛИТАХ ДЛЯ ЗАСТРОЙКИ ПОДРАБОТАННЫХТЕРРИТОРИЙ ЛИКВИДИРОВАННЫХ УГОЛЬНЫХ ПРЕДПРИЯТИЙ

Территории ликвидированных угольных шахт и разрезов на значительных площадях оказываются подработанными горнопроходческими и очистными работами. На участках с подработанными территориями происходят оседания и горизонтальные смещения земной поверхности, приводящие к деформации зданий и сооружений, вплоть до их разрушения. Кроме этого, на таких территориях, в верхней зоне грунтового основания, как правило, залегает ограниченной толщины слой загрязненных техногенных грунтов неоднородный по составу, строению и физико-механическим свойствам, который под действием нагрузки от здания неравномерно проседает под ним, вызывая осадку конструкций здания и возникновение в них критических разрушающих напряжений.

Для уменьшения величин деформаций зданий и сооружений, расположенных на подработанных грунтах, используют различные конструктивные мероприятия, обеспечивающие пространственную жесткость и прочность зданий и сооружений, устойчивость их конструкций и надежную связь элементов между собой. Здания и сооружения в таких условиях, в зависимости от их назначения и условий работы, проектируют по жесткой, податливой или комбинированной конструктивным схемам. Выбор вида конструктивной схемы определяется необходимостью, характером и составом принятых конструктивных мер защиты [1].

Жесткая конструктивная схема предусматривает исключение возможности взаимного перемещения отдельных элементов несущих конструкций при деформациях грунтового основания за счет: разделения зданий и сооружений деформационными швами на отдельные отсеки, усиления отдельных элементов несущих конструкций и связей между ними, устройства в стенах железобетонных поэтажных поясов, устройства горизонтальных дисков из железобетонных элементов перекрытия и покрытия, устройства фундаментов зданий и сооружений в виде сплошных железобетонных фундаментных плит, перекрестных балок, балок-стенок и т. п. Жесткая конструктивная схема рекомендуется для монолитных и крупнопанельных зданий с поперечными несущими стенами и каркасных зданий с жесткими рамными узлами несущего остова. Податливая конструктивная схема пре-

дусматривает возможность приспособления конструкций без появления в них дополнительных усилий к неравномерным деформациям земной поверхности за счет: устройства в подземной части горизонтальных швов скольжения, введения шарнирных и податливых связей между элементами несущих и ограждающих конструкций и др. Такая схема рекомендуется для каркасных зданий со связевыми или рамно-связевыми элементами. При проектировании по комбинированной конструктивной схеме следует предусматривать сочетание жесткой и податливой схем с применением различных конструктивных схем подземной и надземной частей зданий и сооружений [1]. При этом для всех трех конструктивных схем, в случае залегания в верхней зоне грунтового основания ограниченной толщины слоя загрязненных техногенных насыпных грунтов, рекомендуется удаление этого слоя и замена его песчаной подушкой или его прорезка фундаментом [1, 2].

Возведение сплошной железобетонной фундаментной плиты под зданием или сооружением при застройке подработанных территорий ликвидированных угольных шахт и разрезов будет эффективным при реализации как жесткой, так и комбинированной конструктивных схем [1].

Сплошная фундаментная плита, опирающаяся на утрамбованную песчаную подушку, будет исключать неравномерную осадку конструкций здания и возникновение в них критических разрушающих напряжений. Кроме этого, за счет большой площади опоры, сплошная фундаментная плита будет передавать на подработанное грунтовое основание незначительное давление от здания, предотвращая развитие просадки подработанных грунтов под зданием [1, 3, 4, 5, 6].

Недостаток применения сплошной железобетонной фундаментной плиты с песчаной подушкой при строительстве зданий и сооружений на подработанных грунтах заключается в том, что в случае возникновения провала грунта под зданием, песок из песчаной подушки проседает в этот провал и под фундаментной плитой образуется пустое пространство – полость. В результате, под действием нагрузки от здания, в фундаментной плите над образовавшейся полостью возникают растягивающие напряжения, приводящие к ее разрушению.

Для предотвращения разрушения фундаментной плиты при образовании под ней локальной полости, вследствие просадки подработанных грунтов под зданием, в работе предлагается размещать между фундаментной плитой и песчаной подушкой бетонную неармированную компенсационную плиту из низкомарочного цементного бетона. В случае возникновения под песчаной подушкой локальной просадки грунтов, песок из песчаной подушки будет заполнять образующуюся линзу провала и под бетонной компенсационной плитой начнет формироваться вторичная полость, которая приведет к трещинообразованию и разрушению бетона компенсационной плиты. При этом, поскольку при растрескивании и разрушении

бетона его объем увеличивается, то на месте образовавшейся полости, сформируется опорная подушка из кусков бетона, которая будет служить опорой для железобетонной фундаментной плиты, предотвращая ее разрушение. На рис. 1 представлена схема работы трехслойного сплошного плитного фундамента при просадке подработанных грунтов под зданием.

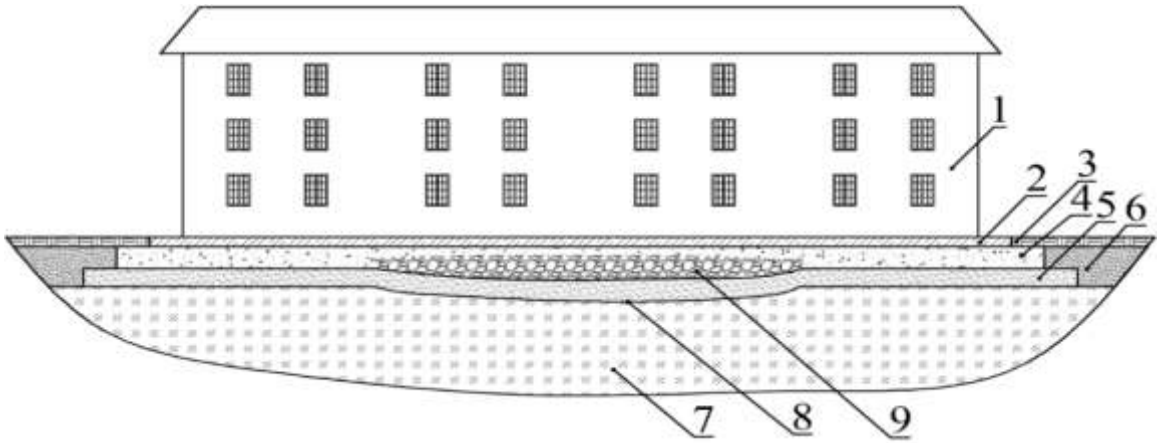


Рисунок 1 – Схема работы трехслойного сплошного плитного фундамента при просадке подработанных грунтов под зданием:
1 – здание; 2 – сплошная железобетонная фундаментная плита; 3 – почва; 4 – бетонная компенсационная плита; 5 – песчаная подушка; 6 – загрязненный техногенный верхний слой грунтового основания; 7 – подработанное грунтовое основание; 8 – линза провала грунта; 9 – опорная подушка из кусков растрескавшегося бетона

Для восстановления защитной функции, поврежденной бетонной компенсационной плиты, на случай возникновения последующих просадок подработанного грунтового основания, необходимо выполнить инъекционное упрочнение растрескавшегося бетона компенсационной плиты цементно-песчаным раствором через скважины, пробуренные в фундаментной плите.

Для изготовлениясплошных железобетонных фундаментных плит обычно применяют цементный бетон класса по прочности не ниже В22,5, что соответствует пределу прочности бетона на сжатие $\sigma_{сж} \approx 30$ МПа. При этом прочность бетона компенсационной плиты должна составлять не более 8-12 МПа, поскольку бетон указанной прочности не будет давать усадки под сплошной железобетонной фундаментной плитой в процессе эксплуатации здания, и будет растрескиваться и увеличивать свой объем под ней при просадке подработанного грунтового основания.

Расчет предложенного трехслойного сплошного плитного фундамента следует производить на основе известных методик расчета сплошной железобетонной фундаментной плиты на просадочных и подработанных

грунтах [3, 4, 5, 6]. При этом толщина бетонной компенсационной плиты для эффективной ее работы должна составлять не менее 1,2-1,5 м и определяться в зависимости от прогнозируемой величины возможной просадки подработанных грунтов основания под зданием.

Однако компенсационная плита из цементного бетона с заполнителем из песка и щебня будет иметь высокую стоимость. Дешевым и доступным заполнителем для цементного бетона является молотая вскрышная горелая порода.

Положительный опыт применения вскрышных горелых пород в строительной отрасли изложен в работах многих исследователей [7, 8]. Учитывая, что на ликвидированных угольных предприятиях всегда имеются отвалы вскрышных горелых пород, для снижения стоимости сооружения бетонной компенсационной плиты, а также с целью полезной утилизации отвальных вскрышных горелых пород, в КузГТУ выполнены исследования по изучению возможности изготовления бетонных компенсационных плит из цементного породобетона с заполнителем из молотой вскрышной горелой породы.

Цель исследования.

Разработка технических и технологических решений по защите железобетонной фундаментной плиты здания от разрушения при просадке подработанных грунтов под зданием, за счет размещения между фундаментной железобетонной плитой и песчаной подушкой породобетонной компенсационной плиты, которая при просадке грунтов под зданием растрескивается и увеличивает свой объем.

Для изготовления образцов цементного породобетона из вскрышных горелых пород использовали следующие исходные материалы: вяжущее – портландцемент марки ЦЕМ I 42,5Н Топкинского цементного завода Кемеровской области; заполнитель – вскрышная горелая порода из отвалов ликвидированной шахты «Ягуновская» в г. Кемерово; вода – водопроводная с температурой +12º С.

Так как для получения цементного бетона при минимальном расходе цемента в качестве заполнителя в основном применяют двухкомпонентную (бинарную) смесь, то для приготовления образцов породобетона использовали смесь двух фракций, молотых вскрышных горелых пород. При этом частицы мелкой фракции заполняют пустоты между частицами крупной фракции, в результате чего образуется плотная смесь заполнителя, содержащая большое количество твердого вещества и, следовательно, минимальное количество порового пространства.

Образцы изготавливали в стандартных разъемных металлических квадратных формах с размером 100×100×100 мм. Для изготовления образцов принимали четыре стандартные фракции молотых вскрышных горелых пород, одна крупная фракция размером (–20 +10) мм и три варианта мелких фракций с размером зерен: (–2,5 +1,25) мм, (–1,25 +0,63) мм и

(–0,63 + 0,315) мм. Варьирование массового содержания фракций в образце принимали, равным 25 %, исходя из принципа минимальной достаточности. Количество вариаций образцов цементного породобетона из молотых горелых пород составило 12 шт.

Для приготовления породобетона из молотых вскрышных горелых пород применяли цементный раствор с цементно-водным массовым отношением Ц:В =1:0,5, поскольку он обладает 100 % выходом цементного камня. Объем раствора для приготовления бетонной смеси принимали равным пустотности смеси заполнителя из молотой вскрышной горелой породы, которую определяли путем заполнения водой формы с заполнителем из молотой горелой породы исследуемого гранулометрического состава. Бетонную смесь приготавливали в лабораторном смесителе.

Отформованные образцы хранили в течение суток в формах при температуре +20 ± 2º С. После распалубки образцы набирали прочность при той же температуре и постоянной влажности 100 % в течение 28 суток. Определение прочности образцов породобетона на сжатие производили в сухом и водонасыщенном состояниях на гидравлическом прессе.

Испытание на снижение прочности на сжатие водонасыщенных образцов цементного породобетона производили следующим образом. Образцы погружали в воду, и каждые сутки производили их взвешивание с периодичностью в 1 сутки. Взвешивание осуществляли на электронных весах с точностью измерения 0,0005 г.

Процесс насыщения образцов водой продолжался 12-18 суток. Максимальное поглощение воды (≈ 95 %) происходило в первые сутки. В оставшееся время происходило равномерное водонасыщение образцов со скоростью (1,2-1,8 г/сутки).

После того, как вес образца стабилизировался, его испытывали на прочность по методике, как и для сухих образцов. Коэффициент размягчения породобетона при его водонасыщении $К_р$ определяли, как отношение предела прочности при сжатии породобетона в водонасыщенном состоянии к пределу прочности при сжатии породобетона в сухом состоянии.

С целью определения необходимого числа испытаний одинаковых (с одним гранулометрическим составом) образцов породобетона, а также для дальнейшего планирования экспериментальных исследований предварительно было изготовлено десять образцов из молотой горелой породы с фракцией (−10 +5) мм и цементно-водным массовым соотношением Ц:В=1:0,5. Среднеарифметическое значение предела прочности образцов породобетона составило $\sigma_{сж}$ = 4,15 МПа.

Необходимое количество образцов с одним гранулометрическим составом для точности полученного результата, равной 90 %, составило n = 2,66 ± 1,9. В дальнейшем в каждой серии экспериментов ограничивались испытанием трех образцов породобетона в сухом и трех образцов в водонасыщенном состояниях. Всего было испытано 72 образца.

В таблице представлены результаты основных экспериментальных исследований по определению пределов прочности образцов породобетона на сжатие в сухом и водонасыщенном состояниях. На рис. 2 представлена зависимость предела прочности образцов породобетона на сжатие в сухом состоянии в зависимости от размеров фракций заполнителей и их процентного содержания.

