МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РФ

РОССИЙСКАЯ АКАДЕМИЯ АРХИТЕКТУРЫ И СТРОИТЕЛЬНЫХ НАУК

РОССИЙСКОЕ ОБЩЕСТВО ПО МЕХАНИКЕ ГРУНТОВ,
ГЕОТЕХНИКЕ И ФУНДАМЕНТОСТРОЕНИЮ

РОССИЙСКОЕ ОТДЕЛЕНИЕ МЕЖДУНАРОДНОГО ГЕОСИНТЕТИЧЕСКОГО ОБЩЕСТВА

АДМИНИСТРАЦИЯ ВОЛГОГРАДСКОЙ ОБЛАСТИ

АДМИНИСТРАЦИЯ ГОРОДА ВОЛГОГРАДА

ВОЛГОГРАДСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ АРХИТЕКТУРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ

ГОРОДСКИЕ АГЛОМЕРАЦИИ НА ОПОЛЗНЕВЫХ ТЕРРИТОРИЯХ

Материалы

V Международной конференции по геотехнике

22 — 24 сентября 2010 г., Волгоград

Волгоград 2010

Министерство образования и науки РФ

Российская академия архитектуры и строительных наук

Российское общество по механике грунтов,
геотехнике и фундаментостроению

Российское отделение международного геосинтетического общества

Администрация Волгоградской области

Администрация города Волгограда

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

ГОРОДСКИЕ АГЛОМЕРАЦИИ НА ОПОЛЗНЕВЫХ ТЕРРИТОРИЯХ

Материалы

V Международной конференции по геотехнике

22—24 сентября 2010 г., Волгоград

Волгоград 2010

УДК 624.131.543(063)
ББК 38.58я431
Г 701

Редакционная коллегия: д-р техн. наук, проф. С.Ю. Калашников,
д-р техн. наук, проф. А.Н. Богомолов (отв. ред.),
д-р техн. наук., проф. В.А. Пшеничкина,
канд. техн. наук, проф. Т.К. Акчурин,
д-р техн. наук, проф. В.К. Цветков,
д-р геол.-минер. наук., проф. В.Н. Синяков,
д-р техн. наук, проф. А.Б. Пономарев,
к-т техн. наук., доц. С.И. Маций,
д-р техн. наук, проф. Г.М. Скибин,
канд. техн. наук., доц. А.В. Жиделёв (отв. за выпуск)

Городские агломерации на оползневых территориях : материалы Международной конференции по геотехнике, 22—24 сентября 2010 г., Волгоград / Волгогр. гос. архит.-строит. ун-т. – Волгоград : ВолгГАСУ, 2010. – 488 с.

ISBN 978-5-98276-381-5

Приведены результаты теоретических и экспериментальных данных по актуальным и специфическим вопросам строительства в условиях оползневой и карстовой опасности, строительства на свайных фундаментах, искусственных основаниях и др. В материалах содержатся статьи и доклады участников конференции: представителей органов власти, ведущих специалистов, проектных и строительных организаций, ученых и преподавателей вузов.

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

УДК 624.131.543(063)
ББК 38.58я431

ISBN 978-5-98276-381-5

© Государственное образовательное учреждение высшего профессионального образования «Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет», 2010

© Авторы статей, 2010

Уважаемые коллеги!

Российское общество по механике грунтов, геотехнике и фундаментостроению регулярно проводит специализированные конференции по актуальным и специфическим вопросам строительства как, то строительство в условиях оползневой и карстовой опасности, строительство на свайных фундаментах, искусственных основаниях и п.д.

Международная конференция «Городские агломерации на оползневых территориях» являющаяся одной из лучших, имеет достаточно долгую традицию. Нынешняя конференция является юбилейной – пятой конференцией, собирающей специалистов из России и других стран, в городах которых имеются проявления склоновых процессов: Волгоград, Москва, Тюмень, Киев, Баку, Полтава и многие другие.

Волгоградская школа геотехников и специалистов в области механики грунтов ведет исследования по этой важнейшей тематике и объединяет усилия ученых и инженеров из других регионов России. Чем глубже и точнее исследования, тем более безопасными, надежными и менее затратными будут технические решения, рекомендуемые для практики, и тем благоприятнее будет взаимодействие с администрацией городов.

Большая благодарность ученым и властям города, добровольно взявшим на себя почетную обязанность быть гостеприимными хозяевами четырех успешно проведенных конференций. Уверен, что и пятая юбилейная конференция станет продолжением доброй традиции доброжелательного, взаимовыгодного и приятного обмена мнениями и дружеского общения.

Планировка города Волгограда, расположенного вдоль высокого берега великой реки Волги, сложные инженерно-геологические условия, наличие высоко квалифицированных специалистов – все это говорит за то, что настоящая конференция проводится в правильном месте, что она будет интересной и полезной, позволит получить ее участникам новые знания для строительства надежных современных зданий, сооружений и коммуникаций на оползневых территориях.

Желаю успеха пятой конференции, творческих достижений участникам, плодотворных дискуссий и роста молодым ученым и специалистам.

Президент РОМГГиФ, д.т.н., профессор *В.А. Ильичёв*

Уважаемые участники конференции!

Уже в пятый раз в городе-герое Волгограде на базе Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета проводится Международная конференция по геотехнике «Городские агломерации на оползневых территориях», которая собирает ведущих ученых-геотехников России и зарубежных стран, занимающихся изучением склоновых процессов.

Нынешняя юбилейная конференция совпадает по времени с восьмидесятой годовщиной начала строительного образования в Волгоградской области. Это событие способствовало становлению и развитию в нашем городе нескольких научных школ строительного направления, в том числе, и геотехнического.

Отрадным фактом является то, что с докладами и сообщениями на этих конференциях выступают не только маститые ученые, но Вы и молодые специалисты, которым предоставляется возможность «обкатать» на таком представительном форуме результаты своих исследований.

От имени научной общественности нашего университета и строителей-геотехников г. Волгограда желаю успешной и плодотворной работы, острых научных споров и дискуссий, душевного дружеского общения, реального воплощения в жизнь Ваших проектов и научных разработок.

Ректор ВолгГАСУ, д.т.н., профессор *С.Ю. Калашников*

Уважаемые друзья!

Прошло уже десять лет с того дня, когда в г. Волгограде по инициативе нашего университета и при поддержке первого вице-президента Российской академии архитектуры и строительных наук, Президента Российского общества по механике грунтов, геотехнике и фундаментостроению академика Ильичева В.А. начала работу первая Международная конференция «Городские агломерации на оползневых территориях».

Сейчас, в 2010 году, проводится уже пятая, которую можно считать юбилейной, конференция, совпадающая по времени с другим юбилеем - с 80-летием начала строительного образования в Волгоградской области.

За эти годы в работе конференций приняли участие более 500 ученых-геотехников России и зарубежных стран. Представители Украины, Белоруссии, Казахстана, Азербайджана, Таджикистана, Германии, Эстонии, Японии, Монголии и других стран опубликовали в трудах конференций и выступили на заседаниях с сообщениями об использовании результатах своих научных исследований в практической работе при строительстве сооружений на оползнеопасных территориях, предотвращении катастрофических последствий склоновых процессов, разработке новых конструкций противооползневых и удерживающих сооружений.

Наши конференции открыли дорогу в большую жизнь многим представителям молодежи, которые здесь делали сообщения о первых научных достижениях, а теперь стали кандидатами и докторами наук.

Наши конференции служили и служат делу укрепления дружеских партнерских отношений между учеными-геотехниками и строителями многих российских регионов и зарубежных стран, творческого обмена опытом и научному взаимообогащению.

Волгоградские ученые-геотехники желаю Вам, участникам V Международной конференции «Городские агломерации на оползневых территориях» успешной работы, дружеского общения, практической реализации Ваших замыслов и, конечно, крепкого здоровья.

Член президиума РОМГГиФ, председатель
Волгоградского регионального отделения
РОМГГиФ, д.т.н., профессор *А.Н.Богомолов*

СОДЕРЖАНИЕ

СЕКЦИЯ №1 «Решение градостроительных проблем, вызванных наличием оползневых территорий» 12

Бартоломей Л.А., Глушков И.В., Бартоломей И.Л. Оптимальное проектирование фундаментов зданий 12

Габибов Ф.Г., Амрахов А.Т., Цветков В.К., Кужель В.Н. Исследование устойчивости глинистых склонов, нагруженных равномерно распределенной нагрузкой на нескольких участках их поверхности 15

Габибов Ф.Г. Исследование напряженно-деформационного состояния и несущей способности линейных сооружений при набухании глинистых оснований на основе вероятностного подхода 21

Галашев Ю.В. Анализ и сравнение результатов экспериментальных исследований деформаций с упругим решением для линейно-деформированного полупространства 31

Гарагаш Б.А. Характерные ошибки при проектировании, строительстве и эксплуатации зданий и сооружений в оползневых районах г. Сочи 36

Глушков В.Е., Глушков А.В. Оптимизация формы подошвы фундаментов 49

Глушков И.В. Расчет фундаментов комплекса зданий с учетом взаимовлияния 53

Казеев А.И. Причины и механизм катастрофической активизации глубоких блоковых оползней в г. Москве 57

Мадатов Р., Мадатов А. Надежность оснований фундаментов медресе Кутлуг-Мурод Инак 65

Маковецкий О.А., Зуев С.С. Инженерная защита основания комплекса высотных зданий в г. Перми 71

Маковецкий О.А., Кашеварова Г.Г., Сон М.П., Зобачева А.Н., Лещев И.А. Статический расчет и оценка механической безопасности комплекса высотных зданий в г. Перми 75

Мангушев Р.А., Усманов Р.А., Ошурков Н.В., Игошин А.В. Опыт освоения территорий в условиях сложного рельефа и высокой сейсмической активности участков строительства 81

Маций С.И., Подтелков Р.В., Бусыгин Д.А. Проектирование противооползневых сооружений в стесненных городских условиях г. Сочи 88

Пустобаев А.А., Маслов П.С., Авакян А.Г. Вопросы повышения качества процесса приготовления ячеистобетонной смеси 94

Соболев В.В. Математическое моделирование и прогнозирование в организационно-технологическом проектировании работ нулевого цикла 97

Субботин А.И., Скибин М.Г. Современные технологии экспериментальных исследований работы основания регулируемого фундамента на моделях 104

Субботин А.И. Учет влияния собственного веса грунта на распределение напряжений в упругой полуплоскости ограниченной распределительной способности 112

Тураев Х.Ш., Маматов Э.М. Качественное обеспечение колебания плиты, взаимодействующей с вязкоупругим основанием конечной толщины 120

Тураев Х.Ш., Рустамова Л.А. Эффективное исследование напряженно-деформированного состояния вязкоупругой толстой плиты на симметричную нагрузку методом начальных функций 127

Харланов В.Л., Харланова С.В. Статистический анализ критериев интенсивности землетрясения 131

СЕКЦИЯ №2 «Технические средства поддержания работоспособности и безопасности зданий и сооружений, расположенных на оползневых территориях» 136

Бабалич В.С., Ечевский А.В., Лавриненко В.А. Сейсмодиагностика строительных конструкций 136

Беда С.В., Великодный Ю.И., Винников Ю.Л., Зоценко Н.Л., Ягольник А.Н., Титаренко В.А. Особенности определения характеристик прочности грунтов при расчетах устойчивости склонов 139

Богомолов А.Н., Нестратов М.Ю., Богомолова О.А., Шиян С.И., Акчурин Т.К. Обеспечение устойчивости основания подземной автостоянки в центральном районе г. Волгограда 149

Большакова Н.И. Устойчивость сборно-монолитных стен с ослабленными соединениями образующих элементов 155

Габибов Ф.Г., Амрахов А.Т., Мамедли Р.А., Сафарова Н.А., Шиян С.И. Организация производственного обеспечения надежности на сложных инженерно-геоэкологических и геотенических объектах 158

Габибов Ф.Г., Мамедли Р.А., Амрахов А.Т., Сафарова Н.А., Шиян С.И. Конструкция подпорной стенки из грунтозаполненных вертикальных оболочек с жесткими сердечниками 163

Глаголева А.С. Технология и применение грунтонаполняемых оболочек в строительстве 167

Глушков И.В., Беликов В.С., Бартоломей Л.А. К расчету ограждений котлованов 171

Готман А.Л., Суворов М.А. Опыт разработки противооползневых мероприятий 177

Демин А.М., Горбачева Н.П., Рулев А.Б. Анализ возникновения и развития оползневых процессов 185

Дыба В.П. Оценки численных экспериментов в области оснований и фундаментов 192

Жусупбеков А.Ж., Хомяков В.А. Особенности обеспечения устойчивости склонов при строительстве на горных участках заилийского алатау 202

Иванов Т.С., Созинов А.Д., Федоров Д.К. Выбор варианта закрепления оползневого участка канала Аксаут-Кардоник для обеспечения безопасного функционирования сооружений Зеленчукской ГЭС 209