Таблица

Результаты экспериментальных исследований по определению пределов прочности образцов породобетона на сжатие в сухом и водонасыщенном состояниях

Номер образца	**Размер фракции, мм**		**Соотношение содержания крупной и мелкой фракций**	**Предел Прочности образца при сжатии $\sigma_{сж}$, МПа**		**Коэффициент размягчения K_P**
	срупная фракция	**селкая фракция**		**сухой**	**содонасыщенный**	
1	−20 +10	−2,5 +1,25	75/25	5,28	3,48	0,66
2	−20 +10	−1,25 +0,63	75/25	6,05	4,30	0,71
3	−20 +10	−0,63 +0,315	75/25	6,48	4,92	0,76
4	−20 +10	−0,315	75/25	7,10	5,68	0,80
5	−20 +10	−2,5 +1,25	50/50	7,57	5,22	0,69
6	−20 +10	−1,25 +0,63	50/50	8.46	6,26	0,74
7	−20 +10	−0,63 +0,315	50/50	9,05	7,24	0,80
8	−20 +10	−0,315	50/50	10,23	8,59	0,84
9	−20 +10	−2,5 +1,25	25/75	7,40	5,33	0,72
10	−20 +10	−1,25 +0,63	25/75	8,63	6,73	0,78
11	−20 +10	−0,63 +0,315	25/75	9,15	7,50	0,82
12	−20 +10	−0,315	25/75	11,03	9,71	0,88

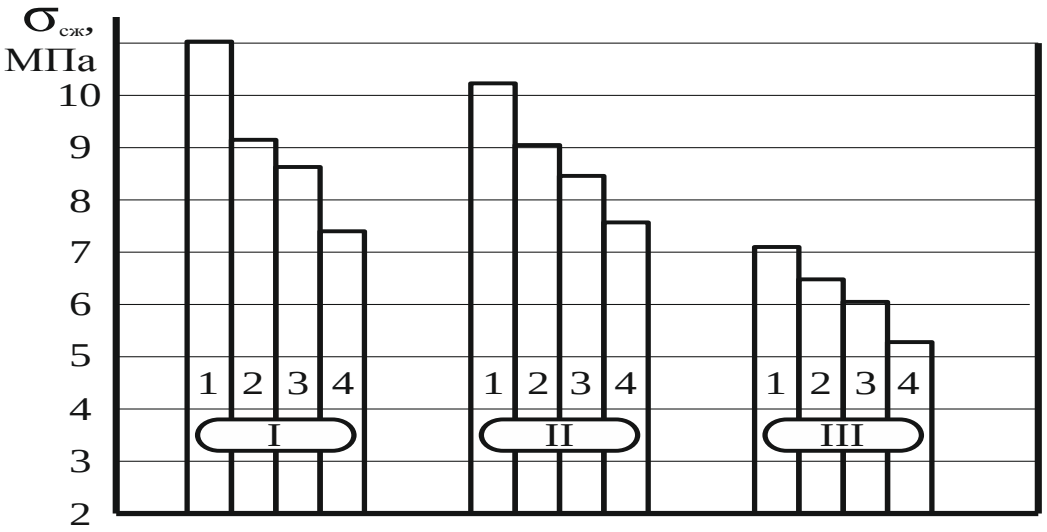


Рисунок 2 – Зависимость предела прочности образцов породобетона на сжатие в сухом состоянии в зависимости от размеров фракций заполнителей и их процентного содержания: 1 – фракция (−0,315); 2 – фракция (–0,63+0,315); 3 – фракция (−1,25 +0,63); 4 – фракция (−2,5 +1,25); I, II и III – массовые процентные соотношения содержания крупной и мелкой фракций: I – 25/75; II – 50/50; III – 75/25

Анализ результатов выполненных экспериментальных исследований по изучению прочностных свойств цементного породобетона с заполнителем из молотых вскрышных горелых породпоказал, что предел прочности породобетона $\sigma_{сж}$ в зависимости от размеров фракций крупного и мелкого заполнителей и их процентного соотношения изменяется в интервале 5,28-11,03 МПа, а коэффициент размягчения породобетона за счет его водонасыщения K_P изменяется, соответственно, в интервале 0,66-0,88.

Наименьшие значения предела прочности получены для породобетона с размерами мелкой фракции (–2,5 +1,25) и (–1,25 +0,63) мм с соотношением процентного массового содержания крупной и мелкой фракций в породобетоне, равном 75/25, а наибольшие значения получены для породобетона с размерами мелкой фракции (−0,63 +0,315) и (−0,315) мм с соотношением процентного массового содержания крупной и мелкой фракций 25/75 и 50/50.

Поэтому для изготовления породобетонных компенсационных плит следует применять цементные породобетоны с размерами заполнителей из молотых горелых пород с крупной фракцией (–20 +10) мм и мелкой фракции (−0,63) мм, с соотношением процентного массового содержания крупной и мелкой фракций 25/75 и 50/50 и водоцементным массовым отношением Ц:В=1:0,5. Компенсационные плиты из породобетонов, рекомендованных составов, могут воспринимать в безусадочном режиме расчетные нагрузки от зданий и сооружений до 9-11 МПа в сухом и до 8-9 МПа в водонасыщенном состояниях.

Учитывая высокую стоимость песка, для изготовления песчаных подушек следует также применять двухкомпонентные смеси молотых вскрышных горелых пород с рекомендованными размерами крупной и мелкой фракций и их процентным массовым соотношением.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Для строительства зданий и сооружений с жесткой или комбинированной конструктивными схемами на подработанных территориях угольных шахт и разрезов предложен трехслойный сплошной плитный фундамент, включающий: сплошную железобетонную фундаментную плиту, песчаную подушку и расположенную между ними породобетонную компенсационную плиту. При просадке подработанных грунтов породобетонная компенсационнаяплита, разрушаясь и увеличиваясь в объеме, заполняет кусками породобетона линзу провала грунта под зданием, предохраняя железобетонную фундаментную плиту от разрушения.

2. Для изготовления породобетонной компенсационной плиты следует применять двухкомпонентную смесь заполнителей из молотых вскрышных горелых пород с размером крупной фракции (–20 +10) мм и мелкой фракции – (–0,63) мм с соотношением процентного массового содержания крупной и мелкой фракций 25/75 и 50/50 и с цементно-водным массовым отношением Ц:В = 1:0,5.

3. Компенсационные плиты, изготовленные из цементного породобетона с заполнителем из молотых вскрышных горелых пород рекомендованного состава, могут воспринимать в безусадочном режиме расчетную нагрузку от зданий и сооружений до 9-11 МПа в сухом и до 8-9 МПа в водонасыщенном состояниях.

4. Применение молотых вскрышных горелых пород для изготовления породобетонных компенсационных плит и песчаных подушек при строительстве зданий и сооружений на подработанных территориях ликвидированных угольных шахт и разрезов позволит утилизировать отвалы вскрышных горелых пород и улучшить экологическую ситуацию на территориях ликвидированных горных предприятий.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. СП 21.13330.2012. Здания и сооружения на подрабатываемых территориях и просадочных грунтах. – Москва: Стандартинформ, 2017. – 86 с.

2. СП 50-101-2004. Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений. – Москва: 2004. – 148 с.

3. СП 22.13330.2016. Основания зданий и сооружений. – Москва: 2016. – 55 с.

4. Руководство по проектированию плитных фундаментов каркасных зданий и сооружений башенного типа / НИИОСП им. Н.М. Герсеванова . – Москва: Стройиздат, 1984. – 298 с.

5. Каюмов М.З. Взаимодействие плитного фундамента заглубленного сооружения с основанием над карстовой полостью: автореферат дис. кандидата технических наук. – Москва: МГСУ, 2012. – 22 с.

6. Cajka R., Burkovic K., Buchta, V. Foundation Slab in Interaction with Subsoil // Advanced Materials Research. - 2014. – № 838- 841. – pp. 375-380.

7. Ryazanov A. N. Physico-mechanical properties and technology of combustion gasestion of concrete / A. N. Ryazanov, P. E. Krizia // Visnyk of Naukovi LNPU. – 2009. – No. 2. – pp. 3-8.

8. Чумаченко Н.Г., Тюрников В.В., Сейкин А.Е., Баннова С.Е. Возможности использования горелых пород в строительстве.Экология и промышленность России. 2015;19(11):41-46. https://doi.org/10.18412/1816-0395-2015-11-41-46.

УДК 624.138.3

УНАЙБАЕВ Б.Б., докторант (КарГТУ)
г. Караганда, Казахстан

БУРОНАБИВНЫЕ СВАИ С ЗАЩИТНОЙ И НЕСУЩЕЙ ОБОЛОЧКОЙ В ЗАСОЛЕННЫХ ПЫЛЕВАТО-ГЛИНИСТЫХ ГРУНТАХ

Засоленные пылевато- глинистые грунты (ЗПГГ) широко распространены в республиках Средней Азии, Казахстана, Закавказья, юга России. В силу генезиса и фационных условий соленакоплений наблюдается присутствие солей в верхних толщах грунта. ЗПГГ– гетерогенная система, компоненты и структура которой не устойчивая при воздействии техногенных факторов. Соотношение в них легко-, средне-, и труднорастворимых солей, следует условно рассматривать как 1:10:30. Основные соли, определяющие цементирующие структурные связи, это карбонаты кальция и магния. При массовой застройке этих территорий наблюдается подтопление, приводящее к развитию многочисленных аварийных деформаций зданий и сооружений (в г. Тбилиси, Ереване, Балхаше, Джезказгане, Волгодонске и др.) обусловленных коррозией фундаментальных конструкций и снижением несущей способности засоленного грунтового основания при размягчении, растворении и выщелачивании солей в процессе подтопления.

Для решения обозначенной проблемы применение традиционных свайных фундаментов в защитной оболочке с передачей нагрузки на нижние суффозионно-устойчивые толщи (5-10) не эффективно по следующим причинам. При забивке сваи в ЗПГГ естественной структуры наблюдается нарушение сплошности защитного покрытия, трещинообразование, разрушение оголовка и пр. Набор прочности бетона буронабивной сваи протека-

ет в условиях взаимодействия с агрессивной водно-солевой грунтовой средой (АВСГС).

Сохранить долговечность сваи в этих условиях проблематично. В процессе выщелачивания ЗПГГ наблюдается снижение несущей способности забивных свай на 30 %, а буронабивных свай на 50 % [1].

Для повышения несущей способности и коррозионной стойкости буронабивной сваи в ЗПГГ предложено устройство защитной и несущей силикатной оболочки [1] вокруг конструкции путем пропитки стенок и основания скважины раствором силиката натрия.

Химико-минералогический состав ЗПГГ играет решающую роль в процессе закрепления этих грунтов методом силикатизации [1]. При устройстве буронабивной сваи в ЗПГГ скважина под конструкцию заливается раствором силиката натрия.

Суть предлагаемой технологии заключается в том, что раствор силиката натрия, проникая в ЗПГГ через стенки скважины, взаимодействует с содержащими в ЗПГГ солями кальция (гипс, карбонаты), переходит в гелеобразное состояние с последующим отверждением. Отверждение крепителя – силиката натрия – протекает под воздействием катионов кальция и магния, выделяющихся при обменных реакциях. Катионы кальция и магния воздействуют на вводимый в грунт разбавленный раствор силиката натрия как естественный коагулянт, образуя в агрегатах, порах и трещинах грунта вязкие пленки гидрогеля кремниевой кислоты.

Основную роль в коагуляции силикатраствора играют обменные катионы кальция и магния. Выделяющаяся при взаимодействии силиката натрия, гипса и ПК (по Са) пленка геля кремнекислоты отверждается на границе соприкосновения твердых частиц и агрегатов грунта, плотно закупоривает трещины и поры. При длительном твердении на контакте указанных фаз создаются благоприятные условия для образования гидросиликатов кальция. Однако образующие в силикатизированном ЗПГГ гидросиликаты кальция нельзя рассматривать как главное вяжущее, придающее ЗПГГ закрепление.

Расчеты показали, что даже в активных ЗПГГ с емкостью поглощения в щелочной среде более 20 мг.-экв.на 100 г. сухого ЗПГГ величина образующего гидросиликата кальция не превышает 1 % от массы грунта. Такого количества, вяжущего недостаточно для закрепления ЗПГГ [1.2].

При силикатизации ЗПГГ твердая фаза гидрата окиси кальция образуется дополнительно от разложения гипса щелочью силикатного раствора

$$CaSO_4 * 2HO + 2Na_2OH \rightarrow Ca(OH)_2 + Na_2SO_4 + 2H_2O$$

и при взаимодействии щелочи с дисперсным карбонатом кальция

$$CaCO_3 + 2NaOH \rightarrow Ca(OH)_2 + Na_2CO_3$$

При этом повышается несущая способность ЗПГГ вокруг скважины в результате упрочнения их естественной структуры, уменьшение или полной ликвидации просадочной и суффозионной сжимаемости, придания грунтам дополнительной прочности, водонепроницаемости, водоустойчивости, вследствие предотвращения контакта (герметизации) АВСГС с бетоном свайной конструкции повышается их коррозионная стойкость [2].

Применение способа силикатизации при формировании защитной и несущей оболочки вокруг буронабивной сваи в ЗПГГ оказалось возможным вследствие высокой водопроницаемости присущей этим грунтам (0,1-2 м/сутки). Важное преимущество применение способа силикатизации ЗПГГ вокруг свайной конструкции это:

– практически мгновенное отвержение инъецируемого грунта вокруг скважины;

– быстрое нарастание прочности силикатизированного грунта во времени;

– существенное увеличение несущей способности грунта и соответственно несущей способности сваи;

– водоустойчивость и водонепроницаемость силикатизированного грунта;

– снижение сжимаемости, повышение структурной и суффозионной устойчивости закрепленного ЗПГГ;

– высокая прочность на сжатие силикатизированного грунта до 2,0 МПа;

– простота реализации способа путем замачивания.

При воздействии раствора силиката натрия на ЗПГГ происходит мгновенная химическая реакция между катионом кальция поглощающего комплекса (ПК) ЗПГГ и катионом натрия силикатного раствора. Вытесненный из ПК кальций в условиях сильной щелочной среды силикатного раствора образует твердую фазу окиси кальция Ca(OH) с сильно развитой поверхностью на которой адсорбируются катионы кремниевой кислоты (SiO_2).Схему реакции взаимодействия вытесненного кальция ЗПГГ с раствором метасиликата натрия можно представить в виде:

$$\text{ПК}\left|\begin{matrix}\text{Ca}\\ \text{Ca}\\ \text{Ca}\end{matrix}\right. + 3Na_2SiO_3 + 3H_2O \rightarrow \text{ПК}\left|\begin{matrix}\text{Na}\\ \text{Na}\\ \text{Na}\\ \text{Na}\\ \text{Na}\\ \text{Na}\end{matrix}\right. \begin{matrix}Ca(OH)_2SiO_2\\ \\ +Ca(OH)_2SiO_2\\ \\ Ca(OH)_2SiO_2\end{matrix}\Bigg\} \qquad (1)$$

В результате этой реакции образуется слой цементизирующих известково-кремнеземистых новообразований, обеспечивающих формирование защитной и несущей оболочки вокруг сваи [1]. Положительный эффект закрепления обусловлен высокой степенью полимеризации кремниевой кислоты в высокомолекулярном силикатном растворе, который на твердой поверхности Са $(OH)_2$ образует более плотную и прочную пленку цементирующих новообразований. Для заполнения скважин под сваю применяется раствор силиката натрия плотностью 1,025 г/см$^{2.}$ По мере подачи раствора и пропитки грунта вокруг скважины, идет увеличение толщины защитного пропитанного раствором слоя и нарастание прочности грунта. Переход раствора в гель протекает в течении первых 3-х суток, а упрочнение геля и соответственно ЗПГГ вокруг сваи в течении 15 суток и заканчивается через 28 суток. Сжимаемость ЗПГГ вокруг скважины при этом понижается в 10-12 раз, а радиус защитного водонепроницаемого слоя достигает 0,5-1,2 м., прочность закрепленного грунта составляет от 1,1-0,8 до 2,0 мПа.

Суть предлагаемой технологии заключается в том, что на границе контакта буронабивной сваи и АВСГС создается силикатная оболочка типа «изоляционный стакан», повышающая несущую способность и долговечность свай. Для реализации предлагаемой технологии предложены 3 варианта исполнения [3]:

Вариант 1. Для устройства защитной оболочки вокруг буронабивной сваи используют раствор силиката натрия, первую порцию которого подают в скважину после ее проходки, затем вводят в скважину арматурный каркас и бетоноподающую трубу, снабженную в верхней части вибрационной системой и бетонируют скважину, чередуя порционную подачу в нее жидкого бетона и раствора силиката натрия (рис. 1).

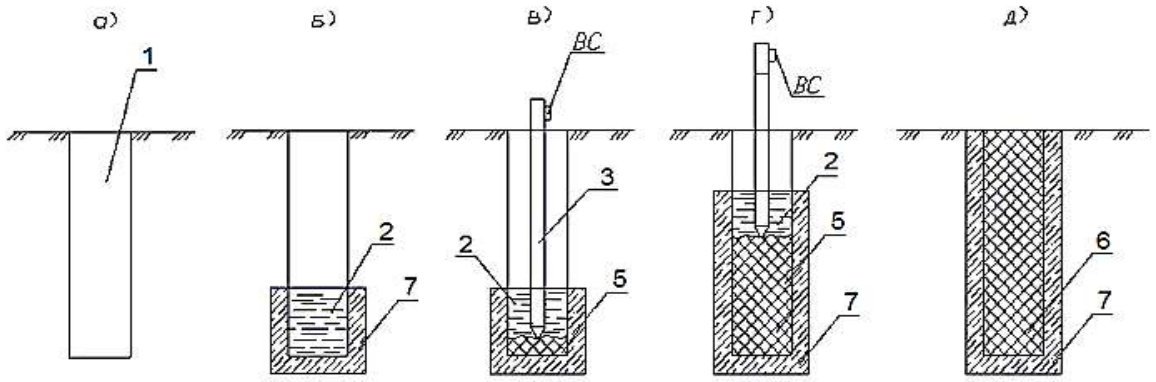


Рисунок 1 – Способ устройства буронабивной сваи в ЗПГГ
(Авторское право, новизна и эффективность разработки подтверждена инновационным патентом РК № 27796 от 16.08.2010, бюл. № 8)
1 – скважина; 2 – раствор силиката натрия; 3 – бетоноподающая труба; 4 – арматурный каркас; 5 – бетон; 6 – железобетонный ствол сваи; 7 – защитная оболочка

Вариант 2. Для увеличения радиуса уплотненного и защитного слоя в скважине размещают в сжатом виде выполненную по форме ствола сваи резиновую камеру с диском-утяжелителем в нижней части и через растворопроводящий трубопровод заполняют свободное пространство полости скважины раствором силиката натрия, затем подают в резиновую камеру через воздуховод под давлением сжатый воздух для ее расправления, расширения и формирования под действием камеры стенок защитной оболочки из силиката натрия, который преобретает при этом форму стакана, после чего выпускают воздух из резиновой камеры в атмосферу, извлекают камеру из скважины и выполняют арматурные и бетонные работы (рис. 2).

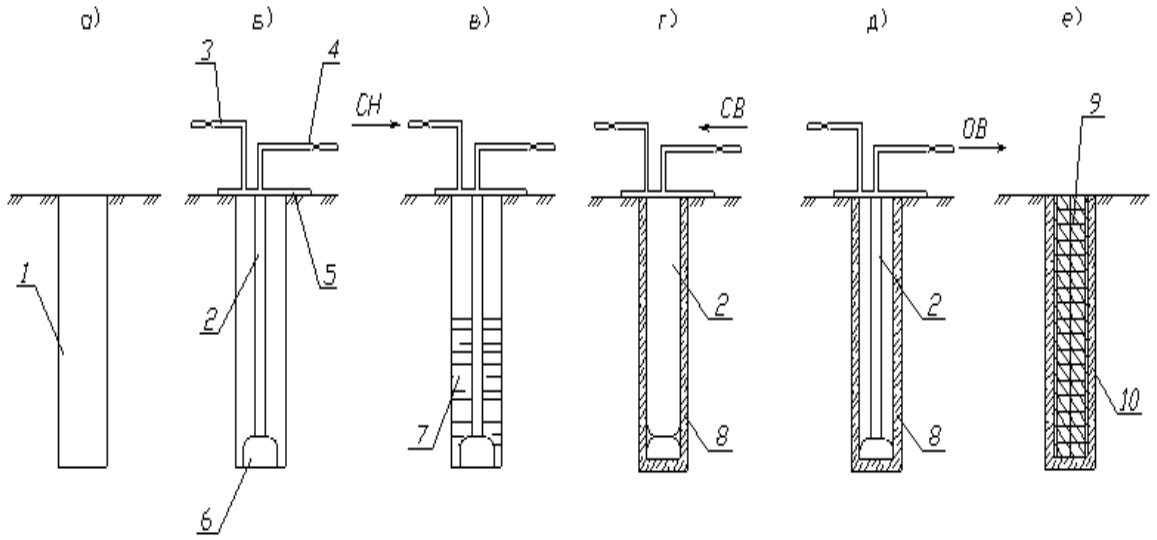


Рисунок. 2 – Способ устройства буронабивной сваи в ЗПГГ
(Авторское право, новизна и эффективность разработки подтверждена инновационным патентом РК № 27796 от 16.08.2010, бюл. № 8) [3]
1 – скважина; 2 – резиновая камера; 3 – раствороподающий трубопровод;
4 – воздуховод; 5 – диск-уплотнитель; 6 – диск-утяжелитель;
7 – р-р силиката; 8 – защитная оболочка; 9 – арматурный каркас; 10 – свая

Вариант 3. Для регулирования радиуса пропитки грунтового массива вокруг сваи при возведении коротких буронабивных свай (до 5 м) в ЗПГГ предложена технология (рис. 3), которая отличается от известных тем, что для устройства защитной оболочки с заданными параметрами в скважину вводят стальную трубу, закрытую сверху и снизу герметичными фланцами, в устье скважины устанавливают диск-уплотнитель с раствороподводящим трубопроводом, через который в пространство между стенками скважины и трубой нагнетают под давлением при определенном режиме раствор силиката натрия, по завершению твердения грунта которого вплоть до образования защитной оболочки стальную трубу вместе с

диском-уплотнителя и раствороподводящим трубопроводом демонтируют и производят армирование и бетонирование свободного пространства скважины.

При отработке технологии были усовершенствованы оборудование и механизмы для производства работ по силикатизации ЗПГГ в околосвайном пространстве (регулятор давления и в целом комплект оборудования и приборов для производства работ, механизм для извлечения и внедрения оборудования в скважину, емкость для приготовления раствора и пр.). Толщина закрепленной оболочки вокруг сваи при давлении в системе подачи 1-2 атмосферы составила 0,5-0,7 м, а при давлении 5-6 атм. 1,2…1,5 м.

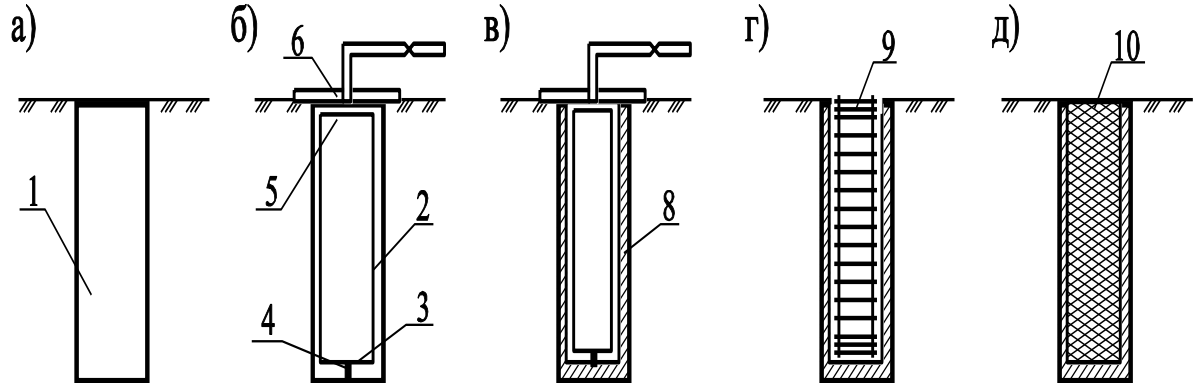


Рисунок 3 – Устройство коротких буронабивных свай в ЗПГГ с защитной оболочкой типа «стакан»
(Авторское право, новизна и эффективность разработки подтверждена инновационным патентом РК № 27796 от 16.08.2010, бюл. № 8) [3]
а) – проходка скважины; б) – размещение в скважине трубы; в) – пропитка стенок силикатным раствором; г) – армирование; д) – бетонирование;
1 – скважина; 2 – стальная труба с нижним фланцем 3; 4 – держатель;
5 – верхний фланец; 6 – диск-уплотнитель с раствороподающим трубопроводом 7; 8 – защитная оболочка; 9 – арматурный каркас;
10 – бетонная смесь

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Унайбаев Б.Ж., Унайбаев Б.Б. Фундаментостроение на территориях, сложенных засоленными грунтами. Алма-Аты. Эверо, 2019, 292 с.

2. Соколович В.Е. Химическое закрепление грунтов. М. Стройиздат.1980 г.

3. Способ устройства буронабивной сваи в засоленных грунтах. Инновационный патент РК № 27796 от 16.08.2010 г. бюл. № 8. Авторы: Унайбаев Б.Б. и др.