Кашарина Т.П., Глаголева А.С. Анализ теоретических и экспериментальных исследований грунтонаполняемой оболочки 216

Кондрашов Г.М. Высокие технологии защиты подземных конструкций от коррозии 221

Кортиев Л.И., Кесаонов В.Х. Особенности расчета устойчивости Хвцевского оползневого склона на ПК 22+90 Транскавказской автомагистрали 223

Маций С.И., Лейер Д.В., Кужель В.Н. Опоры эстакад, обтекаемые оползневыми массами 228

Нуждин М.Л., Нуждин Л.В. Усиление грунтового основания зданий и сооружений на плитных фундаментах методом высоконапорного инъецирования подвижных цементно-песчаных смесей 234

Олянский Ю.И., Шиян С.И., Богомолова О.А. Экологические проблемы строительства на просадочных грунтах 240

Олянский Ю.И., Шиян С.И., Богомолова О.А. Комплексная оценка экологических условий застройки сейсмических районов Молдовы 245

Омельчак И.М., Шардаков И.Н., Фонарев А.В. Расчет, проектирование и мониторинг сложных систем (грунтовый массив-фундамент – сооружение) 249

Осипова О.Н. Формула для расчета осадки методом послойного суммирования с учетом влияния структурной прочности грунтов 261

Петренко Э.Ю., Воробьева Н.В. Интенсификации оползнеобразующих факторов в районах существующей городской застройки 264

Постоев Г.П. Оценка предельного состояния оползнеопасных массивов (новые теоретические решения) 270

Тимофеенко Е.П., Кортиев Л.И., Кесаонов В.Х. Некоторые теоретические обобщения по векторному моделированию поверхностей топографического порядка, склонных к оползневым явлениям для управления экологическим риском 278

Тишин В.Г. Оценка опасностей и разработка мероприятий по исключению аварий на оползневой территории г. Ульяновска 283

СЕКЦИЯ №3 «Обеспечение устойчивости склонов и предотвращение быстрых движений грунтовых масс в условиях городской застройки» 291

Богомолов А.Н., Степанов М.М., Богомолова О.А., Шиян С.И. К вопросу об определении угла ориентации площадки наиболее вероятного сдвига в точке грунтового массива 291

Богомолов А.Н., Ушаков А.Н., Богомолова О.А., Соловьев А.В. О напряженном сосоянии однородной упругой полуплоскости при действии полосовой нагрузки 297

Богомолов А.Н., Якименко И.В., Богомолова О.А., Качурин Я.В. Результаты компьютерного моделирования процесса образования и развития областей предельного состояния грунта в основании системы параллельных ленточных фундаментов 319

Богомолов А.Н., Якименко И.В., Богомолова О.А. Инженерный метод определения расчетного сопротивления и предельно допустимой нагрузки на основание системы параллельных ленточных фундаментов 335

Богомолов А.Н., Якименко И.В., Качурин Я.В., Соловьев А.В., Богомолова О.А. Экспериментальные исследования несущей способности основания системы пяти праллельных незаглубленных фундаментов 343

Бровко И.С., Байболов К.С., Ибрагимов К.И. Обеспечение безопасности временной грунтовой дамбы 350

Гарагаш Б.А. Опыт снижения рисков при строительстве в оползневых районах г. Сочи 356

Денисов О.Л. Неустойчивые откосы, крутые оползнеопасные склоны и удерживающие конструкции 362

Евтушенко С.И. Исследование работы фундаментов на склонах 369

Ещенко О.Ю., Волик Д.В. Опыт проектирования крупных резервуаров на оползневом склоне 371

Золотозубов Д.Г. Повышение устойчивости сооружений на структурно-неустойчивых грунтах 377

Кашарина Т.П., Приходько А.П., Кудакоев А.М. Методы обоснования работы грунтоармированных элементов конструкций с применением композитных материалов 383

Курбанов С.О., Созаев А.А. Противооползневые системы из подпорных стен и дренажей биопозитивной конструкции 387

Кушнер С.Г. Разрушения зданий и сооружений на структурно-неустойчивых лессовых грунтах, обусловленные оползневыми процессами 393

Маций С.И., Лейер Д.В. Анализ причин активизации оползня на участке строительства железной дороги 400

Маций С.И., Любарский Н.Н., Безуглова Е.В., Бычихин А.С. Выбор программы мониторинга на основе оценки риска 407

Маций С.И., Любарский Н.Н. Оценка влияния паводка на устойчивость речных склонов 412

Маций С.И., Цыганков В.С. Расчеты устойчивости склонов на различные сочетания нагрузок 419

Муравьева Л.В. Пересечение магистральным трубопроводом зоны активного тектонического разлома 424

Нуждин Л.В., Нуждин М.Л., Юрьев М.В. Геотехнические проблемы строительства многофункционального торгово-выставочного развлекательного комплекса в пойме реки каменки в г. Новосибирске 430

Пономарев А.Б., Решетникова К.В., Давляшин К.П., Федоровых Я.А. Исследование устойчивости однородных насыпей на моделях из эквивалентных материалов 436

Пронозин Я.А., Мельников Р.В., Наумкина Ю.В. Расчет осадки фундаментов с учетом различной сжимаемости грунтов основания 442

Пронозин Я.А., Мельников Р.В., Епифанцева Л.Р. Использование методов фотограмметрии для определения областей предельного состояния грунта 448

Пшеничкина В.А. Оценка риска строительных объектов при сейсмических воздействиях 455

Тимофеев М.Р. Анализ отклонений от плоской формы стенок коробчатого пролетного строения моста через р. Каму в г. Перми в процессе надвижки 461

Тимофеева Л.М., Тимофеев М.Р. Об устойчивости противооползневых конструкций в выветриваемых полускальных породах 470

Шеменков Ю.М., Глазачев А.О. Оценка взаимодействия буронабивных свай с грунтовым основанием и их расчет по данным статического зондирования 476

СВЕДЕНИЯ ОБ АВТОРАХ **481**

СЕКЦИЯ №1
«РЕШЕНИЕ ГРАДОСТРОИТЕЛЬНЫХ ПРОБЛЕМ, ВЫЗВАННЫХ НАЛИЧИЕМ ОПОЛЗНЕВЫХ ТЕРРИТОРИЙ»

ТЕМАТИКА:

- Генеральный план и зонирование с учетом оползневой опасности;
- Обеспечение безопасности протяженных линейных сооружений и коммуникаций;
- Новые технологии производства ремонтно-восстановительных работ, связанных с возникновением оползней.

Л.А. Бартоломей, И.В. Глушков, И.Л. Бартоломей

ОПТИМАЛЬНОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТОВ ЗДАНИЙ

Пермский государственный технический университет,
Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Приводятся результаты геотехнических расчетов здания в г. Перми.

Проектируемое здание – 12-этажное кирпичное, сложной конфигурации в плане, размером в осях 29,95 × 32,4 м. Здание с подвалом.

В геоморфологическом отношении площадка приурочена к IV-й левобережной надпойменной террасе р. Камы, переходящей в коренной склон долины р. Чусовой.

В геологическом строении площадки до глубины 15–25 м принимают участие верхнепермские коренные породы, представленные алевролитами выветрелыми, сильнотрещиноватыми, слабыми, с прослоями аргиллита слабого, выветрелого, сильнотрещиноватого и песчаника мелкозернистого на глинистом цементе, слабого, перекрытые четвертичными элювиальными и аллювиальными отложениями. С поверхности залегает почвенно-растительный слой мощностью 0,1–0,7 м, насыпной грунт мощностью 0,8–1,3 м.

Коренные породы верхнепермского возраста вскрыты на глубине 7,2–8,9 м. Вскрытая мощность – 7,5–11,1 м.

Согласно проведённым полевым работам, лабораторным и архивным данным на грунты основания рекомендуются следующие характеристики:

Таблица 1

tQ_{IV}	ИГЭ-1	Насыпной грунт: суглинок темно-серый, супесь коричневая, твердая с древесными остатками, с включениями гравия и гальки до 30 %, песчано-гравийная смесь. Грунт слежавшийся, возраст отсыпки более 5 лет. E_o = 10,0 МПа, R_o = 100 кПа.
aQ_{IV}	ИГЭ-2	Песок средней крупности, мелкий, пылеватый, с примесью органических веществ до 4 %. Мощность 0,3-1,9 м. γ_n = 17,8 кН/м^3; c_n = 4,0 кПа; φ_n = 30°; E = 18,0 МПа; W = 0,12; γ_d = 15,9 кН/м^3; γ_S = 26,6 кН/м^3; e = 0,67; S_r = 0,47.
aQ_{IV}	ИГЭ-3	Суглинок полутвердый, тугопластичный, с линзой супеси пластичной, с включениями гравия и гальки до 18 %, с примесью органических веществ до 5 %. γ_n = 19,9 кН/м^3; E = 20,0 МПа; c_n = 20,0 кПа; φ_n = 20°; W = 0,18; γ_d = 16,9 кН/м^3; γ_S = 27,0 кН/м^3; e = 0,61; S_r = 0,82.
aQ_{IV}	ИГЭ-4	Глина от твердой до тугопластичной, с включениями гравия и гальки до 13 %, с примесью органических веществ до 6 %. γ_n = 19,3 кН/м^3; E = 18,0 МПа; c_n = 35,0 кПа; φ_n = 20°; W = 0,26; γ_d = 15,8 кН/м^3; γ_S = 27,3 кН/м^3; e = 0,79; S_r = 0,91.
aQ_{IV}	ИГЭ-5	Гравийный грунт с песчаным заполнителем, суглинок полутвердый, гравелистый. γ_n = 22,3 кН/м^3; E = 30,0 МПа; c_n = 2,0 кПа; φ_n = 35°; W = 0,16; γ_d = 20,3 кН/м^3; γ_S = 26,4 кН/м^3; e = 0,30; S_r = 0,86.
eQ_{IV}	ИГЭ-6	Суглинок твердый, полутвердый дресвяный. γ_n = 21,0 кН/м^3; E = 25,0 МПа; c_n = 31,0 кПа; φ_n = 29°; W = 0,19; γ_d = 17,7 кН/м^3; γ_S = 27,1 кН/м^3; e = 0,55; S_r = 0,96.
P_2	ИГЭ-7	Верхнепермские отложения. γ_I = 20,4 кН/м^3; γ_{II} = 20,7 кН/м^3; E = 28,0 МПа; c_I = 22,0 кПа; c_{II} = 26,0 кПа; φ_I = 17°; φ_{II} = 21°; W = 0,16; γ_d = 18,4 кН/м^3; γ_S = 27,4 кН/м^3; e = 0,48; S_r = 0,89.

В районе проектирования объекта развиты два горизонта грунтовых вод (порово-грунтовых вод, приуроченных к четвертичным отложениям и трещинно-пластовых вод, приуроченных к верхнепермским отложениям) гидравлически связанных между собой ввиду отсутствия выдержанного водоупора и имеющих единый установившийся уровень. Установившиеся уровни подземных вод зафиксированы на глубинах 4,3–4,9 м.

Выполненные расчеты в геотехническом программном комплексе Plaxis позволили в пространственной постановке численно смоделировать все этапы строительства жилого дома с учетом совместной работы системы «основание – фундамент – здание».

В результате изучения инженерно-геологических условий площадки строительства и возможностей подрядной организации были рассмотрены четыре варианта фундаментов здания:

1. Фундаментная плита на естественном основании толщиной δ = 1,0 м.

2. Плитно-свайный фундамент из призматических свай С 30.30 с заглублением на 1–2 м в гравийный грунт (ИГЭ-5) и фундаментной плиты толщиной δ = 1,0 м.

3. Свайно-плитный фундамент из буронабивных свай диаметром 500 мм, длиной 7,0 м с заглублением острия на 1–2 м в верхнепермские отложения (ИГЭ-7) и фундаментной плиты толщиной δ = 1,0 м.

4. Свайно-плитный фундамент из буронабивных свай диаметром 500 мм, длиной 8,0 м с заглублением острия на 2–3 м в верхнепермские отложения (ИГЭ-7) и фундаментной плиты толщиной δ = 1,0 м.

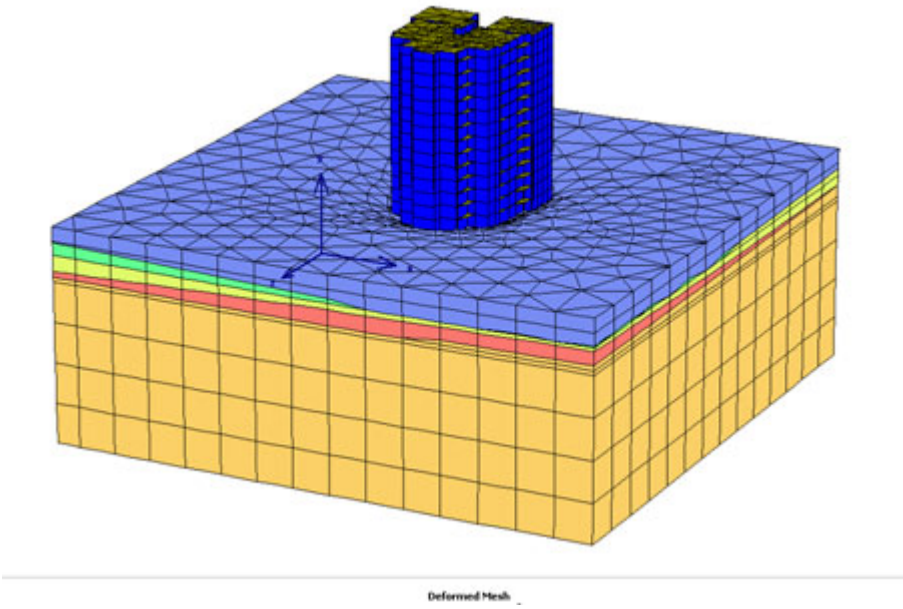


Рис. 1. Деформированная схема системы
«основание – фундамент – здание»

При анализе проектной документации и заключения об инженерно-геологических условиях была разработана пространственная расчетная

схема и выполнено численное моделирование этапов строительства 12-этажного жилого дома с разными типами фундаментов.

Расчет здания с разными вариантами фундаментов показал следующие результаты (табл. 2).

Таблица 2

Вариант фундамента	S_{max}, см	$\bar{S}$, см	$\Delta S/L$	Гор. перемещение кровли здания, U, см	Крен здания i
1.	11,2	10,9	0,00018	0,52	0,00012
2.	8,5	8,3	0,00014	0,21	0,00005
3.	6,5	6,4	0,00014	0,12	0,00003
4.	6,1	6,0	0,00010	0,12	0,00003
СНиП	–	15,0	0,0024	–	0,005

Таким образом, исходя из предельно допустимых деформаций, установленных СНиП 2.02.01-83* фундаментная плита на естественном основании оказалась наиболее оптимальным вариантом, принятым в производство проектного решения. В настоящее время завершается строительство жилого дома.

Ф.Г. Габибов, А.Т. Амрахов, В.К. Цветков, В.Н. Кужель

ИССЛЕДОВАНИЕ УСТОЙЧИВОСТИ ГЛИНИСТЫХ СКЛОНОВ, НАГРУЖЕННЫХ РАВНОМЕРНО РАСПРЕДЕЛЕННОЙ НАГРУЗКОЙ НА НЕСКОЛЬКИХ УЧАСТКАХ ИХ ПОВЕРХНОСТИ

Азербайджанский научно-исследовательский
институт строительства и архитектуры,
Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет,
Кубанский государственный аграрный университет

В работе на основе модельных исследований рассмотрены вопросы изменения устойчивости глинистых склонов при их нагружении равномерно распределенной нагрузкой на нескольких участках их поверхности. Выявлены закономерности изменения величины коэффициента запаса устойчивости склона при нагржении различных его участков.

Представляет большой интерес исследование устойчивости глинистого склона при различных вариантах нагружения его поверхности.

Для проведения аналитических исследований выбрана расчетная модель глинистого оползнеопасного склона с геометрическими характеристиками Баиловского слона г. Баку (высота склона *H* = 80 м, угол наклона $\beta = 30^0$).

При решении поставленной задачи были использованы разработанные в ВолгГАСУ на основе метода конечных элементов модели и программы для персонального компьютера (ПК), включающие результаты исследований, приведенных в работах [1, 2], которые позволяют на основе решения плоских задач теории упругости определять напряжения в различных точках грунтового массива от воздействия собственного веса грунтов и различных поверхностных нагрузок, в также наиболее вероятностные поверхности разрушения (НВПР) и величины коэффициентов устойчивости склонов.

Размеры расчетной модели приняты на основании известного положения теории упругости о том, что граничные условия практически не влияют на распределения напряжений, если границы области удалены об рассматриваемой части области не менее чем шесть ее наибольших размеров.

Исследуемая область разбита на 17 900 треугольных элементов, соединенных в 9 138 узлах. Разбивка проведена таким образом, чтобы элементы имели наименьшие размеры в исследуемой части области (см. рис. 1).

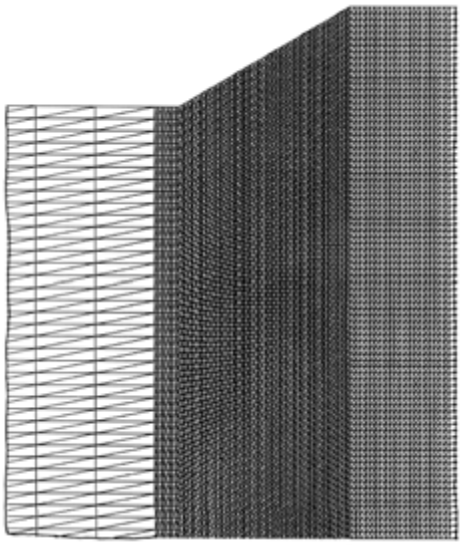


Рис. 1. Разбивка исследуемого склона на треугольные элементы

Граничные условия заданы следующим образом: 1) вдоль вертикальных границ расчетной схемы отсутствуют перемещения в горизонтальном направлении; 2) вдоль нижней горизонтальной границы отсутствуют вертикальные перемещения; 3) на перемещения других точек ограничения не наложены.

Исходные данные для решения рассматриваемой задачи включают в себя свойства грунтов (объемный вес γ, модуль деформации E, коэффициент бокового давления ξ_0, сцепление c и угол внутреннего трения φ грунта), поверхностные нагрузки и граничные условия.

При расчетах средние значения физико-механических характеристик грунтов при изменении их относительной влажности от 0,6 до 0,9 приняты равными [3]: 1) для глин и суглинков – $\gamma = 1{,}9 \cdot 10^4$ Н/м^3, $E = 48$ МПа, $\xi_0 = 0{,}75$, $c = 0{,}019$ МПа, $\varphi = 20^0$; 2) для супесей – $\gamma = 1{,}8 \cdot 10^4$ Н/м^3, $E = 49$ МПа, $\xi_0 = 0{,}65$, $c = 0{,}011$ МПа, $\varphi = 34{,}5^0$.

При этом значения нагрузок, прикладываемых на отдельных участках поверхности склона, изменялись от 0,2 до 0,4 МПа.

На рис. 2 приведены расчетная схема, а также НВПР склона при $q = 0$ (ненагруженный склон) с шириной b возможной призмы обрушения

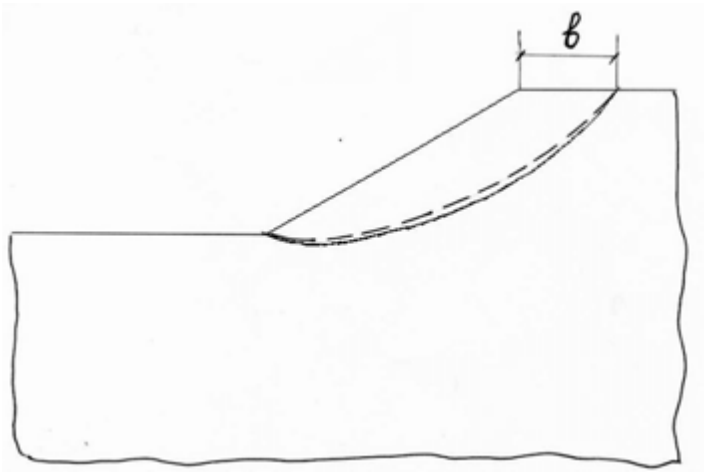


Рис. 2. Расчетная схема нагруженного склона с НВПР
(для глин и суглинков сплошная линия, для супеси пунктирная);
b – ширина возможной призмы обрушения

По вычисленными на ПК результатом в табличной форме получаются координаты X и $У$ (м) в точках НВПР; и в этих точках: углы α (градусы) между касательными к линии разрушения и горизонталью; горизонтальные, вертикальные и касательные составляющие напряжений (т/м^2); удерживающие и сдвигающие силы $F_{удер.}$, $F_{сдвиг.}$ (т/м^2); горизонтальные и верти-

кальные перемещения *Y* и *B* (м), а также работы производимые удерживающими и сдвигающими силами $A_{удер.}$, $A_{сдвиг.}$ (т·м). В конце таблиц приведены площади эпюр удерживающих и сдвигающих сил, а также суммы их работ и коэффициенты устойчивости склона *К*.

Отметим, что за программе для ПК, используемой в настоящей работе коэффициент устойчивости склона *К* вычисляется как отношение удерживающих и сдвигающих сил, действующих вдоль НВПР, и как отношение работ, производимых этими силами при перемещении грунтовых массивов. Второй способ (В.К. Цветков, 2002) основан на использовании принципа возможных перемещений. Но так как оценка погрешностей при вычислении перемещений методом конечных элементов в настоящее время затруднительна, пользовались первым способом, а второй использовали для страховки правильности полученных результатов. Как показали наши исследования, величины *К* склона, определяемые двумя указанными способами при различных нагрузках отличаются друг от друга в среднем всего на 10%.

Прежде чем перейти к описанию и анализу наших нынешних исследований приведем ретроспективный анализ предыдущих исследований устойчивости рассматриваемого склона при различных видах нагружений.

В работе [4] была исследована устойчивость при равномерном нагружении глинистых склонов. При вышеуказанных параметрах, грунтов и нагрузке выявлено, что при вертикальной нагрузке поверхности склона величина *К* для глин (суглинков) уменьшается на 9%, для супесей на 4,6%, а ширина призмы обрушения в уменьшается в среднем в 4,4 раза.

В работе [4] также было изучено влияние направления равномерно распределенной нагрузки на устойчивость глинистых склонов. Было выявлено, что изменение угла наклона нагрузки от 0 до 30^0 приводит к уменьшению коэффициента устойчивости склона *К*; для глин (суглинков) в 2,8 раза; для супесей в 2,5 раза. Следовательно, вертикальная равномерно распределенная нагрузка минимально уменьшает устойчивость склона.

В работе [5] была исследована устойчивость глинистых склонов, нагруженных треугольной вертикальной нагрузкой. Треугольная распределенная нагрузка прикладывалась так, чтобы меньший катет треугольника находился в основании склон перпендикулярно дневной поверхности, гипотенуза треугольной нагрузки совпадает с поверхностью склона. При увеличении нагрузки *q* до 0,40 МПа значения коэффициентов устойчивости *К* увеличиваются для глин и суглинков в пределах 8,2–21,3%, для супесей в пределах 7,7–15,7%. Таким образом если при застройке глинистых склонов

отдельные объекты будут создать на поверхности с клона нагрузку идентичную треугольной нагрузке, то устойчивость склона увеличится.

В работе авторов [6] рассмотрено влияние вертикальной равномерно распределенной нагрузки на устойчивость глинистого склона при нагрузки отдельных участков его поверхности. С перемещением нагрузки снизу вверх коэффициент устойчивости склона уменьшается для глин (суглинков) на 7,9–9,9%, для супесей на 7,6–11,8%. Склон наиболее устойчив при нижнем и наименее устойчив при верхнем положениях нагрузки, коэффициент устойчивости в первом случае больше для глин (суглинков) на 3,8–6,0%, а для супесей на 4,9–8,1%, во втором случае меньше аналогичного коэффициента *К* ненагруженного склона для глин (суглинков) на 4,4–5,0%, а для супесей 3,1–4,6%. Устойчивость ненагруженного и нагруженного склонов почти одинакова , если нагрузка приложена примерно в середине склона.

В настоящих исследованиях изучалось изменение устойчивости глинистых склонов при нагружении их поверхности равномерно распределенной нагрузкой на нескольких участках. Как и работе [6] склон был разделен на 10 равных участков, нижний участок – участок 1, верхний участок – участок 10. На рис. 3 приведена расчетная схема НВПР, когда нагрузка приложена одновременно на участках 1, 6 и 10. При q = 0,33 МПа коэффициент устойчивости для глины (суглинка) равен 1,066, а для супеси 1,79, т.е. по сравнению с ненагруженным склоном коэффициенты устойчивости практически не изменились.