УДК 624.151.2; 624.151; 001.63

УНАЙБАЕВ Б.Ж., д.т.н., профессор, ректор
(ЕИТИ им. академика К. Сатпаева),
г. Экибастуз, Казахстан
УНАЙБАЕВ Б.Б., к.т.н., докторант (КарГТУ)
г. Караганда, Казахстан
ПОКАТИЛОВ А.В., к.т.н., директор Строительного института (КузГТУ),
г. Кемерово, Россия

ЭФФЕКТИВНЫЕ КОНСТРУКЦИИ И ТЕХНОЛОГИИ УСТРОЙСТВА ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ В ЗАСОЛЕННЫХ АГРЕССИВНЫХ ГРУНТАХ

Засоленные грунты различного типа и степени широко распространены на территории стран СНГ, арабского мира, в Латинской Америке и т. д. При строительстве и эксплуатации зданий и сооружений на этих грунтах наблюдается развитие аварийных осадок объектов. Это общеизвестные аварии в городах Джезказган, Душанбе, Ереване, Тбилиси, Ташкенте, Волгодонске и др. Аварии обусловлены подтоплением основания и фильтрационным воздействием. При подтоплениях в засоленных грунтах основания наблюдается развитие дополнительных деформаций (суффозионных, присадочных), снижение несущей способности и активируется коррозия строительных конструкций.

Для решения обозначенной проблемы на кафедре «Строительство» ЕИТИ им. академика К. Сатпаева был разработан ряд технологий. Так, например, для повышения несущей способности и долговечности свайных фундаментов предложены следующие:

– устройства сваи в прибитых скважинах с защитной оболочкой из битума (технология представлена на рис. 1);

– бетонирование свай модифицированным бетоном на добавках ГС- 3 и КОД- С (результаты испытания приведены в таблице 1, рис. 2)

– устройство свай с пластмассовой оболочкой (рис. 3);

– устройство фундамента в вытрамбованном котловане с защитной оболочкой из киров (рис. 4);

– устройство основания методом вытрамбовывания котлованов с защитным экраном и несущим слоем (рис. 5);

– устройство буронабивной сваи в защитной оболочке типа «силикатный стакан» (рис. 6).

Суть предложенных технологий заключается в том, что на границе взаимодействие фундаментной конструкции и засоленной агрессивной водно- солевой грунтовой средой формируется защитная оболочка из битума (рис. 1), пластмассовой трубы (рис. 3), киров (рис. 4; 5), жидкого

стекла (рис. 6), которая надежно защищает конструкцию от коррозии. Уплотненный (рис. 1, 3, 4, 5) либо химический закрепленный слой грунта по боковой поверхности и в основании скважин (рис. 6) повышает несущую способность конструкции, а также устраняет суффозионную неустойчивость и водопроницаемость грунтового основания. Использование гидрофобизующих добавок КОД-С и ГС-3 при формовании бетона (табл., рис. 2) позволяет дополнительно повысить коррозионную стойкость бетонанабивных свай в засоленных грунтах.

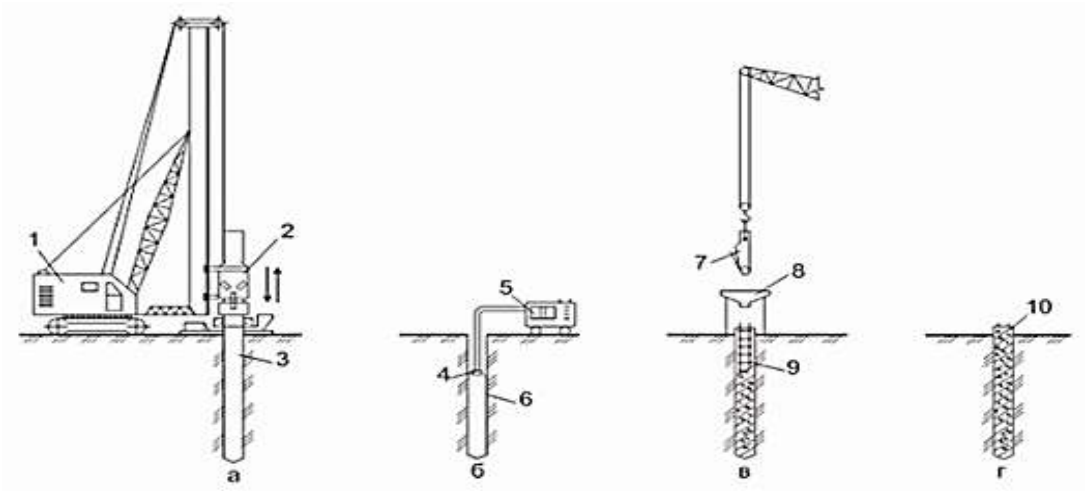
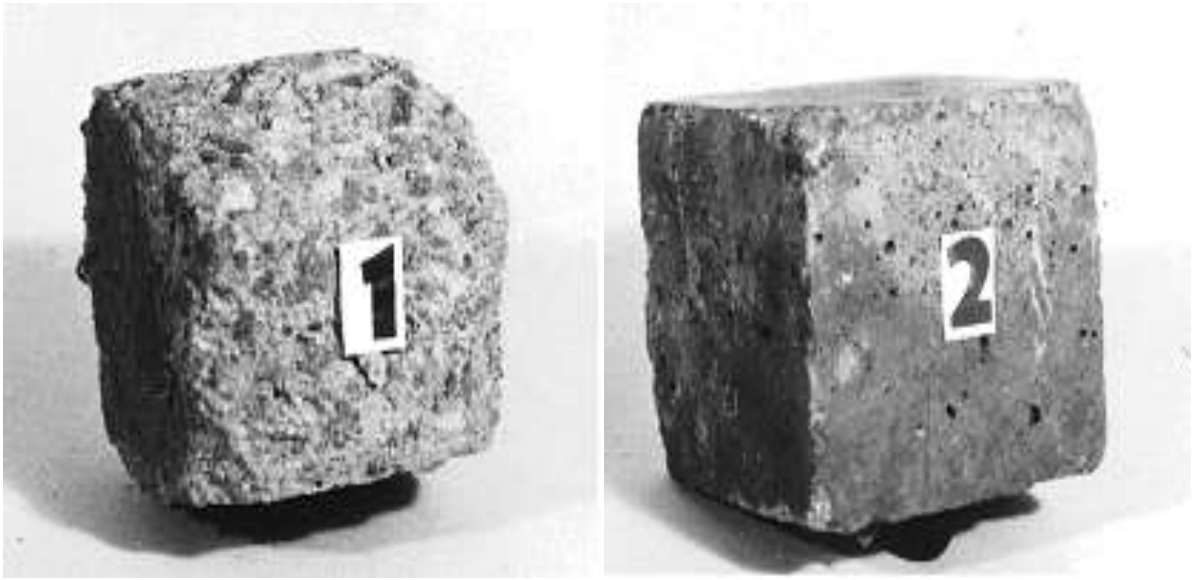


Рисунок 1 – Устройство свай в пробитых скважинах с защитной оболочкой из битума
а – погружение и извлечение снаряда; б – нанесение гидроизоляции из мастики на природном или промышленном битуме на стенки;
в – армирование и бетонирование скважины; г – свая готовая
1 – копер свайный; 2 – наконечник; 3 – снаряд; 4 – форсунка; 5 – агрегат для нанесения битумной мастики; 7 – вибробадья; 8 – воронка приемная; 9 – каркас арматурный; 10 – свая

Таблица

Результаты натурных испытаний долговечности бетонов в сильноагрессивных средах

№	Вид и расход добавок, %	Масса образцов перед испытанием, кг	Глубина карбонизации, см через месяц		Масса образцов, кг в период натурного испытания, месяц		
			21	33	3	12	21
1	Без добавки	2,395	1,5…2,0	2,5…3,5	2,513	1,360	1,030
2	КОД-С – 0,2	2,440	1,0…1,2	1,5…2,0	2,565	2,150	2,210
3	ГС-3 – 0,6	2,385	0,3…0,8	1,1…1,6	2,400	2,320	2,250



1 – без добавок 2 – с добавкой ГС-3

Рисунок 2 – Внешний вид бетонных образцов-кубов, установленных в сильноагрессивной среде, через 21 месяц выдержки

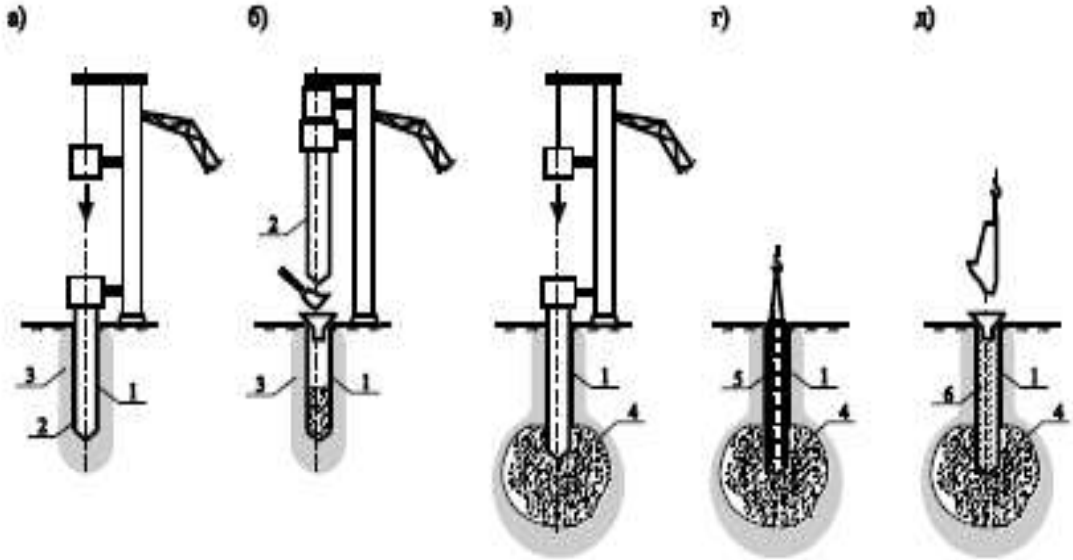


Рисунок 3 – Устройства сваиспластмассовой оболочкой
(Авторское право, новизна и эффетивность разработки подтверждена А.С. СССР №№ 1678971, 1678972)
а) – устройство скважины с использованием пластмассовой трубы;
б) – отсыпка жесткого материала; в) – втромбование жесткого материала;
г) – установка арматурного каркаса; д) – бетонирование скважины;
1 – защитная пластмассовая оболочка; 2 – снаряд (лидер); 3 – уплотненная зона грунта; 4 – уширение из жесткого материала; 5 – арматурный каркас; 6–бетонная смесь

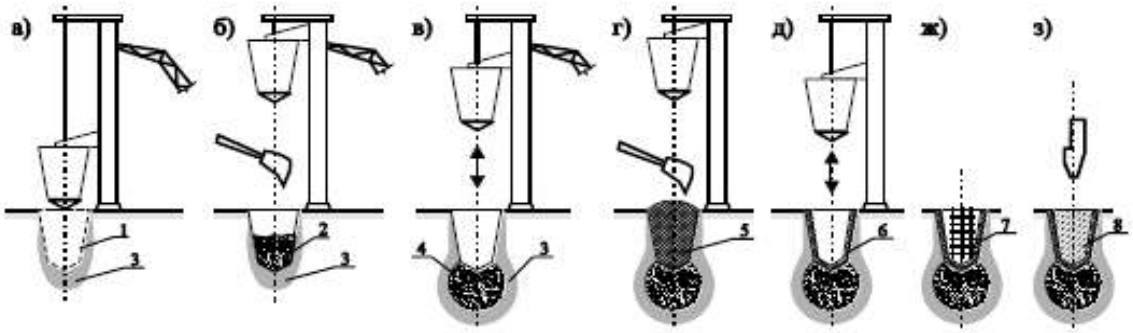


Рисунок 4 –Устройства фундамента в вытрамбованном котловане с защитной оболочкой (Авторское право, новизна и эффетивность разработки подтверждена А.С. СССР № 1719548, пред.патент РК № 10456)
а) – установка трамбовки по центру фундамента и вытрамбование котлована; б) – отсыпка в вытрамбованный котлован жесткого материала; в) – втрамбование жесткого материала до заданной отметки; г) – заполнение котлована кирами; д) – втрамбование киров в стенки котлована; ж) – установка арматуры; з) – бетонирование котлована.
1 – котлован; 2 – жесткий грунтовый материал; 3 – уплотненная зона; 4 – уширение; 5 – киры; 6 – защитная оболочка из киров; 7 – арматурный каркас; 8 – бетон