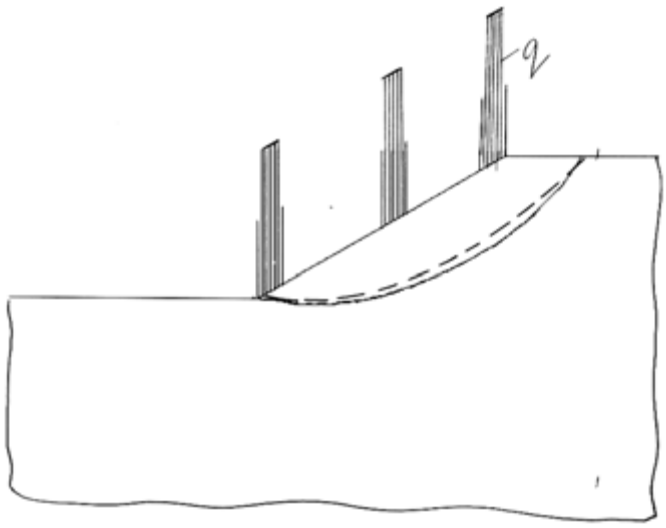


Рис. 3. Расчетная схема и НВПР глинистого склона нагруженного равномерно распределенной нагрузкой трех участках (1, 6 и 10): сплошная линия – глины (суглинки); пунктирная линия –супеси

Расчеты, выполненные для схемы по рис. 3 показали, что при q = 0,25–0,40 МПа коэффициенты устойчивости нагруженного склона по сравнению с ненагруженным склоном практически совпадают (разница не доходит даже до 1%). Полученные результаты позволяют сделать вывод о том, что прерывистая равномерная нагрузке склона практически не изменяет коэффициенты устойчивости глинистых склонов. При прерывистой равномерной нагрузки склона, каждый нагруженный участок работает по самостоятельной схеме. Нагрузка нижнего 1-го участка и вызванная ею потенциал повышения коэффициента устойчивости склона компенсирует отрицательный потенциал уменьшения коэффициента устойчивости склона, вызванный нагрузок верхнего 10-го участка. Нагрузка центрального участка 6, как и работе [6] носит по отношению к устойчивости склона нейтральный характер.

На рис. 4 представлена схема и НВПР, когда нагрузка приложена к участку 1 (q = 0,4 МПа) и к участку 6 (q = 0,2 МПа). Расчеты показали, что коэффициент устойчивости для глин (суглинков) K = 1,125, а для супесей K = 1,909, т.е. при последней расчетной схеме коэффициент устойчивости склона в среднем на 6,3% больше чем у коэффициентов устойчивости ненагруженного склона и склона нагруженного по схеме указанной на рис. 3.

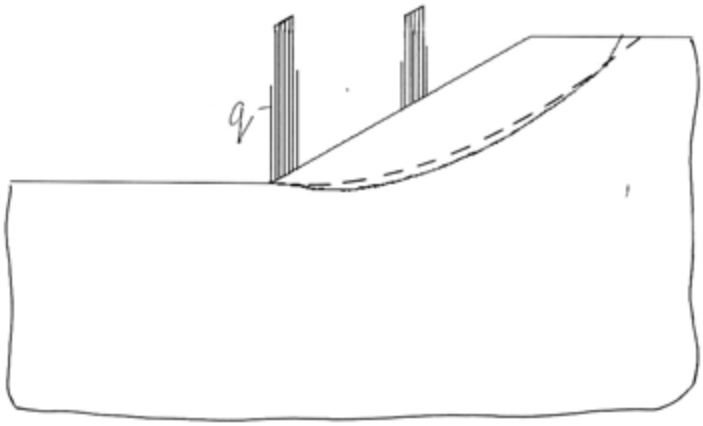


Рис. 4. Расчетная схема, а также НВПР глинистого склона, нагруженного равномерно распределенной нагрузкой на нижнем (участок 1) участке q = 0,4 МПа и на среднем (участок 6) участке q = 0,2 МПа; сплошная линия – глины (суглинки); пунктирная линия – супеси

Исследования показали, целесообразность нагружения глинистых склонов вертикальной нагрузкой, эпюра которой имеет форму треугольника.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Цветков В.К.* Расчет рациональных параметров выработок. М., Недра, 1993. 251 с.

2. *Богомолов А.Н.* Расчет несущей способности основании сооружений и устойчивости грунтовых массивов в упругопластической по-становке. Пермь, ПГТУ, 1996. 150 с.

3. Проектирование нежестких дорожных одежд. Государственная служба дорожного хозяйства, Министерство транспорта РФ, М., 2001.

4. *Габибов Ф.Г., Амрахов А.Т., Цветков В.М., Богомолов А.Н.* Исследование устойчивости равномерно нагруженных, глинистых склонов. В кн. «Опасные природные экзогенные процессы: закономерности развития, мониторинг». Сергиевские чтения, выпуск 9, М., ГЕОС, 2007. С. 84–87.

5. *Габибов Ф.Г., Амрахов А.Т., Цветков В.М., Богомолов А.Н.* Исследование устойчивости глинистых склонов , напряженных треугольной вертикальной нагрузкой. Материалы международной научно-технической конференции «Технические проблемы строительства, реконструкции и восстановления надежности зданий и сооружений», Липецк, 2007. С. 146–150.

6. *Габибов Ф.Г., Амрахов А.Т., Цветков В.М., Богомолов А.Н.* Исследование устойчивости глинистых склонов нагруженных на отдельных участках их поверхности. Труды Международной конференции «Развитие городов и геотехническое строительство», т. 3., Санкт-Петербург, 2008. С. 139–142.

Ф.Г. Габибов

ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМАЦИОННОГО СОСТОЯНИЯ И НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ЛИНЕЙНЫХ СООРУЖЕНИЙ ПРИ НАБУХАНИИ ГЛИНИСТЫХ ОСНОВАНИЙ НА ОСНОВЕ ВЕРОЯТНОСТНОГО ПОДХОДА

Азербайджанский научно-исследовательский институт
строительства и архитектуры

Результаты натурных наблюдений показали, что набухание глинистого основания линейного сооружения носит случайный характер. Задача оценки прочности при воздействии на линейное сооружение набухающих грунтов рассматривается как стохастическая. Приводится уравнение изгиба линейного сооружения с функцией начальных неровностей. Определяется спектральная плотность, искомая корреляционная функция прогиба, дисперсия напряжений и моментов. Приведется методика определения несущей способностей линейных сооружений при набухании глинистого основания.

В отдельных исследованиях убедительно показана полезность вероятностного подхода для регулирования надёжности и обеспечения безаварийности сооружений на структурно-неустойчивых грунтах. Особенно здесь можно отметить работы А.П. Пшеничкина [1] и Б.А. Гарагаша [2].

Как известно, набухание глинистых грунтов при их замачивании является сложным физико-химическим и физико-механическим процессом. Характер процесса изменяется как в пространстве, так и во времени случайным образом, поэтому этот процесс можно рассматривать как стахостический [3]. В прикладном аспекте применительно к линейным водохозяйственным сооружениям (лотковая оросительная сеть, закрытые оросительные трубопроводы, каналы, ленточные фундаменты трубчатых переходов и т.д.) это приводит к рассмотрению перемещений или нагрузок набухания как случайных функций. Основной задачей будет получение представительной входной информации – вероятностных характеристик процесса набухания. Такую информацию получают из натурных исследований. Процесс набухания можно подразделять, как сезонное набухание, так и многолетнее. Анализ натурных измерений, показывает, что с точки зрения прочности более опасно сезонное набухание, которое создаёт нагрузки на линейные водохозяйственные сооружения с большой интенсивностью.

Результаты натурных наблюдений можно рассматривать в качестве случайных величин из-за случайности величины набухания глинистого основания, обусловленного действием большого количества факторов, или в качестве реализации случайной функции пространственных координат и времени. Практический интерес представляет характеристика суммарного наблюдения. Статистическая обработка этой величины по длине линейного водохозяйственного сооружения выполняется в соответствии с правилами математической статистики [4]. Вычислялись: оценка среднего значения набухания h; S^2 – дисперсия набухания; S – среднее квадратичное отклонение; ω – коэффициент изменчивости набухания; $\Delta_{0,9}$ – погрешность оценки среднего значения набухания при доверительной вероятности 0,9. Данные вычислений приведены в табл. 1.

Была выполнена проверка гипотезы статистической однородности. Оценка однородности проводилась с применением критерия Фишера

$$F_T < F_{ЭМП} \frac{S^2_{\max}}{S^2} \tag{1}$$

для дисперсий и средних значений набухания для сравниваемых площадок:

$$\overline{h}_1 - \overline{h}_2 < t_p \sqrt{\frac{S_1^2(n_1-1)+S_2^2(n_2-1)}{n_1+n_2-2} \cdot \frac{n_1+n_2}{n_1 n_2}} \tag{2}$$

Таблица 1

Профили	Сезон наблюдений, годы	Число точек наблюдений	Статистические характеристики			
			h, мм	S, мм	S^2	ω, %
Трасса Самур-Апшеронского канала	1985-1990	8	92	23	529	24
Трасса канала для сброса катастрофических паводков Виляшчайского гидроузла	1980-1986	5	38	16	252	51,3

В пределах рассматриваемых участков исследуемых линейных водохозяйственных сооружений расчёты подтвердили априорно предполагаемую однородность значения набухания.

Оценка точности среднего значения суммарного набухания выполнена при уровне значимости 0,9, который принят при обработке инженерно-геологической информации.

Натурные наблюдения показали, что набухание проявляется неравномерно по трассе линейного водохозяйственного сооружения. Для оценки неравномерности составлена пространственная автокорреляционная функция по формуле:

$$r(0) = \frac{\sum_{j=1}^{n-\xi}\left(h_j - \overline{h}\right)\left(h_{j+\xi} - \overline{h}\right)}{\sqrt{\sum_{j=1}^{n-\xi}\left(h_j - \overline{h}\right)^2 \sum_{j=1}^{n-\xi}\left(h_{j+\xi} - \overline{h}\right)^2}}, \qquad (3)$$

где ξ – расстояние между точками измерений; $r(0)$ – коэффициент корреляции между значениями набухания в точках; $h_{j+\xi}$, h_j – набухание в точках измерения по профилю; $\overline{h}$ – среднее набухание для профиля; n – число точек измерений на профиле.

Полученные корреляционные функции могут быть аппроксимированы простейшими функциями типа произведения экспоненциальной на тригонометрическую. Это позволяет проводить аналитические решения стахостических прочностных задач, где в качестве входных нагрузок будут

корреляционные функции набухания глинистого грунта. Одна из характерных задач излагается ниже.

Нагрузки от набухания глинистого грунта создают в линейном водохозяйственном сооружении напряжения, которые могут приводить к аварийным ситуациям.

Задача исследования напряжённо-деформированного состояния линейного водохозяйственного сооружения в набухающих глинистых грунтах является новой, и необходимо изучить несколько подходов и дать их сравнительную оценку. Рассмотрим задачу в общей постановке, исходя из того, что процессы увлажнения глинистого грунта зависят от ряда факторов, неподдающихся учёту, и носят случайный характер. В связи с этим задача оценки прочности при воздействии набухающего глинистого грунта может быть рассмотрена как стахостическая. Подобный подход ранее изложен В.В. Харионовским [5] при расчёте магистральных трубопроводов.

Изучим поставленную задачу, следуя работам [6, 7]. Уравнение изгиба стержня имеет вид:

$$EJ\frac{d^4\varpi}{dx^4}+c\varpi=q(x)+cu(x), \tag{4}$$

где *q(x)* – нагрузка на 1 пог. м грунта засыпки (если она имеет место) и собственный вес линейного водохозяйственного сооружения; $c\varpi$ – реакция основания; *cu(x)* – функция начальных неровностей.

Правую часть представим, считая процесс центрированным, в виде

$$r=q+cu\left(r/c=u+q/c\right); \tag{5}$$

$$r(x)=\int_{-\infty}^{\infty}R(k)\exp(ikx)dk, \tag{6}$$

где *k* – волновое число; *R(k)* – спектр функции *r(x)*.

Искомую функцию $\varpi(x)$ представим в аналогичном виде

$$\varpi(x)=\int_{-\infty}^{\infty}W(k)\exp(ikx)dk. \tag{7}$$

Рассмотрим конкретную задачу, когда корреляционная функция набухания грунта основания, полученная по результатам натурных измерений, представлена выражением

$$K = k_0 \exp\left(-\alpha\left|\xi\right|\right)\cos\beta\xi, \tag{8}$$

где *α, β* – параметры, имеющие размерность м$^{-1}$.

Коэффициент k_0 удобно выразить через безразмерный коэффициент φ

$$k_0 = \varphi^2 u_0^2. \tag{9}$$

С учётом выражения для *r* можем записать:

$$\varphi^2 = \frac{<\left(u - u_0\right)^2>}{u_0^2}. \tag{10}$$

Входную спектральную плотность $\Phi_r(k)$ определим, следуя спектральному методу, с применением формул (8) и (9):

$$\begin{aligned} \Phi_r(k) &= \frac{1}{\pi}\cdot\frac{\alpha k_0}{\left(k-\beta\right)^2+\alpha^2} + \frac{1}{\pi}\cdot\frac{\alpha k_0}{\left(k+\beta\right)^2+\alpha^2} = \\ &= \frac{\alpha\varphi^2 u_0^2}{\pi}\left[\frac{1}{\left(k-\beta\right)^2+\alpha^2} + \frac{1}{\left(k+\beta\right)^2+\alpha^2}\right]. \end{aligned} \tag{11}$$

Искомая корреляционная функция прогиба линейного водохозяйственного сооружения

$$\begin{aligned} K_{\varpi} = \frac{\alpha\varphi^2 u_0^2}{\pi}\Bigg\{ &\int_{-\infty}^{\infty}\frac{\exp(ik\xi)dk}{\left(k^4 EJ + c_0\right)^2\left[\left(k-\beta\right)^2+\alpha^2\right]} + \\ &+ \int_{-\infty}^{\infty}\frac{\exp(ik\xi)dk}{\left(k^4 EJ + c_0\right)^2\left[\left(k+\beta\right)^2+\alpha^2\right]}\Bigg\}. \end{aligned} \tag{12}$$

Представляет практический интерес вычислить дисперсию и среднеквадратическое отклонение прогибов. По определению формула для дисперсии:

$$\begin{aligned} S_{\varpi}^2 = K_{\varpi}(x) = \frac{\alpha\varphi^2 u_0^2}{\pi}\Bigg\{ &\int_{-\infty}^{\infty}\frac{dk}{\left(k^4 EJ + c_0\right)^2\left[\left(k-\beta\right)^2+\alpha^2\right]} + \\ &+ \int_{-\infty}^{\infty}\frac{dk}{\left(k^4 EJ + c_0\right)^2\left[\left(k+\beta\right)^2+\alpha^2\right]}\Bigg\}. \end{aligned} \tag{13}$$

Дисперсию напряжений можно вычислить, используя соотношение

$$S_\sigma^2 = 144\frac{z^2}{h^2}S_M^2;\;\; S_\sigma^2 = \frac{36}{h^4}S_M^2\left(z = \frac{h}{2}\right), \tag{14}$$

где S_M^2 – дисперсия изгибающего момента; h – толщина стенки линейного водохозяйственного сооружения; z – текущая координата.

Из формул (11), (12), (13) и (14) получаем:

$$S_\sigma^2 = \frac{36\alpha\varphi^2 u_0^2 c^3}{\pi h^4}\left\{\int_{-\infty}^{\infty}\frac{dk}{\left(k^4EJ + c_0\right)^2\left[\left(k-\beta\right)^2 + \alpha^2\right]} + \right.$$
$$\left. + \int_{-\infty}^{\infty}\frac{dk}{\left(k^4EJ + c_0\right)^2\left[\left(k+\beta\right)^2 + \alpha^2\right]}\right\}(c = c_0 b). \tag{15}$$

Результаты проведённых вычислений интенсивности напряжений S_σ, возникающих в железобетонном лотковом сооружении, в зависимости от параметра α даны на рис. 1 и 2. Вычисления показывают, что при достижении некоторого α величина S_σ достигает максимума, т.е. для конкретного сечения линейного водохозяйственного сооружения существует такой радиус корреляции бугра набухания грунта, который приводит к наибольшим напряжениям в сечении сооружения. Зависимость интенсивностей напряжений S_σ от высоты бугра набухания грунта u_0 является линейной с разными углами наклона для каждого α_i. Из рассмотренных графиков видно, что существуют такие практические случаи нагружения, при которых интенсивность напряжений с учётом средних значений превышает допустимые напряжения. Из вышеизложенного можно сделать вывод о том, что нагрузки от набухания глинистого грунта основания сооружения нужно учитывать в прочностных расчётах и предусматривать в проектных решениях мероприятия по обеспечению прочности линейного водохозяйственного сооружения.

Как нами показано набухание глинистого грунта при его случайном увлажнении можно представить как случайный процесс. Исходными функциями будут нагрузки набухания (нормальные и касательные) или профиль набухания под линейным сооружением. При вероятностном подходе предпочтительно в расчётной схеме задавать функцию набухания,

например, невозмущённый профиль набухания представлять в виде случайной функции координаты и времени.

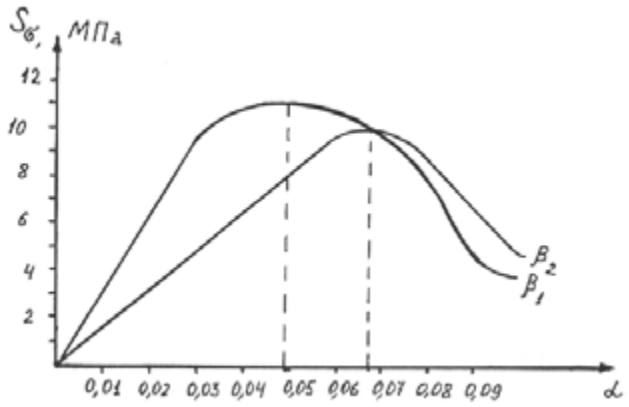


Рис. 1. Зависимость интенсивности напряжений
от параметра бугра набухания грунта

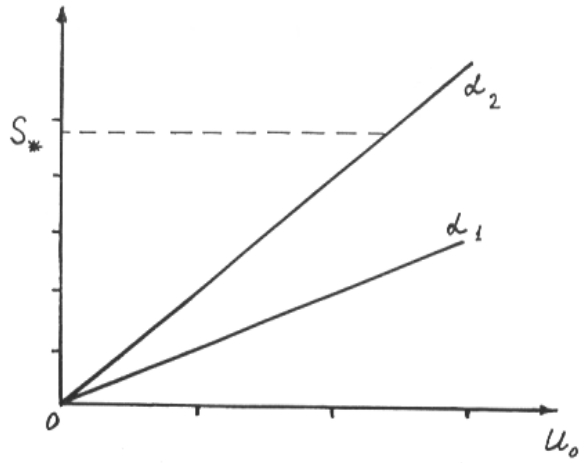


Рис. 2. Зависимость интенсивности напряжений
от высоты бугра набухания грунта

Рассмотрим данный метод расчёта при следующих предположениях. Предположим, что линейное водохозяйственное сооружение контактирует с бугром набухания, на отдельных участках отсутствует контакт линейного сооружения с грунтом. Система линейное сооружение-грунт описывается моделью Винклера с односторонними связями. При таком подходе необходимо задать распределение бугров набухания. Пусть случайная величина λ подчиняется закону Вейбулла

$$F_{\lambda}(\lambda) = 1 - \exp\left[-(\lambda/\lambda_c)^{\alpha_\lambda}\right], \tag{16}$$

где $\lambda \geq 0$, $1 \leq \alpha_\lambda \leq 4$, $\lambda_c \approx 5$ м.

Аналогично представим ненабухающий участок грунта μ:

$$F_{\mu}(\mu)=1-\exp\left[-(\mu/\mu_c)^{\alpha_\mu}\right], \tag{17}$$

с параметрами $\mu\geq 0$, $1\leq\alpha_\mu\leq 4$, $\mu_c\approx 10$ м.

Пусть профиль бугра набухания аппроксимирован функцией:

$$\varpi_S(x)=h\sin^2\pi x/\alpha, \tag{18}$$

в которой высота бугра набухания

$$h=\beta th\left(\lambda/\lambda_c\right)\varphi(t), \tag{19}$$

здесь β – характеризует общее сезонное набухание глинистого грунта; λ_c – характерная длина набухающей зоны грунта, при превышении которой высота бугра набухания практически не зависит от λ; функция $\varphi(t)$ описывает сезонное набухание. Пусть β распределена по логарифмическому нормальному закону с плотностью вероятности

$$f(\beta)=\frac{1}{\sqrt{2}\pi S_\beta}\beta\exp\left[-\frac{\left(\ln\beta-\ln\beta_c\right)^2}{2S_\beta^2}\right]. \tag{20}$$

Поскольку величина набухания мало меняется по годам, $в_c$ можно выразить через уравнение:

$$\frac{d\beta_c}{dt}=c\left(\beta_c^0-\beta_c\right)\gamma \tag{21}$$

с постоянными γ, c, $в_c^0$. Наконец, будем считать, что коэффициенты жёсткости грунтов – случайные величины с Гауссовским законом распределения, плотность вероятности которых:

$$f_c(c)=\frac{1}{\sqrt{2}\pi S_c}\exp\left[-\frac{\left(c-a_c\right)^2}{2S_c^2}\right]. \tag{22}$$

Для данной расчётной схемы используем уравнение изгиба линейного водохозяйственного сооружения на набухающем глинистом грунте

$$EJ\frac{d^4\varpi}{dx^4}+c_\mu\varpi\eta(-\varpi)+c_\lambda\left(\varpi_S-\varpi\right)\eta\left(\varpi_S-\varpi\right)=q(x). \tag{23}$$

где EJ – изгибная жёсткость линейного сооружения; c_λ, c_μ – коэффициенты жёсткости бугра набухания и набухающей зоны грунта основания сооружения; $\varpi(x)$ – функция, описывающая профиль набухания под линейным сооружением; $\eta(x)$ – функция Хевисайда; $q(x)$ – внешняя нагрузка на сооружение.

Решение уравнения (23) можно произвести с использованием метода конечных элементов, для чего линейное сооружение разбивается на N элементов длиной l и аппроксимирующая функция представляется в виде:

$$\varpi(\xi) = a_1 + a_2\xi + a_3\xi^2 + a_4\xi^3. \tag{24}$$

Обозначим угол поворота поперечного сечения сооружения

$$\varphi = \frac{\partial\varpi}{\partial\xi} \ (\xi = x/l), \tag{25}$$

и запишем связь между обобщёнными узловыми перемещениями $\{\varpi_j; \varphi_j\}$ и постоянными a_j в матричной форме:

$$(W) = [A]\{a\}. \tag{26}$$

Неопределённые постоянные a_j получим из выражения (26):

$$\{a\} = [A]^{-1}\{W\}. \tag{27}$$

Полный вектор перемещений в произвольной точке элемента будет:

$$\varpi = \{B\}\cdot[A]^{-1}\{W\} = \{Z\}\cdot\{W\}. \tag{28}$$

Отсюда изгибающие моменты примут вид:

$$M(\xi) = EJæ = \frac{EJ}{l^2}\{\Phi\}\cdot\{W\}. \tag{29}$$

Необходимо знать матрицы жёсткости элемента, для чего применим принцип равенства работы узловых сил и потенциальной энергии упругой деформации элемента

$$\frac{l}{2}\{W\}\cdot[K_M]\{W\} = \frac{l}{2}\int_0^l æ(\xi)M(\xi)d\xi. \tag{30}$$

После постановки выражений для æ и *M* получим матрицу жёсткости элемента [K_M].

Матрицу жёсткости от реакции основания элемента формируем, считая, что на длине одного элемента контакт с основанием может быть нарушен только раз.

Матрица жёсткости всей конструкции *K* и окончательные свободные члены получаются методом наложений вычислением *K* по элементам и суммированием компонент по узлам.

Неизвестный вектор перемещений *W* определим из системы уравнений

$$KW = R\ . \tag{31}$$

Зная *W*, можно определить обобщённые узловые силы R_q:

$$R_q = K_l W, \tag{32}$$

где K_l – матрица жёсткости элемента.

Деформации линейного водохозяйственного сооружения определяем методом последовательных приближений, поскольку истинный размер зоны контакта сооружения с набухающим глинистым грунтом неизвестен. Для определения деформаций линейного сооружения с погрешностью $\varepsilon = \max\left(\varpi_n - \varpi_{n-1}\right) < 1$ см достаточно 3–4 итераций.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Пшеничкин А.П., Лялин Я.Д., Гарагаш Б.А.* К расчёту осадок статистически неоднородных лёссовых оснований. «Известия вузов. Строительство и архитектура», №7, 1972. С. 31–36.

2. *Гарагаш Б.А.* Аварии и повреждения системы «здание-основание» и регулирование надёжности её элементов. Волгоград, Издательство Волгоградского Государственного Университета, 2000. 384 с.

3. *Габибов Ф.Г.* Вероятностный подход в нагрузкам набухания глинистых оснований мелиоративных сооружений. Сборник тезисов докладов I Региональной конференции «Строительство на структурно-неустойчивых грунтах», Самарканд, 1992. С. 112–113.

4. *Хальд А.* Математическая статистика с техническими приложениями. М., Издательство иностранной литературы, 1956. 664 с.

5. *Харионовский В.В.* Применение корреляционной теории к расчёту магистральных трубопроводов. Аннотация докладов V Всесоюзного съезда по теоретической и прикладной механике. Алма-Ата, «Наука», 1981.

6. *Болотин В.В.* Методы теории вероятностей и теории надежности в расчётах сооружений. М., «Стройиздат», 1982. 351 с.

7. *Харионовский В.В., Москаленко В.Н., Харионовский В.В.* Стахостические задачи в расчётах магистральных газопроводов. Аннотации докладов VI Всесоюзного съезда по теоретической и прикладной механике. Ташкент, «Наука», 1996. Прочность элементов теплообменных устройств в условиях случайных пульсаций температур. М., «Атомиздат», 1979. 167 с.

Ю.В. Галашев

АНАЛИЗ И СРАВНЕНИЕ РЕЗУЛЬТАТОВ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ДЕФОРМАЦИЙ С УПРУГИМ РЕШЕНИЕМ ДЛЯ ЛИНЕЙНО-ДЕФОРМИРОВАННОГО ПОЛУПРОСТРАНСТВА

Южно-Российский государственный технический университет
(Новочеркасский политехнический институт)

Для возможности сравнения использовались обобщенные эксперимен-тальные результаты ε_z при среднем давлении под штампом в пределах расчётного R = 0,415 МПа, полученного по методике СНиП 2.02.01-83.