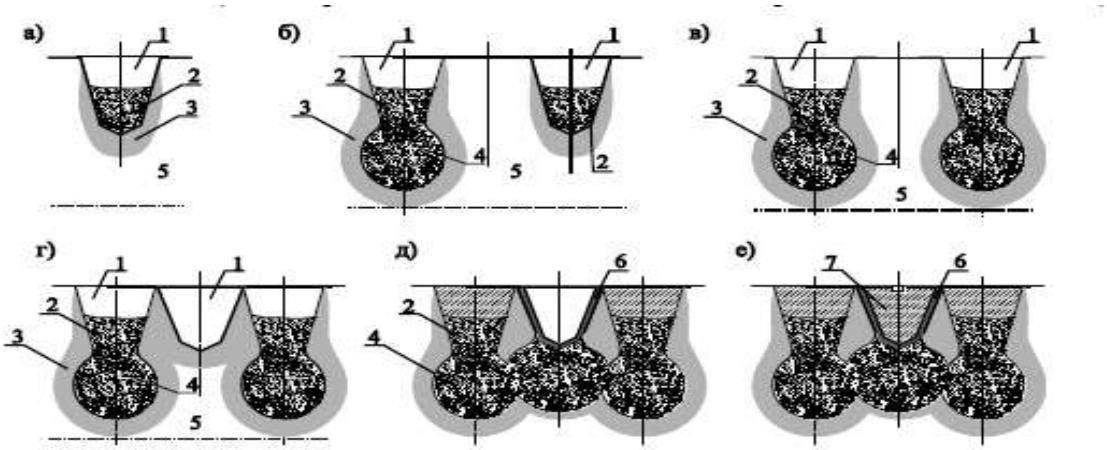


Рисунок 5 – Устройства основания методом вытрамбовывания котлованов с защитным экраном и несущим слоем (Авторское право, новизна и эффетивность разработки подтверждена пред.патент РК № 10456)
а) – вытрамбовывание 1-го дополнительного котлована и отсыпка жесткого материала; б) – втрамбовывание жесткого материала в 1-й котлован и вытрамбовка 2-го котлована; в) – вытрамбовка жесткого материала 2-го котлована; г) – вытрамбовка жесткого материала под фундамент и устройство защитной оболочки; д), е) – бетонирование фундамента; 1 – котлован; 2 – жесткий грунтовый материал; 3 – уплотненная зона; 4 – уширение; 5 – местный засоленный грунт; 6 – киры; 7 – бетон

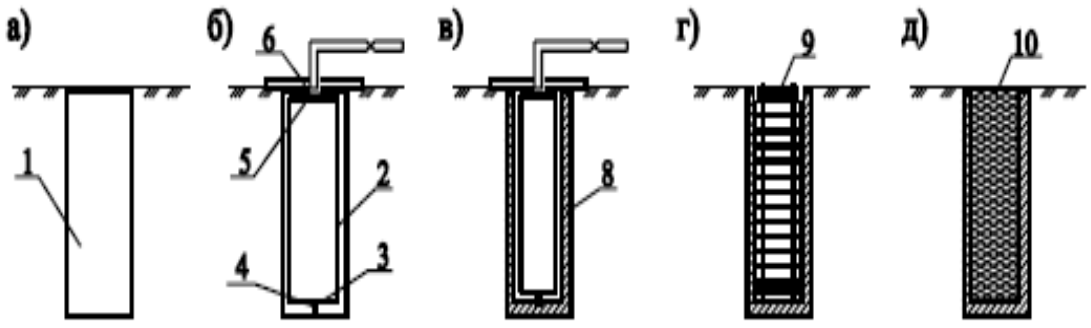


Рисунок 6 – Устройство буронабивной сваи в защитной оболочке типа «силикатный стакан» (Авторское право, новизна и эффетивность разработки подтверждена пред.патент №№2004/1783.1;2004/1788.1; 2004/1784.1)
а) – проходка скважины; б) – размещение в скважине трубы; в) – пропитка стенок силикатным раствором; г) – армирование; д) – бетонирование; 1 – скважина; 2 – стальная труба с нижним фланцем 3; 4 – держатель; 5 – верхний фланец; 6 – диск уплотнитель с раствороподающим трубопроводом 7; 8 – защитная оболочка; 9 – арматурный каркас; 10 – бетонная смесь

Эффективность, новизна и практическая значимость предлагаемых разработок подтверждена авторскими свидетельствами, патентами на изобретения, экономическим расчетом и положительными результатами опытно-промышленной апробацией. Основным критерием, определяющим эффективность предложенных технологий, является снижение эксплуатационных затрат. Послепостроечные осадки зданий на традиционных сборных ленточных фундаментах и забивных сваях превышают осадки аналогичных зданий, возведенных с применением предлагаемых технологий. Это объясняется тем, что здания на традиционных фундаментах не защищены от суффозионных осадок и коррозий, а потому требуют ежегодного послепостроечного ремонта. При использовании предлагаемых технологий послепостроечные осадки здания практически не претерпевают. Об этом свидетельствует многолетний опыт возведения и эксплуатации зданий в г. г. Караганде, Атырау, Актобе, Темиртау, п. г. т. Кульсары, Тенгизе и др. [1,2]. Предлагаемый перечень технологий (см. рис. 1-6) позволяет решить крупную научно- прикладную проблему качественной и эффективной застройки территорий сложенных засоленными грунтами.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Инновации при застройке территорий, сложенных засоленными грунтами в Республике Казахстан: Монография/ Б.Ж. Унайбаев, В.А. Арсенин, Б.Б. Унайбаев, Д.М. Сиваракша – Алматы: Эверо,2018. – 224 с.

2. Сваи в засоленных грунтах Казахстана: Монография / Б.Ж. Унайбаев, Б.Б. Унайбаев. – Алматы: Эверо, 2018. – 376 с.

УДК 693.22: 624.04

ЮЩУБЕ С.В., к.т.н., доцент (ТГАСУ)
ПОДШИВАЛОВ И.И., к.т.н., доцент (ТГАСУ)
ТАЮКИН Г.И., к.т.н., доцент (ТГАСУ)
г. Томск, Россия

ОЦЕНКА ВОЗМОЖНОСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА ВЫСОТНОГО КАРКАСНОГО ЗДАНИЯ С УЧЕТОМ ВЫЯВЛЕННЫХ ДЕФЕКТОВ ПРИ ВОЗВЕДЕНИИ МОНОЛИТНОЙ ФУНДАМЕНТНОЙ ПЛИТЫ

Объектом исследования является железобетонная монолитная фундаментная плита (МФП) толщиной 180 см на свайном основании 25-ти этажного высотного каркасного здания из монолитного железобетона.

Устройство МФП выполнялось способом непрерывного бетонирования в зимний период с использованием технологии прогрева бетонной смеси. При выполнении бетонных работ была частично нарушена технология производства работ. Инструментальное обследование МФП проводилось с использованием неразрушающих методов контроля, а также путем отбора вертикальных кернов. Моделирование напряженно-деформированного состояния (НДС) высотного каркасного здания выполнено в ПВК MicroFe с разработкой расчетной модели системы «основание–фундамент–здание», в которой МФП рассматривалась как слоистая плита с фактическим классом бетона в каждом слое.

При монтаже зданий и сооружений, их техническое состояние во многом зависит от качества выполнения работ при устройстве нулевого цикла. Устройство МФП толщиной 180 мм по бетонной подготовке на свайном основании выполнялось способом непрерывного бетонирования в зимний период.

При выполнении бетонных работ была частично нарушена технология производства работ, что сказалось на качестве устройства фундамента, поэтому дальнейшее строительство здания пришлось остановить.

При наступлении положительных температур было проведено комплексное обследование МФП по выявлению дефектов с целью принятия решения по дальнейшему ее использованию.

При обследовании МФП для определения внутренних дефектов и повреждений в виде пустот и раковин, негативно влияющих на ее техническое состояние, был использован ультразвуковой низкочастотный

дефектоскоп «А1040М Полигон». Также при обследовании было отобрано пять вертикальных кернов с помощью установки алмазного бурения и определены прочностные показатели бетона плиты по ее толщине.

Установлено, что нарушение технологии производства работ при зимнем бетонировании МФП привело к снижению прочностных характеристик бетона, а также к образованию дефектов в нижних слоях МФП на отдельных ее участках в виде отслоения нижнего защитного слоя бетона и оголения рабочей арматуры (рис. 1).

Рисунок 1 – Фрагмент края нижней части МФП с оголением арматуры нижнего слоя

Фактическая прочность бетона плиты соответствовала классу бетона от В12,5 до В25 (при проектном классе бетона В25). Пониженные показатели прочности бетона наблюдались в нижних участках МФП.

Расчетная модель, которая может наиболее полно отразить конструктивную схему здания, является одним из важнейших факторов при определении напряженно-деформированного состояния строительных конструкций и фундаментов [1, 2]. Верифицированный ПВК MicroFe [3] позволяет реализовать конечно-элементное моделирование системы «основание–фундамент–здание».

При моделировании фундаментной плиты [4], в том числе и на свайном основании [5, 6], большое значение имеет размерность конечно-элементной сетки, учет физической нелинейности работы ее материалов и оценка погрешности при вычислении внутренних усилий при использовании теории тонких плит, где эффект объемного напряженного состояния может не учитываться.

При построении расчетной модели «основание–фундамент–здание» размерность решаемой задачи может быть достаточно большой [7, 8]. Для уменьшения этого явления используется детализация конечно-элементной схемы, в которой МФП моделировалась из мелкой конечно-элементной

сетки размером 0,125×0,125 м, а остальная часть здания – на более крупной конечно-элементной сетке размером 0,5×0,5 м. В конечно-элементные размеры сетки МФП должны вписываться размеры свай снизу, колонны-стены, стены ядра и диафрагм жесткости подвала сверху. О влиянии размеров конечно-элементной сетки в МФП на НДС, сопряженных с ней конструкций [9, 10].

Рассмотрены следующие размеры конечно-элементной сетки МФП: 0,5×0,5 м; 0,25×0,25 м; 0,125×0,125 м. На примере свай оказалось, что при сетке размером 0,5х0,5 м наибольшее усилие в свае составило $N_{0,5x0,5}$ = 661,4 кН, при сетке размером 0,25×0,25 м – $N_{0,25x0,25}$= 626,9 кН, при сетке размером 0,125×0,125 м – $N_{0,125x0,125}$= 585,3 кН.

Таким образом, с увеличением густоты конечно-элементной сетки МФП, уменьшаются усилия в сваях, снижается погрешность их вычисления, в нашем случае до 11,5 %. При этом перемещения МФП увеличились на 1,3 % из-за сгущения конечно-элементной сетки.

При использовании мелкой конечно-элементной сетки в МФП, на сглаживание концентраций усилий в узлах конструктивных элементов влияют в основном два фактора:

– учет физической нелинейности материалов МФП приводит к уменьшению в ней внутренних усилий и незначительному увеличению перемещений;

– следует использовать процедуру по осреднению усилий в конечных элементах, в результате чего конструктивный расчет осуществляется не по максимальным, а по осредненным значениям усилий в конечном элементе. Об учете массивности МФП. Фундаментная плита при отношении толщины к длине h/l = 1/17 < [1/5] может быть отнесена к категории тонких плит, где эффект объемного напряженного состояния может не учитываться [4]. Тем не менее, в зонах стыков МФП сверху с колоннами и с диафрагмами жесткости в большей степени и снизу со сваями в меньшей степени, возникают максимальные усилия, по которым ведется подбор арматуры. В этих сингулярных зонах теория тонких пластин приводит к определенной погрешности.25-этажное высотное каркасное здание размером в плане по осям 29,6×29,0 м высотой 79,94 м с подвалом и техническим этажом имеет систему монолитных железобетонных колонн и диафрагм жесткости, а также лифтовую шахту, являющуюся ядром жесткости каркаса.

Элементы каркаса представляют собой колонны «Г-образного» и прямоугольного сечений с толщиной стенки 20 см на нижних 12-ти этажах, вышерасположенные колонны – квадратного сечения 40×40 см, диафрагмы жесткости и стены лифтовой шахты имеют толщину 20 см. Класс бетона элементов каркаса – В30.

Несущие элементы перекрытий и покрытия – сборно-монолитные ригели по системе Рекон с жестким сопряжением с колоннами и с

заполнением в пределах ячейки из сборных железобетонных многопустотных плит толщиной 220 мм.

Фундамент – плоская МФП толщиной 180 см размером в плане по осям 29,6×29,0 м на забивных сваях сечением 30×30 см длиной 12 м, с погружением в грунт от 8 до 12 м. Под МФП устроена бетонная подготовка толщиной 150 мм. Отпор под МФП отсутствует. Геометрическая неизменяемость каркаса здания обеспечивается образованием жесткого соединения колонн с МФП, жесткого сопряжения колонн с ригелями, монолитными диафрагмами жесткости, стенами подвала и горизонтальными дисками перекрытий.

Рассматриваемая площадка строительства высотного здания расположена в северо-восточной части г. Томска в пределах Томь-Яйского водораздела. На данной площадке инженерно-геологический разрез изучен до глубины 43,0 м (рис. 2).