В этих пределах нами выделено 4 ступени нагружения: 0,265R; 0,53R; 0,795R и 1,06R.

По экспериментальным значениям деформаций на каждой ступени нагружения строились эпюры $\varepsilon_{zj} = f(z)$ по оси симметрии и вертикальным цилиндрическим поверхностям с радиусами 0,5$Д$, $Д$, 1,5$Д$ (где $Д$ – диаметр штампа). Очевидно, что вертикальное перемещение любой точки этих поверхностей определяется из выражения:

$$W_{zij} = \int_{zi}^{\infty} \varepsilon_{zj} \cdot dz, \tag{1}$$

где: i – номер точки; j – ступень нагружения.

Эпюра $\varepsilon_{zj} = f(z)$ при $z \to \infty$ апроксимировалась линейно до нулевого значения на глубине z = 3,5$Д$, что вполне обосновано результатами экспериментов.

Интеграл (1) подсчитывался численно по методу Симпсона:

$$\int_a^b f(z)dz = \frac{h}{3}\left[\varepsilon_0 + 4\varepsilon_1 + 2\varepsilon_2 + 4\varepsilon_3 + 2\varepsilon_4 + \ldots + 4\varepsilon_{2n-1} + \varepsilon_{2n}\right]; \tag{2}$$

$$2nb = b - a,$$

где h – длина одного из отрезков, на которые разбит участок интегрирования, который дублировался графически с помощью планиметра. Расхождения при этом не превышали 5%, что вполне допустимо для приближённых методов интегрирования.

Полученные значения перемещений сравнивались со значениями, рассчитанными по формуле К.Е. Егорова [1] для круглого жёсткого штампа на упругом основании.

$$W_{ZT} = \frac{P}{2\pi R} \cdot \frac{1+v}{E} \left[\frac{\frac{r}{R}}{\sqrt{\frac{AB}{2}}} + 2(1-v)\, arctg \frac{1}{\sqrt{\frac{AB}{2}}} \right]. \tag{3}$$

Экспериментальные значения вертикальных деформаций сравнивались со значениями ε_{ZT}, подсчитанными по формуле (4), полученной путём дифференцирования (3) по глубине z:

$$\varepsilon_{ZT} = \left(W_{ZT}\right)' \frac{P(1+v)}{2\pi R^2 E} \cdot \left[\frac{\sqrt{2}}{\sqrt{AB}} - \right.$$

$$\left. - \frac{\left[\left(\frac{z^3}{R^3} + \frac{zr^2}{R^3} + \frac{z}{R} \right) \left(4B + 2\sqrt{A} + 2A \right) \frac{z}{R} \right] \cdot \left[\frac{z}{R} \cdot (AB+2) + 2(1-v) A \cdot B \right]}{\sqrt{2} \cdot A \cdot B (A \cdot B + 2) \cdot \sqrt{AB}} \right], \tag{4}$$

где для кратности введены обозначения:

$$A = \left[\left(\frac{z}{R} \right)^2 + \left(\frac{r}{R} \right)^2 + 1 \right] - 4 \left(\frac{r}{R} \right)^2;$$

$$B = \left(\frac{z}{R} \right)^2 + \left(\frac{r}{R} \right)^2 - 1 + \sqrt{A}.$$

Модуль деформации E получен по методике ГОСТ 12374-77 90 из формулы:

$$E = \left(1 - v^2\right) \cdot w \cdot Д \cdot \frac{\Delta P}{\Delta S}, \tag{5}$$

где: $w = 0{,}79 = const$; v – коэффициент поперечной деформации, определённый для песка основания лабораторным путём, равный 0,249; $Д$ –

диаметр штампа, равный 28,0 см; ΔP – приращение среднего давления под штампом; ΔS – приращение стабилизированной осадки при соответствующем ΔP.

E = 207,5 кг/см^2 = 20,75 МПа.

На рис. 1 и рис. 2 представлены изолинии вертикальных относительных деформаций, полученных экспериментально и теоретически.

Картина изолиний ε_z, полученных экспериментально, отличается от картины изолиний ε_z, рассчитанных теоретически.

Однако не трудно заметить их качественнее сходство: наличие двух зон деформированного состояния с деформациями сжатия и растяжения. Непосредственно под штампом наблюдаются деформации сжатия, а за пределами – растяжения. Это характерно для теоретической и экспериментальной картин. Общим является наличие полюсов максимальных деформаций сжатия и растяжения, причём полюса сжатия наблюдаются под краем и по оси штампа, а полюса растяжения за пределами штампа. Изолинии нулевых деформаций берут своё начало от края штампа, и имеют кривизну одного знака. В количественном отношении можно отметить то, что в обоих случаях максимальная деформация сжатия значительно больше максимальной деформации растяжения. Качественным отличием является несовпадение в расположении полюсов максимальной деформации сжатия и растяжения. Полюсы в эксперименте находятся примерно на 0,4 *Д* ниже теоретических, но с ростом нагрузки полюс максимальных деформаций сжатия под краем штампа медленно смещается вверх и при давлении, близком к R, приближается к теоретическому (естественно, теоретические полюсы с ростом нагрузки не меняют своего положения). Изолинии нулевых вертикальных деформаций по теоретическому решению проходят гораздо положе к горизонтальной поверхности (примерно под углом 30°), в отличие от экспериментально полученных, которые вблизи штампа имеют наклон такого же порядка, а далее резко, почти вертикально, уходят вниз. Кроме того, в эксперименте наблюдается вторая ветвь линии нулевых вертикальных деформаций, имеющая волнообразное очертание, проходящее вдоль уровня подошвы штампа.

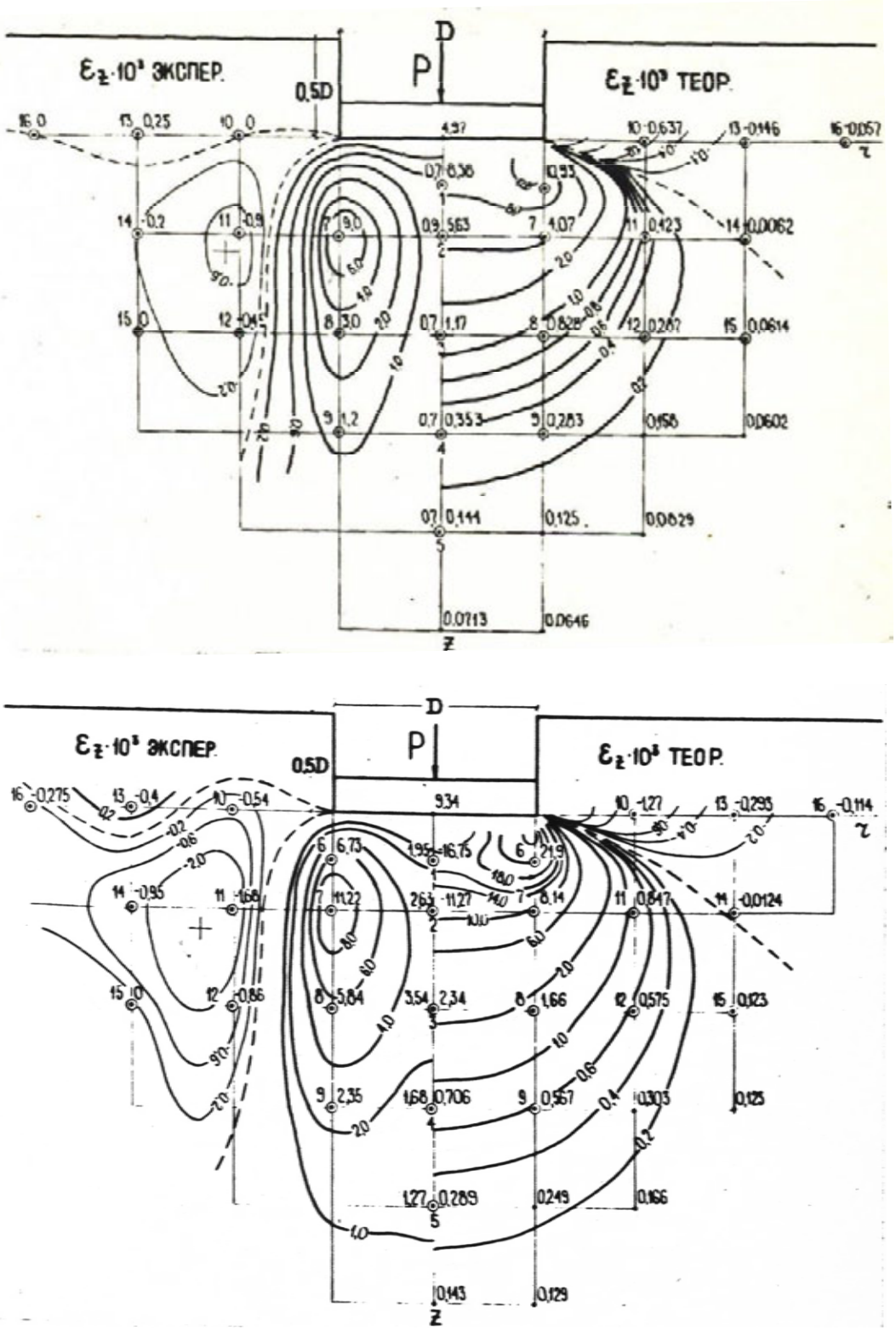
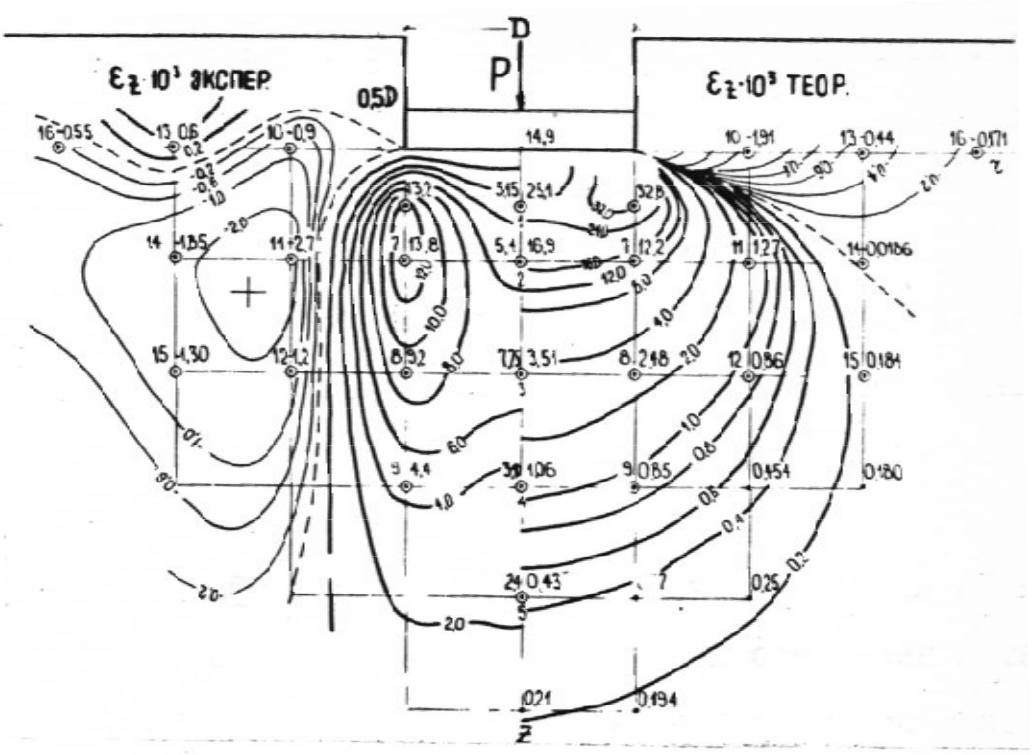


Рис. 1. Сопоставление результатов измерений вертикальных деформаций с расчётом деформаций по теории упругости при нагрузках $\sigma_{ср} = 0{,}265R$, $\sigma_{ср} = 0{,}53R$



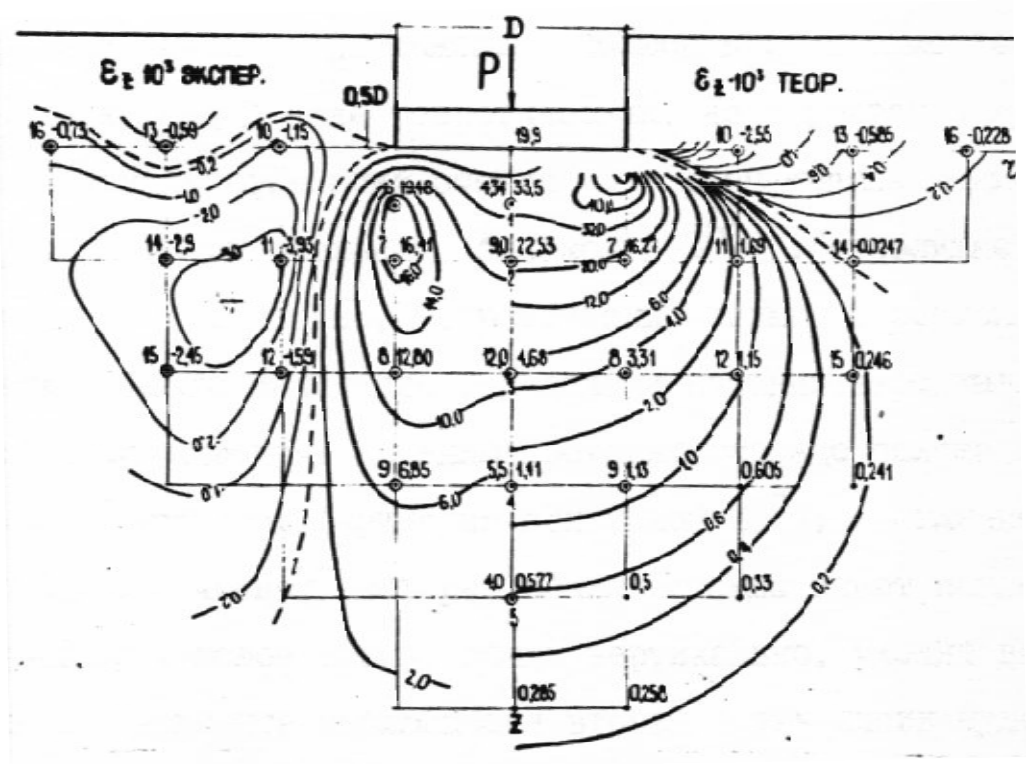


Рис. 2 Сопоставление результатов измерений вертикальных деформаций с расчётом деформаций по теории упругости при нагрузках $\sigma_{ср} = 0,795R$, $\sigma_{ср} = 1,06R$

В количественном отношении теоретические деформации имеют ярко выраженные экстремумы на полюсах и значительный градиент убывания вблизи полюсов. По мере удаления от них градиент резко уменьшается, и деформации плавно убывают в бесконечность. Экспериментальные деформации $\varepsilon_{zэ}$ распределяются более равномерно и убывают с меньшим градиентом, что объясняется высокой распределительной способностью основания.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Егоров К.Е.* Распределение напряжений и перемещений в основании круглого жёсткого фундамента // В сб.: Вопросы расчёта оснований и фундаментов. № 9. – М.-Л., 1938.

2. *Галашев Ю.В.* О формировании полюсов деформаций в массиве песчаного основания // Изв. высших учебных заведений. Северо-Кавказский регион, 2008. С. 49–52.

3. *Мурзенко Ю.Н.* Экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния несвязанного основания под жесткими фундаментами // Научные труды «Основания, фундаменты и механика грунтов». Изд. Высшая школа, вып. 2, 1967. С. 18–20.

Б.А. Гарагаш

ХАРАКТЕРНЫЕ ОШИБКИ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ, СТРОИТЕЛЬСТВЕ И ЭКСПЛУАТАЦИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ В ОПОЛЗНЕВЫХ РАЙОНАХ Г. СОЧИ

ЗАО «Инвестиционно-Строительная Компания «Милбор»

Ошибки при создании и эксплуатации объектов, с которыми столкнулось ЗАО «ИСК «Милбор», можно объединить в следующие группы.

1. Брак в работе инженерно-изыскательских организаций

Наиболее часто брак наблюдается из-за неполного исполнения требований СНиП 11-02-96 «Инженерные изыскания для строительства. Основные положения» о составе инженерных изысканий, в отчете нет инженерно-геофизических, инженерно-гидрологических и сейсмологических разделов. Проходка скважин осуществляется только в пределах площадки строительства, что для протяженного склона дает возможность оценить только локальную устойчивость склона, а не общую устойчивость по всей его длине. Не соблюдаются требования ГОСТ 20522-96 «Методы статистической обработки результатов испытаний» о минимальном количестве отбираемых образцов из скважин и шурфов и количестве испытаний, выво-

ды делаются на основании статистически неустойчивой генеральной совокупности, а иногда – по результатам двух и даже одного испытания вместо требуемых шести.

В отчетах не указываются даты поверки приборов, использованных для определения свойств грунтов. Нарушаются требования ГОСТ 12071-2000 «Грунты. Отбор, упаковка, транспортировка и хранение образцов». Встречались случаи, когда отобранные в водонасыщенном состоянии образцы в результате лабораторных компрессионных испытаний относились к грунтам набухающим. При анализе таких несуразностей обнаружилось, что эти образцы больше двух месяцев в незащищенном состоянии содержались на подоконнике, дожидаясь своей очереди на испытание и высыхая при этом.

Развал в 90-х годах треста «СевКавТИСИЗ» и простота получения лицензии привели к появлению "геологических" фирм, имеющих только стол и столоначальника, а буровой техники, лаборатории, грамотных работников нет. Такие фирмы штампуют отчеты, компилируя данные из архивов прошлых лет, фактически не проводя изысканий. Стоимость услуг таких фирм ниже, чем у честных изыскательских организаций. Неразборчивый или некомпетентный заказчик, соблазнившись низкой ценой, получает на руки отчет, в котором почти ни одной цифре верить нельзя. Между вертикальными проходками для большей убедительности рисуются линзы не обнаруженных скважинами грунтов, местоположение и очертание которых говорит только о буйной фантазии автора отчета, но никак не о реальной грунтовой ситуации площадки строительства. Случается, что даже одни и те же ошибки кочуют из отчета в отчет. При выполнении полевых работ часто бурение скважин ведется без промывки, насухую, фотографии извлеченных кернов не делаются, размывка тестируемых слоев не фиксируется.

При проектировании многоэтажных тяжелых зданий с многоярусным подземным паркингом техническое задание на проведение изысканий должно учитывать траекторию изменения НДС грунтового массива - снятие бытового давления со дна котлована, последующую загрузку дна котлована возводимым зданием при искажении НДС примыкающего грунтового массива. А лабораторные испытания должны при этом проводиться с использованием приборов трехосного сжатия с регулируемыми уровнями напряжений σ_1, σ_2 и σ_3. К сожалению, такие задачи в силу их новизны, сложившегося уровня мышления проектировщиков и отсутствия соответ-

ствующих приборов у геологов просто не ставятся, поэтому результаты расчетов уникальных высотных сооружений, выполненных традиционным, привычным способом, могут быть далеки от действительности.

Кавказ является молодым горным образованием. В пределах прибрежной зоны Сочинского региона изверженные породы почти не встречаются, а для подъемов древних осадочных пород характерно наличие разломов и зон дробления. Эти разломы могут быть зафиксированы космической аэросъемкой, на основании чего должен корректироваться генплан застройки, так как на тектоническом разломе сооружение размещать нельзя. Однако, в большинстве случаев такая корректировка не проводится. В ЗАО "ИСК "Милбор" попадали материалы изысканий одной из сочинских геологических фирм, в которые напластование грунтов, физические и физико-механические характеристики слоев проводились не путем бурения скважин, отбора образцов грунта с последующим их испытанием в лаборатории, а по итогам удара кувалдой по металлическому листу, лежащему на поверхности земли, с замером сотрясений, производимым с поверхности сейсмодатчиками. Как исполнители этого «экспресс-метода» умудрялись выдавать не только сами характеристики, но и их статистическое обоснование, остается загадкой.

В качестве примера недобросовестного выполнения инженерных изысканий в оползневой сейсмически опасной зоне рассмотрим ситуацию, возникшую при проектировании нового микрорайона на северо-западном крутом склоне г. Бытха. Заказчик заключил договоры с инженерно-геологической и инженерно-геофизической организациями на проведение изысканий на стройплощадке. При этом геофизическое исследование массива грунта должно было проводиться из скважин, выполняемых геологами. На определенном этапе производства работ геологи не допустили геофизиков к скважине, пробуренной до 15 м до песчаника, по надуманному предлогу, что у бурстанка оборвался трос. Через 3 часа, когда геофизики вторично обратились к геологам, им было заявлено, что станок отлажен, скважину добурили до 25 м и уже засыпали. То, что за 3 часа пробурить 10 м скальной породы практически невозможно никаким буровым оборудованием, геологов не смутило. Заказчик заподорозил, что эти 10 м не бурили вовсе.

По данным геологов с 15 м до 25 м был вскрыт массив скальных пород – песчаник, но по данным геофизиков по замерам из других точек на глубине 20–21 м просматривалась зона скольжения, которая в скальном

массиве быть не должна. Заказчик произвел контрольное бурение силами сторонней организации, в результате чего было обнаружено следующее.

Признаки зон ослабления коренных пород определяются в полевых условиях при бурении скважин: по проценту выхода керна на 1 м проходки и по расходу промывочной жидкости.

Основное бурение геологов проводилось «всухую», поэтому размыв керна и нештатный расход промывочной жидкости не фиксировались. Однако, при контрольном бурении на глубине 22,5 м произошел провал бурового инструмента, а 4 м^3 промывочной жидкости ушло за 15 минут. Вывод – была обнаружена ослабленная зона в массиве горной породы. Это мог быть карст, зона дробления, размягченные разности аргиллитов и алевролитов, которые могут являться глубокими потенциальными поверхностями смещения оползневых масс грунтов. Линия скольжения, полученная геофизиками, практически совпала с ослабленной зоной, обнаруженной контрольным бурением. Таким образом, контрольное бурение подтвердило, что скважины с 15 до 25 м глубины не бурились вовсе, акты на выполненные работы содержат приписки, а отчет по инженерно-геологическим изысканиям содержит подлог.

Кроме того, почти 70% образцов грунта геологами были отобраны из верхней толщи до глубины 10 м. Однако заглубленные на 10 м 3 этажа подземной парковки предопределяют срезку верхних слоев, поэтому дорогостоящая работа, предъявленная геологами к оплате, оказалась бесполезной, так как ее результаты находятся за пределами интересов проектирования.

На рис. 1 схематически представлено геологическое строение площадки строительства. Если руководствоваться данными первоначальных изысканий геологов, то сваи фундаментов здания следовало заглублять на 4 м в слой 3. При этом дополнительная нагрузка на склон от массы зданий, составляющей почти 300 000 тонн, в дождливый период и особенно при сейсмическом толчке с большой вероятностью могла бы вызвать схождение оползня по слою 4, и жизнь 7 000 человек была бы в опасности. Поэтому предварительное проектное решение было пересмотрено с заглублением свай на 4 м в слой 5, а слабый контроль со стороны руководства геологической организацией за работой полевой бригады привел к судебному процессу. В г. Сочи есть добросовестные организации («СочиТИСИЗ-Проект», «Инжзащита»), проводящие полномасштабные изыскания с большой ответственностью, понимая, что достоверные исходные данные о

грунтах основания – основа обеспечения надежности зданий и сооружений. Надо только к этому чрезвычайно важному этапу проектирования объектов не допускать недобросовестных участников. С созданием саморегулируемых организаций изыскателей появилась надежда улучшения работы в этой области.