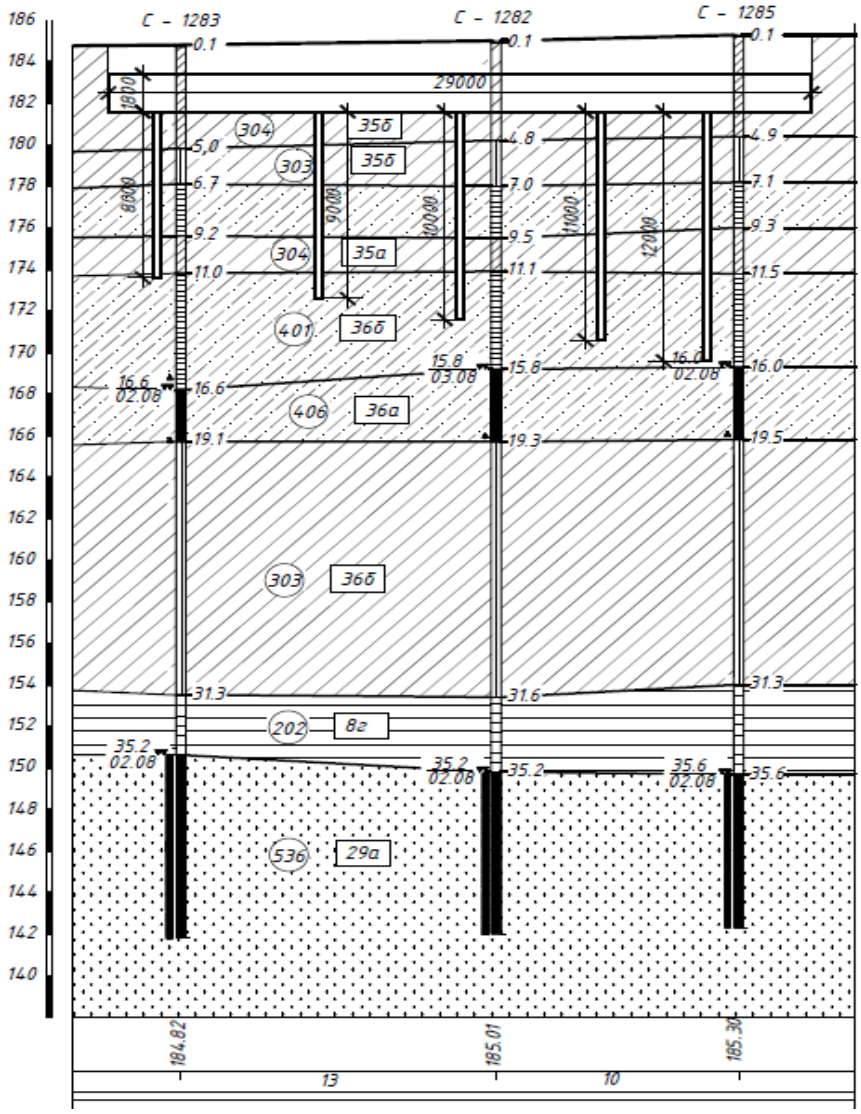


Рисунок 2 – Инженерно-геологический разрез

Верхнюю часть разреза до глубины 6,7-7,3 м слагают аллювиально-озерные суглинки мягкопластичной (ИГЭ-304) и тугопластичной (ИГЭ-303) консистенций. Ниже до глубины 19,1-19,5 м залегают супеси, которые в интервале 9,1-11,2 м содержат прослой суглинка мягкопластичного. До глубины 16,0-16,4 м супеси имеют твердую (ИГЭ-401) консистенцию, а ниже – до глубины 19,1-19,5 м – текучую (ИГЭ-406) консистенцию. Далее с глубины 19,2-19,5 м и до 31,3-31,8 м залегают суглинки тугопластичные (ИГЭ-303) с тонкими прослоями и линзами супеси и песка мелкого. Ниже, в интервале 31,3-34,2 м залегает глина зеленовато-серого цвета полутвердой (ИГЭ-202) консистенции. С глубины 34,2 до 43,0 м расположены пески средние, обводненные.

В пределах разреза выделено два водоносных горизонта. Верхний водоносный горизонт залегает в интервале 16,6-19,2 м, а нижний от 34,2 до 43 м и ниже. Водовмещающими слоями для верхнего водоносного горизонта являются супеси текучие, а для нижнего – пески средние водонасыщенные. Подземные воды порово-пластового типа, безнапорные. Питание их осуществляется за счет атмосферных осадков. Область разгрузки находится за пределами площадки.

В процессе устройства свайного фундамента часть свай оказалась недопогруженной до проектных отметок. При забивке свай происходит уплотнение грунта за счет внедрения в массив дополнительного объема [11]. Забивка свай сопровождается уплотнением грунтов, отжатием поровой воды, изменением порового пространства и ориентировки частиц грунта.

В свою очередь увеличение плотности скелета и уменьшение коэффициента пористости способствует снижению первичной влажности. При массовой забивке свай в котловане, степень уплотнения грунтов достигает своих максимальных значений. При этом резко уменьшается влажность грунтов, и они переходят в разряд твердых или полутвердых по показателю текучести.

Основные результаты расчета показателей свойств грунтов, полученные автором [11], приведены в таблице.

В расчетной модели железобетонные монолитные стены, диафрагмы жесткости, диски перекрытий и МФП моделировались конечным элементом типа «плоский прямоугольный элемент оболочки», колонны и сваи моделировались конечным элементом типа «стержень».

Грунтовое основание под ростверком принималось в виде семислойного основания из объемных конечных элементов с послойным заданием модуля деформаций и коэффициента Пуассона. Сопряжение свай с МФП принималось шарнирным.

В железобетонных конструкциях каркаса материал рассматривался как линейный изотропный. В МФП материал принимался как нелинейный слоистый.

Таблица

Основные физико-механические свойства грунтов до и после забивки свай

№ шп	№ ИГЭ	Разновидность грунта	Мощность слоя, м	Плотность скелета, г/см^3	Коэффициент пористости	Показатель текучести	Удельное сцепление, кПА	Угол внутреннего трения, град.	Модель общей деформации, МПа
1	304	Суглинок мягко-пластичный	2,8	1,570/ 1,719	0,720/ 0,576	0,60/ <0	20,0/ 37,0	18,0/ 28,0	13,0/ 28,0
2	303	Суглиной туго-пластичный	2,1	1,570/ 1,719	0,726/ 0,576	0,37/ <0	30,9/ 37,0	20,1/ 28,0	21,8/ 28,0
3	401	Супесь твердая	7,1	1,740/ 1,853	0,550/ 0,457	<0/ <0	16,8/ 21,0	26,3/ 36,0	24,7/ 36,0

Примечание. Приведены свойства – в числителе до, в знаменателе после забивки свай.

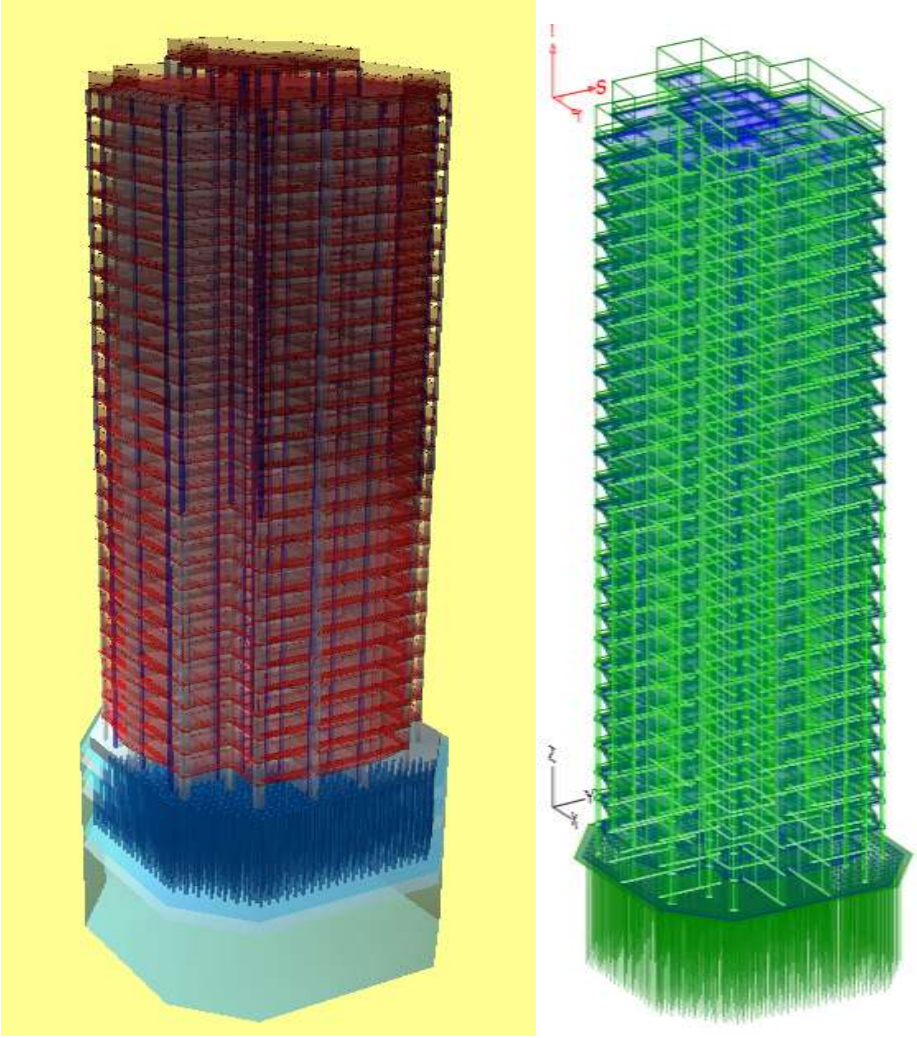
В расчетной модели были разработаны две расчетные схемы:

– расчетная схема № 1, в которой МФП высотой 180 см принята в виде 12-ти слойного материала по фактическому его состоянию, определенному по результатам обследования. В двух нижних слоях бетона толщиной 40 мм каждый, расположенных над и под нижней арматурой, принят класс бетона В12,5, в вышерасположенных шести слоях – класс бетона В25. Верхняя и нижняя арматура состоит из двух слоев каждая, стержни – Ø25А500С/200;

– расчетная схема № 2, где МФП высотой 280 см принята в виде 11-ти слойного материала, нарощенная сверху монолитной железобетонной плитой высотой 100 см из бетона класса В25 с двумя слоями верхней и нижней арматуры – стержни Ø25А500С/200. Существующая МФП принята в виде нижней двухслойной конструкции со следующими характеристиками бетона: верхний слой высотой 167 см – класс бетона В25; нижний слой

бетона высотой 13 см – класс бетона В12,5. Существующая арматура в МФП в расчет не принималась, так как в плите можно учитывать работу только верхней и нижней арматуры.

В каждой расчетной схеме слои МФП имеют нелинейные свойства, определяемые диаграммами – кубической для бетона и упругопластической для арматуры. Конструктивная и расчетная конечно-элементная модель здания приведена на рис. 3.



а) б)

Рисунок 3 – Конструктивная (а) и расчетная (б) конечно-элементная модель здания

Расчет проводился в следующей последовательности:

1. На первом этапе в расчетной схеме № 1 было определено необходимое расчетное армирование существующей МФП, которое составило следующие значения (рис. 4):

– верхняя горизонтальная Ø16А500С/200 без дополнительной локальной арматуры;

– верхняя вертикальная Ø16А500С/200 с дополнительной локальной арматурой Ø18А500С/200;

– нижняя горизонтальная Ø25А500С/200 с дополнительной локальной арматурой Ø14А500С/200;

– нижняя вертикальная Ø25А500С/200 с дополнительной локальной арматурой Ø14А500С/200;

– поперечная под вертикальными элементами каркаса – 20,12 см^2/м^2.

Проектное армирование включало в себя следующие показатели:

– верхняя горизонтальная и вертикальная Ø25А500С/200 без дополнительной локальной арматуры;

– нижняя горизонтальная Ø25А500С/200 с дополнительной локальной арматурой Ø20А500С/200;

– нижняя вертикальная Ø25А500С/200 с дополнительной локальной арматурой Ø14А500С/200;

– поперечной арматурой являются выпуски из МФП Ø20А500С/200.

Сравнение расчетного армирования МФП с проектными значениями показало в целом их общее совпадение.

2. На втором этапе в расчетной схеме №2 было также определено необходимое расчетное армирование в нарощенной части МФП, которое составило следующие значения (рис. 5):

– верхняя горизонтальная и вертикальная Ø16А500С/200 с дополнительной локальной арматурой Ø12А500С/200;

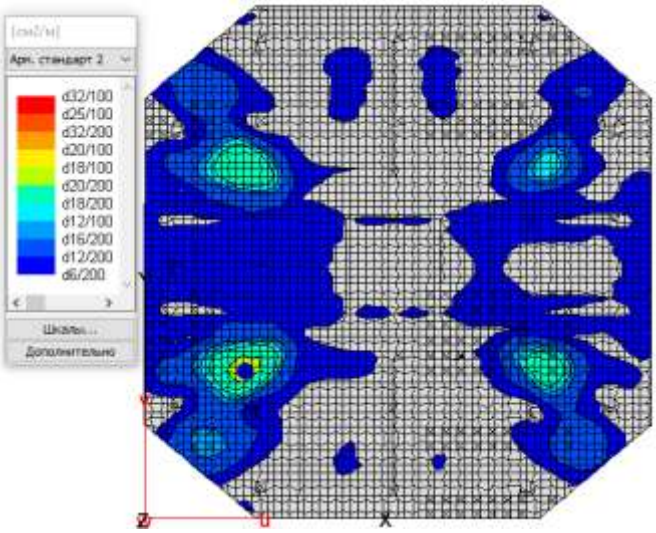
– нижняя горизонтальная и вертикальная Ø25А500С/200 с дополнительной локальной арматурой Ø25А500С/200;

– поперечная под вертикальными элементами каркаса – 11,23 см^2/м^2.

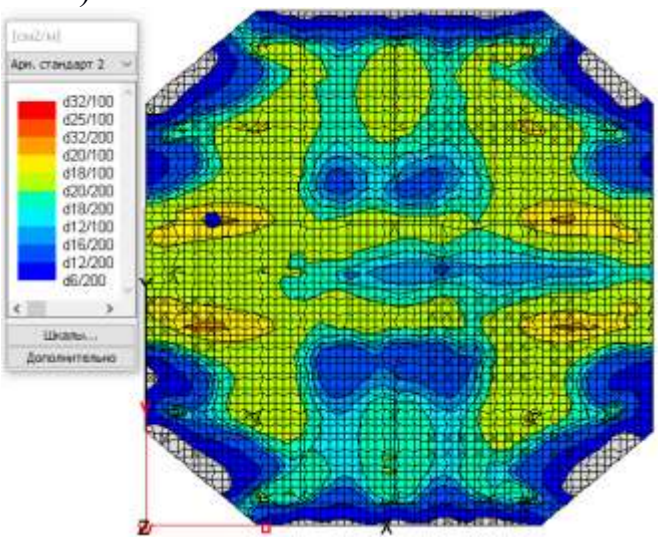
Анализ результатов вертикальных перемещений МФП в расчетных схемах № 1 и 2, с учетом фактической глубины погружения свай, а также с учетом уплотнения грунта в межсвайном пространстве и под острием свай, показал, что максимальные значения вертикальных перемещений составляют (рис. 6): 163,1 мм в расчетной схеме № 1 и 170,7 мм в расчетной схеме № 2, и не превышают предельное значение допустимых деформаций основания фундаментов для рассматриваемого типа зданий – [180 мм]. В обоих случаях относительная разность вертикальных перемещений МФП составила в среднем 0,0006, что меньше предельно допустимого значения относительной разности осадок [0,003].

Таким образом, предложенное техническое решение по усилению существующей МФП путем ее железобетонного наращивания сверху, выполненное моделирование напряженно-деформированного состояния железобетонного каркаса на свайном фундаменте с плитным ростверком в системе «основание-фундамент-здание», анализ полученных результатов позволили сделать вывод о том, что при реализации предложенного технического решения условия по первой и второй группам предельных состояний будут выполнены.

а)



б)



в)

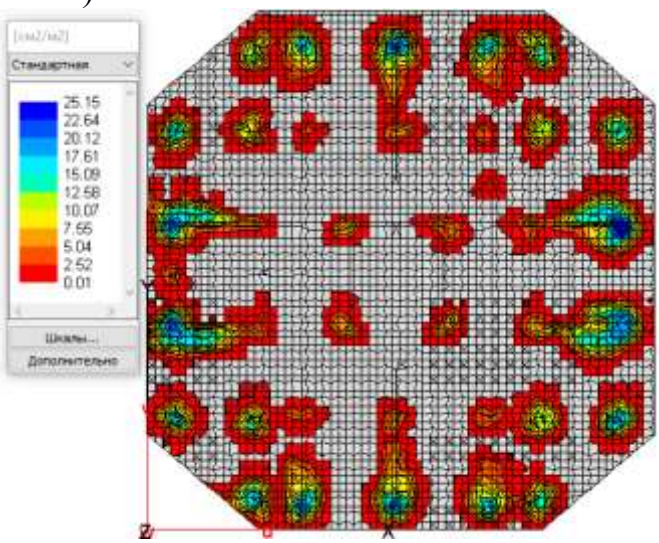
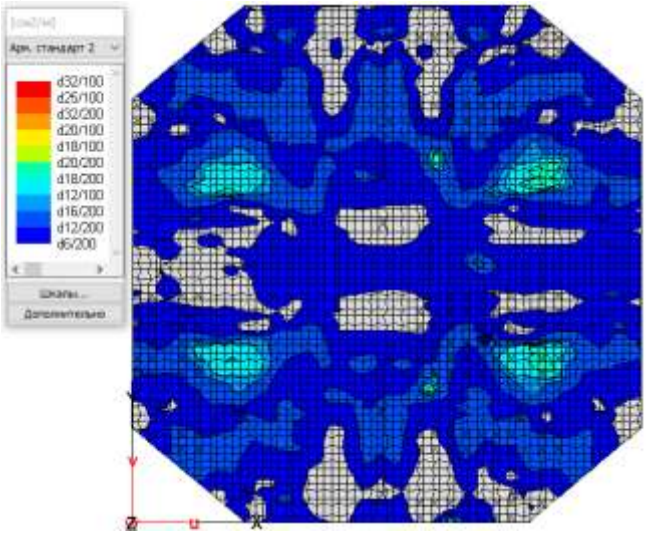
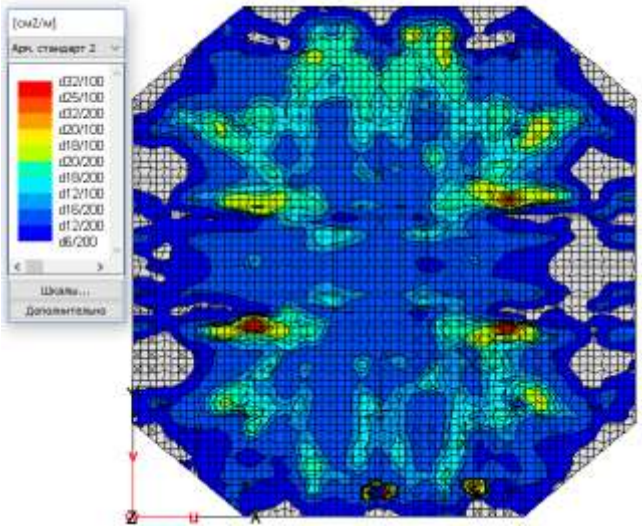


Рисунок 4 – Расчетная продольная верхняя (а) и нижняя (б) арматура по оси y, поперечная (в) арматура в расчетной схеме № 1

а)



б)



в)

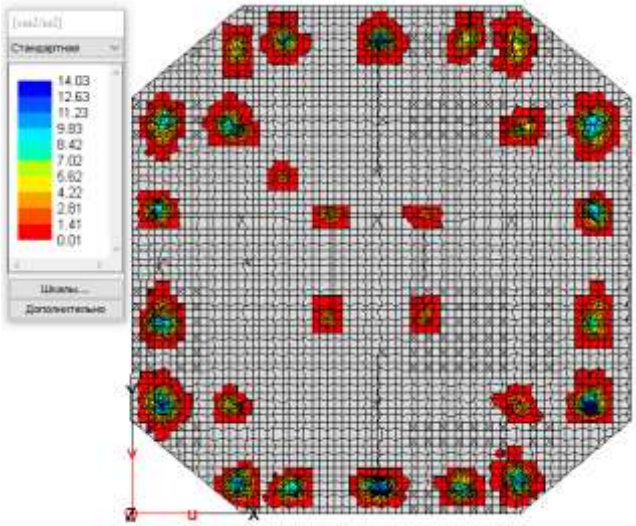
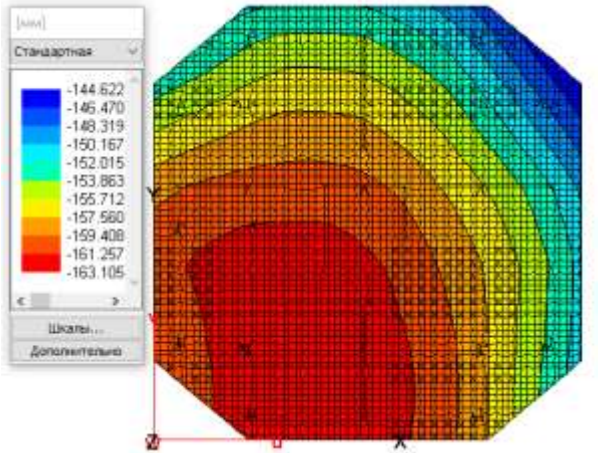


Рисунок 5 – Расчетная продольная верхняя (а) и нижняя (б) арматура по оси y, поперечная (в) арматура в расчетной схеме № 2

а)



б)

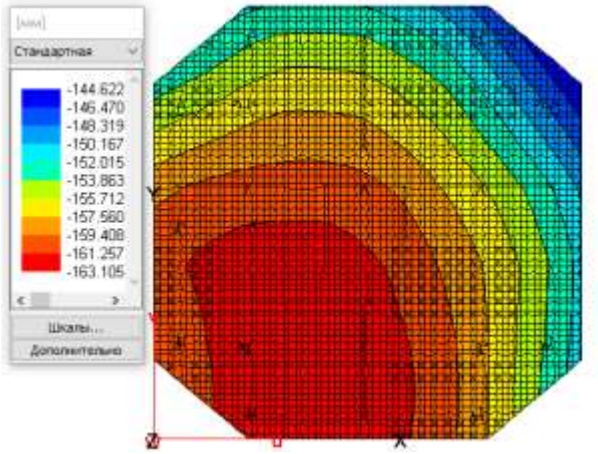


Рисунок 6 – Изополя вертикальных перемещений МФП в расчетных схемах № 1 (а) и № 2 (б)

ОСНОВНЫЕ ВЫВОДЫ

1. Установлено, что нарушение технологии производства работ при зимнем бетонировании МФП привело к снижению прочностных характеристик бетона, а также к образованию дефектов в нижних слоях МФП на отдельных ее участках в виде локального отслоения защитного слоя бетона и оголения рабочей арматуры.

2. Решение задачи выполнено моделированием напряженно-деформированного состояния свайного фундамента с плитным ростверком с разработкой расчетной модели системы «основание-фундамент-здание» при учете степени уплотнения грунтов в межсвайном пространстве и под острием свай.

3. В железобетонных конструкциях каркаса материал рассматривался как линейный изотропный. В МФП материал принимался как нелинейный слоистый. Нелинейные свойства материала каждого слоя задавались соответствующими диаграммами – кубической для бетона и упругопластической для арматуры.

4. Расчетным путем установлено, что при реализации технического решения, по усилению существующей МФП путем ее железобетонного монолитного наращивания сверху, прочность и жесткость МФП на свайном основании будет обеспечена.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Шашкин В.А. Эффекты взаимодействия оснований и сооружений / В.А. Шашкин // Развитие городов и геотехническое строительство. – 2012. – № 14. – С. 141-167.

2.Шашкин А.Г. Взаимодействие здания и основания: методика расчета и практическое применение при проектировании / А.Г. Шашкин, К.Г. Шашкин (под редакцией проф. В.М. Улицкого). – СПб.: Стройиздат СПб. – 2002. – 48 с.

3. MicroFe-СДК. Программный комплекс конечно-элементных расчетов пространственных конструкций на прочность, устойчивость и колебания // ООО «ТЕХСОФТ» , 2015. – Режим доступа: http://www.tech-soft.ru.

4. Карпенко Н.И. О современных проблемах расчета высотный зданий из монолитного железобетона / Н.И. Карпенко, С.Н. Карпенко, Е.Н. Кузнецов. – II Всероссийская (Международная) конференция. Бетон и железобетон – пути развития. Научные труды конференции в пяти книгах. Том 1. Пленарные доклады // Москва – 2005. 149-166 с.

5. Шулятьев О.А. Фундаменты высотных зданий // Вестник ПНИПУ. Строительство и архитектура. – 2014. – №4. С. 202-244.

6. Шулятьев О.А. Основания и фундаменты высотных зданий. М., 2016. 392 с.

7. Нуждин Л.В., Михайлов В.С. Численное моделирование свайных фундаментов в расчетно-аналитическом комплексе SCAD Office // Вестник ПНИПУ. Строительство и архитектура. 2018. № 1 – С. 5-18.

8. Михайлов В.С., Теплых А.В. Учет характерных особенностей различных моделей основания при расчете взаимного влияния зданий на больших фундаментных плитах с использованием расчетно-аналитической системы SCAD Office // VI Международный симпозиум. Актуальные проблемы компьютерного моделирования конструкций и сооружений. – Владивосток. 2016. – С.133-134.

9. Кабанцев О.В., Тамразян А.Г. Учет изменений расчетной схемы при анализе работы конструкции // Инженерно-строительный журнал. 2014. № 5. С. 15-26.

10. Алмазов В.О., Климов А.Н. Экспериментальное исследование напряженно-деформированного состояния конструкций высотного здания // Вестник МГСУ. 2013. № 10. С. 102-109.

11. Щербак Г.Г. Теоретические основы гравитационного уплотнения и формирования физико-механических свойств горных пород // РАН. Сергиевские чтения, вып. 4, Москва: ГНОС, 2002 – с. 83-88.

СОДЕРЖАНИЕ

ПОКАТИЛОВ А.В.,
директор Строительного института КузГТУ, к.т.н.…….. 3

ГЕРАСИМОВ О.В.,
генеральный директор ООО «НООЦЕНТР»,
к.т.н., председатель Кемеровского отделения РОМГГиФ 4

ДУБЕНСКИЙ М.С.,
директор ГБУ, проектный институт «Кузбасспроект» ……. 5

СЕКЦИЯ 1 «АРХИТЕКТУРА И СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ»

АРДЕЕВ В.Н., СОКОЛОВ М.В.
Оценка технического состояния покрытия здания 4-го корпуса КУЗГТУ
(г. Кемерово, Россия) 6

ДОБРЫНИН Р.Р., КУЗНЕЦОВ И.В.
К вопросу о назначении и реализации деформационных швов в каркасных зданиях нестандартных форм
(г. Кемерово, Россия) 13

ЗАХАРОВА И.В.
Дом управляющего Кемеровским рудником: к вопросу об атрибуции памятника архитектуры
(г. Кемерово, Россия) 17

КУЗНЕЦОВ И.В., ПОКАТИЛОВ А.В.
Использование метода расчета индексов изоляции воздушного шума и уровня ударного шума при исследовании конструкций спортивного зала в г. Новосибирске
(г. Кемерово, Россия) ……. 23

КУЗНЕЦОВ И.В., ШАБАНОВ Е.А.
К вопросу исследования свойств акустических материалов
(г. Кемерово, Россия) 27

НОВИНЬКОВ А.Г., ПРОТАСОВ С.И.,САМУСЕВ С.И., ЗАВЬЯЛОВ А.Н.
Анализ вибрации рабочих площадок при пуско-остановочных операциях на оборудовании
(г. Кемерово, Россия) 31

ПЕТЕРС Е.В.
Теория и практика проектирования и строительства детских дошкольных учреждений в Кузбассе
(г. Кемерово, Россия) 35

ТРЕТЕНКОВ И.В., ПОКАТИЛОВ А.В.
Исследование шумоподавления конструкциямиспортивного зала, расположенного в жилом здании
(г. Кемерово, Россия) 47

СЕКЦИЯ 2 «ТЕХНИКА И ТЕХНОЛОГИЯ СТРОИТЕЛЬНОГО КОМПЛЕКСА»

ГЛАЗКОВА В.В., ТЮРИНА А.А., ГИЛЯЗИДИНОВА Н.В.
Анализ систем выверки конструкций
(г. Кемерово, Россия) 51

ИЛЬЕВСКАЯ А.Д.
Анализ конструкций вантовых мостов
(г. Санкт-Петербург, Россия) 54

ПОВАРНИЦЫН Е.С., КИСЕЛЕВ Е.В., ШАБАНОВ Е.А.
Оценка эффективности использования программ оперативного учета в дорожном строительстве
(г. Кемерово, Россия) 58

РЕШЕТНИКОВА Н.Г., ГИЛЯЗИДИНОВА Н.В.
Особенности строительной технологии быстровозводимых зданий
(г. Кемерово, Россия) 61

РУДКОВСКАЯ Н.Ю.,ВОЛКОВ А.А.
Анализ применения монолитных кровель
(г. Прокопьевск, Россия) 66

РУДКОВСКАЯ Н.Ю., ГАЙСИН Е.Д., ВОЛКОВ А.А.
Причины, вызывающие необходимость усиления строительных конструкций
(г. Прокопьевск, Россия) 69

РУДКОВСКАЯ Н.Ю., ГАЙСИН Е.Д., ВОЛКОВ А.А.
Анализ методов усиления фундаментов при реконструкции зданий
(г. Прокопьевск, Россия) 72

УГЛЯНИЦА А.В.
Разработка технологии упрочнения цементацией крупногабаритных растрескавшихся бетонных конструкций
(г. Кемерово, Россия) 75

ШАБУРОВ А.Ю., ШАБАНОВ Е.А.
Особенности производства работ в условиях вечной мерзлоты
(г. Кемерово, Россия) 80

ШПИЛЕВСКИЙ В.И., БЕЛОВА Е.М.
Особенности бетонирования перекрытий гражданских зданий в зимних условиях
(г. Кемерово, Россия) 84

СЕКЦИЯ 3 «ЭКСПЕРТИЗА И УПРАВЛЕНИЕ НЕДВИЖИМОСТЬЮ»

РУДКОВСКИЙ Д.И.,ШАБАНОВ Е.А.
Определение технического состояния конструкций для проектирования комплексного капитального ремонтаздания
(г. Кемерово, Россия) 91

САНТАЛОВА Т.Н., КАЛИНИНА А.В.
Проблемы эксплуатации панельных зданий с наружным утеплением стен в условиях Кузбасса
(г. Кемерово, Россия) 96

САНТАЛОВА Т.Н., ТЕНЕНЕВА Ю.С.
Обеспечение нормального функционирования объектов ЖКХ
(г. Кемерово, Россия) 99

СОКОЛОВ М.В., ПОКАТИЛОВ А.В.
Ошибки при разработке проекта и выполнении строительных работ капитального ремонта крыши и кровли главного корпуса ГКУЗ КО «Кемеровской областной клинической психиатрической больницы»
(г. Кемерово, Россия) 102

УГЛЯНИЦА А.В.
Анализ и обоснование рациональных способов обследования технического состояния зданий и сооружений
(г. Кемерово, Россия) 109

ШАБАНОВ Е.А.
Исследование технического состояния и свойств материалов кровли при капитальных ремонтах
(г. Кемерово, Россия) 114

ШАБАНОВ Е. А.
Исследование технического состояния перекрытий для оценки необратимости последствий прогрессирования дефектов на примере зданий казарм
(г. Кемерово, Россия) 120

ФЕДОТОВА Т.М.
Исследование и оценка технического состояния кровли здания детского сада на 350 мест с бассейном в микрорайоне № 68
(г. Кемерово, Россия) 124

СЕКЦИЯ 4 «ЭКОЛОГИЯ И РЕСУРСОСБЕРЕЖЕНИЯ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ И ЖКХ»

БРАУН А.С., ГРИГОРЬЕВА Т.И.
Разработка предложений по благоустройству территорий общеобразовательных учреждений в городе Березовском
(г. Кемерово, Россия) 133

ГАИТИНОВА И.Д., ЗАЙЦЕВА И.С.
Современные способы использования производственных сточных вод и извлечения из них ценных веществ
(г. Кемерово, Россия) 137

КАЗАКОВ В.С., ШАБАНОВ Е.А.
Анализ современной ситуации проблем с обращением золошлаковых материалов
(г. Кемерово, Россия) 139

ОВСЯННИКОВА С.В., БАБКИНА Е.Д.
Загрязнение земельного участка нефтепродуктами, отводимого под строительство линейных объектов для нефтедобычи
(г. Кемерово, Россия) 144

ОВСЯННИКОВА С.В., ГАЛАНИНА А.А.
Содержание мышьяка в почвах земельного участка, отводимого для проектирования объектов
(г. Кемерово, Россия) 149

ШАБАНОВ Е.А., ВАХЬЯНОВ Е. М.
Предпосылки разработки метода мониторинга загрязнений грунтов электрически контрастными экотоксикантами
(г. Кемерово, Россия) 153

СЕКЦИЯ 5 «АВТОМОБИЛЬНЫЕ ДОРОГИ И ГОРОДСКОЙ КАДАСТР»

БОГОМОЛОВ С.В., НИКОЛАЕВА А.А.
К вопросу автоматизированного управления данными при выполнении проектных работ
(г. Кемерово, Россия) 158

ДЕМЕНЬТЬЕВ В.А., ВАХЬЯНОВ Е.М.
Инновационные методы безопасности дорожного движения
(г. Кемерово, Россия) 162

ДЕМЕНЬТЬЕВ В.А., ВАХЬЯНОВ Е.М.
Проблемы безопасности пешеходных ограждающих устройств. Актуальность и альтернативные методы обеспечения безопасности
(г. Кемерово, Россия) 167

ИВАНОВ С.А.
Обоснование физико-химических показателей битума после модифицирования резиновой крошкой
(г. Кемерово, Россия) 174

ЛАЗАРЕВА А.А., ГРИГОРЬЕВА Т.И.
Учет факторов для оптимизации развития территории
Гурьевского муниципального округа
(г. Кемерово, Россия) 178

СОКОЛОВ М.В., ПЕРОВ Е.В.
Изучение геомеханического состояния высоких насыпей
при различных видах нагружения
(г. Кемерово, Россия) 181

ХАРАЗЯН А.А.
Особенности выделения земельных участков под размещение
автомобильных дорог в рамках подготовки проекта межевания
(г. Кемерово, Россия) 188

ШАБАЕВ С.Н., КРУПИНА Н.В.
Исследование прочностных характеристик крупнозернистых
грунтов методом косого среза
(г. Кемерово, Россия) 193

СЕКЦИЯ 6 «АКТУАЛЬНЫЕ ПРОБЛЕМЫ ФУНДАМЕНТОСТРОЕНИЯ И ГЕОТЕХНИКИ В УСЛОВИЯХ СИБИРСКОГО ФЕДЕРАЛЬНОГО ОКРУГА»

АЗАРОВ Б.Ф.
Использование наземного лазерного сканирования
для геотехнического мониторинга зданий, находящихся
в зоне влияния строительства объекта
(г. Барнаул, Россия) 202

БАБАЕВ В.Н.
Высокопрочный чугун с шаровидным графитом – материал
для производства свай
(г. Москва, Россия) 211

БОРИСОВА А.С., КУДРЯВЦЕВ С.А.
Теплофизические исследования вечномерзлого основания
водопропускной трубы железнодорожной насыпи в зависимости
от направления ветра
(*г. Хабаровск, Россия)* 220

БУРЛАКОВА А.М., МАЛОВА Н.А., ФИЛАТОВ В.В.
Влияние техногенных форм рельефа на начальные критические усилия в грунте
(г. Владимир, Россия) 236

ГИЛЯЗИДИНОВА Н.В., КИСЛИЦЫНА Д.В., КОРОЛЕВА Е.А.
Анализ фундаментов уникальных зданий и сооружений
(*г. Кемерово, Россия)* 242

КОЗЛОВА А.А., НУЖДИН Л.В.
Опыт использования метода релаксации напряжений для испытаний грунтов
(г. Новосибирск, Россия) 246

НУЖДИН М.Л., ПОНОМАРЕВ А.Б.
Расчетное обоснование усиления грунтового основания многоэтажного жилого дома в г. Новосибирске пакетным высоконапорным инъецированием
(г. Новосибирск, Россия), (г. Пермь, Россия)..... 261

ПЛАТОНОВА С.В., АЛЕКСАНДРОВА Е.А.
Моделирование системы «здание-основание» в расчетном программном комплексе ЛИРА-САПР с применением системы грунт
(г. Новокузнецк, Россия) 267

ПРОСТОВ С.М.
Основные тенденции и направления развития технических решений для закрепления неустойчивых грунтовых оснований сооружений
(*г. Кемерово, Россия)* 274

ПРОСТОВ С.М.
Основные тенденции и направления развития технических решений в области электрохимического закрепления неустойчивых грунтов
(*г. Кемерово, Россия)* 286

СТЕПАНОВ М.А., РУСАКОВИЧ А.О.
Сущность и современные способы регулирования напряженно-деформированного состояния грунта
(*г. Тюмень, Россия)* 299

ТАЮКИН Г.И., ФУРСОВ В.В., БАЛЮРА М.В.
Влияние сезонного промерзания и оттаивания грунтов
на фундаменты строящихся зданий и сооружений
(г. Томск, Россия) 304

УГЛЯНИЦА А.В.
Исследование и разработка технологии изготовления
трубобетонных несущих элементов для строительства
зданий и сооружений
(г. Кемерово, Россия) 312

УГЛЯНИЦА А.В., БУЛГАКОВА А.С.
Возведение зданий и сооружений на компенсационных
породобетонных плитах для застройки подработанных
территорий ликвидированных угольных предприятий
(г. Кемерово, Россия) 318

УНАЙБАЕВ Б.Б.
Буронабивные сваи с защитной и несущей оболочкой
в засоленных пылевато-глинистых грунтах
(г. Караганда, Казахстан) 326

УНАЙБАЕВ Б.Ж., УНАЙБАЕВ Б.Б., ПОКАТИЛОВ А.В.
Эффективные конструкции и технологии устройства
оснований и фундаментов в засоленных агрессивных грунтах
(г. Экибастуз, Казахстан), (*г. Караганда, Казахстан),*
(*г. Кемерово, Россия)* ……..... 332

ЮЩУБЕ С.В., ПОДШИВАЛОВ И.И., ТАЮКИН Г.И.
Оценка возможности строительства высотного каркасного
здания с учетом выявленных дефектов при возведении
монолитной фундаментной плиты
(*г. Томск, Россия)* 337

VI МЕЖДУНАРОДНАЯ
НАУЧНО-ПРАКТИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

ПРОБЛЕМЫ СТРОИТЕЛЬНОГО ПРОИЗВОДСТВА
И УПРАВЛЕНИЯ НЕДВИЖИМОСТЬЮ
24-25 ноября 2020 года

Кемерово, ФГБОУ ВО «Кузбасский государственный технический университет имени Т.Ф Горбачева»

Сборник научных статей отпечатан по оригиналам,
представленными авторами

Подписано в печать . Формат 60×84/16
Бумага офсетная. Гарнитура «TimesNewRoman». Уч.-изд. л. 19,78
Тираж 100 экз. Заказ

КузГТУ, 650000, Кемерово, ул. Весенняя, 28
Издательский центр УИП КузГТУ, 650000, Кемерово, ул. Д. Бедного, 4а

ISBN 978-5-00137-194-6