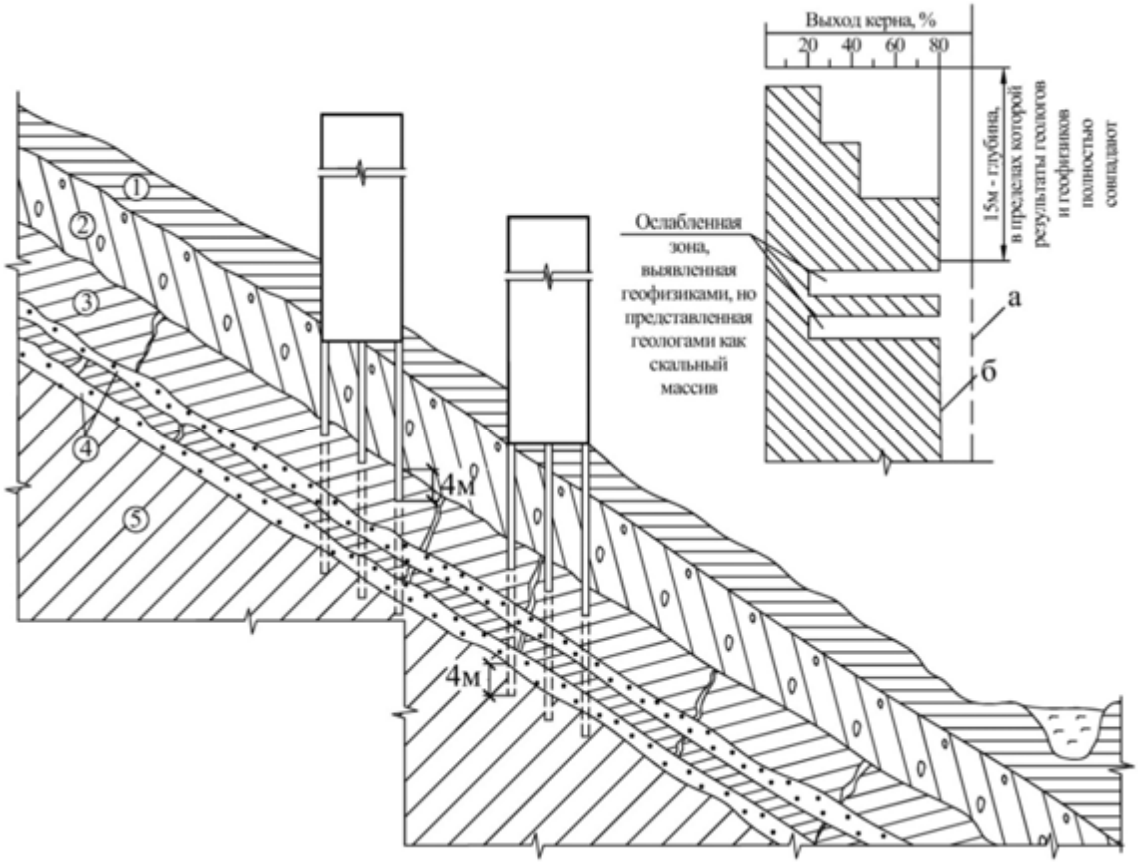


Рис. 1. Недобросовестное проведение инженерных изысканий при проектировании жилого массива: 1 – глина; 2 – аргиллит с суглинком 30–40%; 3 – «чемоданы» песчаника; 4 – зоны дробления; 5 – песчаник; а – основные изыскания; б – контрольное бурение склона

2. Ошибки в проектных решениях

На рис. 2 показано бессмысленное усиление фундаментов коттеджей в Лазаревском районе г. Сочи буронабивными сваями (БНС) в оползневой зоне. Построенные в зоне активного оползня 3 коттеджа получили недопустимые смещения в плане и большие крены. Предложенное и выполненное проектное решение по усилению сползающего массива грунта мощностью до 30 м буронабивными сваями БНС-630 длиной 12 м демонстрирует глубокое непонимание проектировщиком процессов, происходящих в грунте. После пресловутого усиления смещение "усиленного" здания продолжилось.

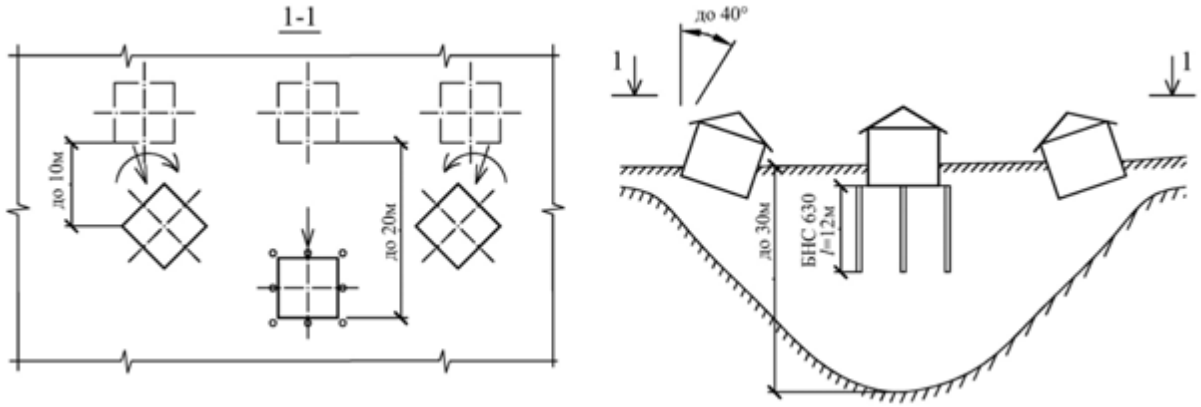


Рис. 2. Бессмысленное усиление фундаментов коттеджей буронабивными сваями в оползневой зоне

Зачастую неграмотное проектное решение провоцирует оползневой процесс. Так, при проектировании Адлерского грузового порта не были приняты возражения экологов. В Черном море у наших берегов существует верхнее течение (к югу, в сторону Абхазии) и глубинное, к северу (рис. 3, а.)

И это верхнее течение как Архимедов винт переносит 30 000 тонн песка, гальки, ежегодно выбрасываемых рекой Мзымта, от устья реки в Абхазию. Несмотря на предупреждения экологов, гидрологов и специалистов по берегозащите морской порт стали проектировать и возводить в устье Мзымты на ее левом берегу, нарушая тысячелетиями сложившееся экологическое равновесие. На естественном пути перемещения выносимых Мзымтой твердых пород появилась преграда, и выносимые к северному молу порта твердые частицы стали сваливаться в глубину (а глубина там более 1 км). С южной же стороны порта Архимедов винт продолжает работать, унося ранее накопленную гальку в Абхазию. Ширина пляжа укорачивается. Уклон подземных откосов увеличивается. Создана устойчивая тенденция провоцирования оползневых процессов прибрежной территории в сторону моря, она будет действовать до возникновения нового динамического равновесия береговой зоны. С уносом вниз сложившегося слоя грунта все большее влияние приобретают горизонтальные боковые напряжения под фундаментами будущих зданий, борьба с которыми потребует дополнительных неординарных затрат.

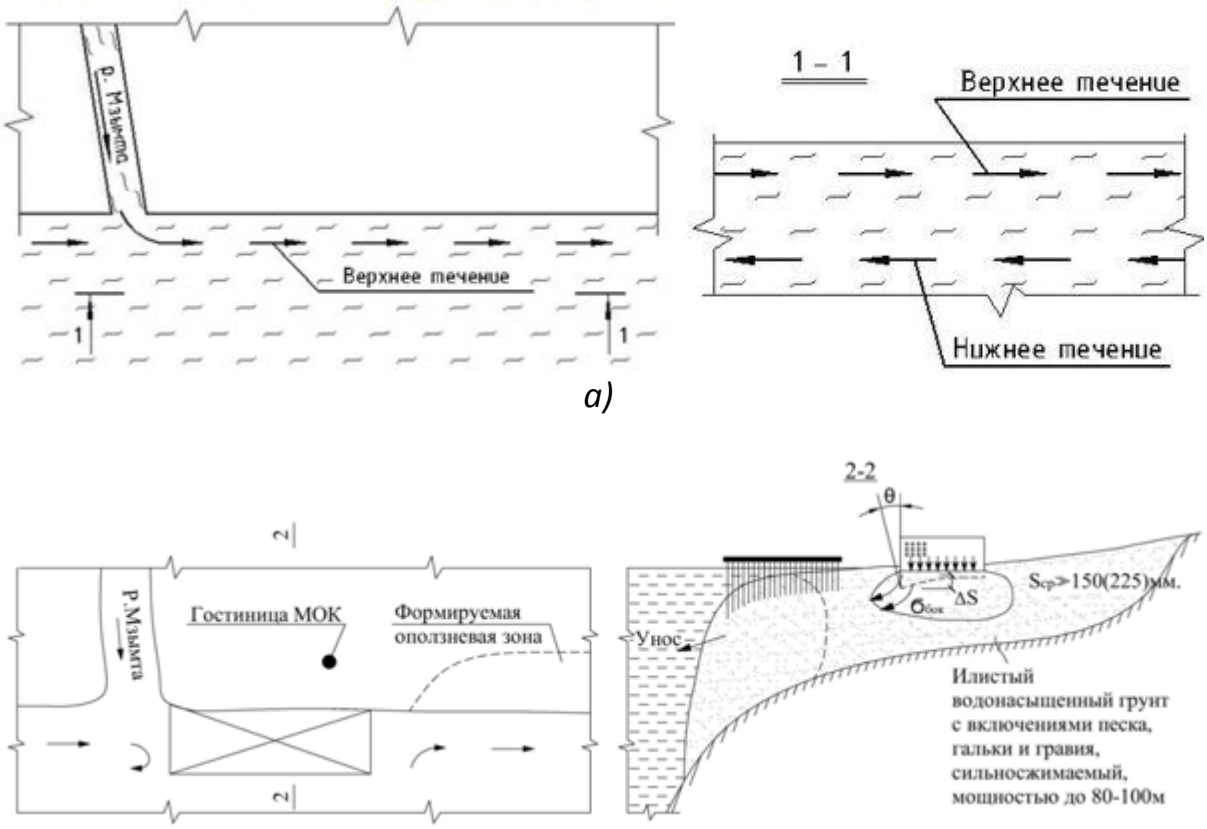


Рис. 3. Провоцирование оползневого процесса в результате нарушения экологического равновесия прибрежной зоны

3. Нарушения правил производства работ

Оползень активизируется неправильной последовательностью производства строительно-монтажных работ. Так при строительстве 10-этажного жилого дома по ул. Санаторной в г. Сочи после выполнения инженерной подготовки территории работы были приостановлены. Спланированная поверхность котлована не была защищена. Обнаженный полускальный аргиллит естественной структуры 1 под воздействием осадок и солнечной радиации выветрился на глубину до 3 м от дна котлована, резко снизив заделку выполненных буронабивных свай $l_1^{зад}$ подпорной стенки 3 до величины $l_2^{зад}$ (рис. 4).

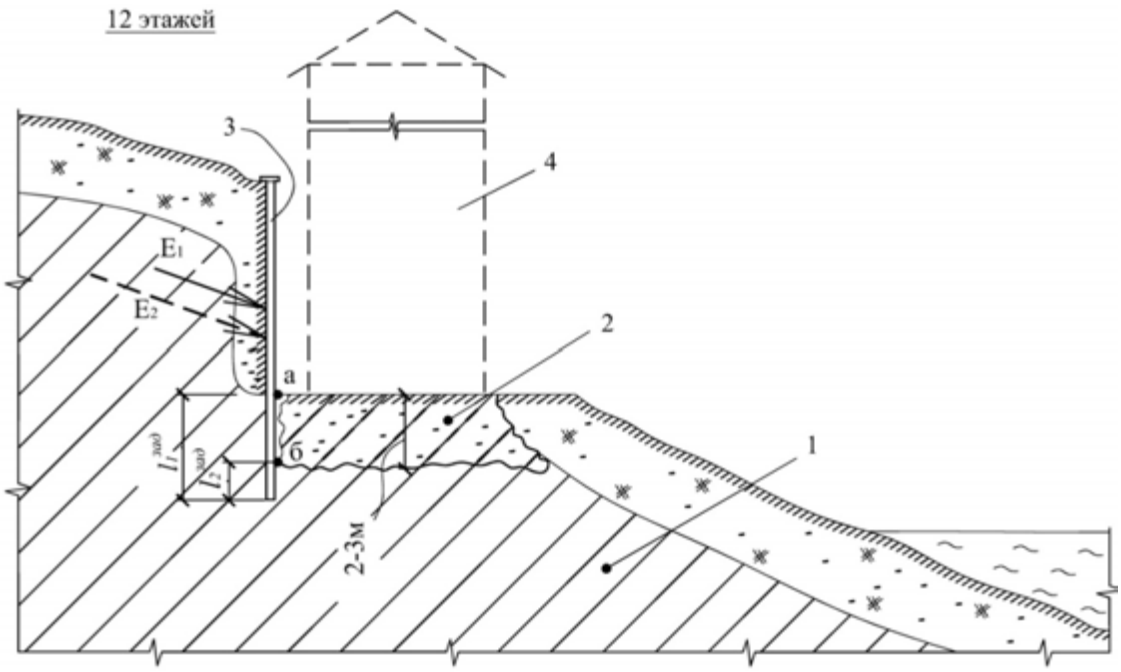


Рис. 4. Увеличение риска потери общей устойчивости подпорной стены в результате нарушения технологии производства работ:
1 – полускальный аргиллит естественной структуры;
2 – выветренный аргиллит; 3 – подпорная стена;
4 – запроектированный жилой дом

Со стороны поверхности а–б был снят пассивный отпор грунта, а величина оползневого давления грунта E_2 увеличилась по сравнению с проектным значением E_1. Возникла угроза обрушения подпорной стены, и нейтрализация этой угрозы потребовала значительных дополнительных затрат.

На рис. 5 показана схема искусственной активизации оползневого склона нарушением последовательности строительных работ, которой предусматривалось в первую очередь устройство свайной стенки 1 с ростверком, а затем разработка грунта со стороны здания 3 первой очереди строительства. В этом случае подпорная стена удерживала бы наклонный пласт грунта 5. В нарушение этой последовательности строителями был подрезан склон, после чего стали возводить будущую подпорную стену. Грунтовые воды вышли наружу, скорость их движения возросла, возникла заметная суффозия, что спровоцировало подвижку наклонного пласта 5. И в этом случае для стабилизации ситуации потребовались дополнительные значительные затраты.

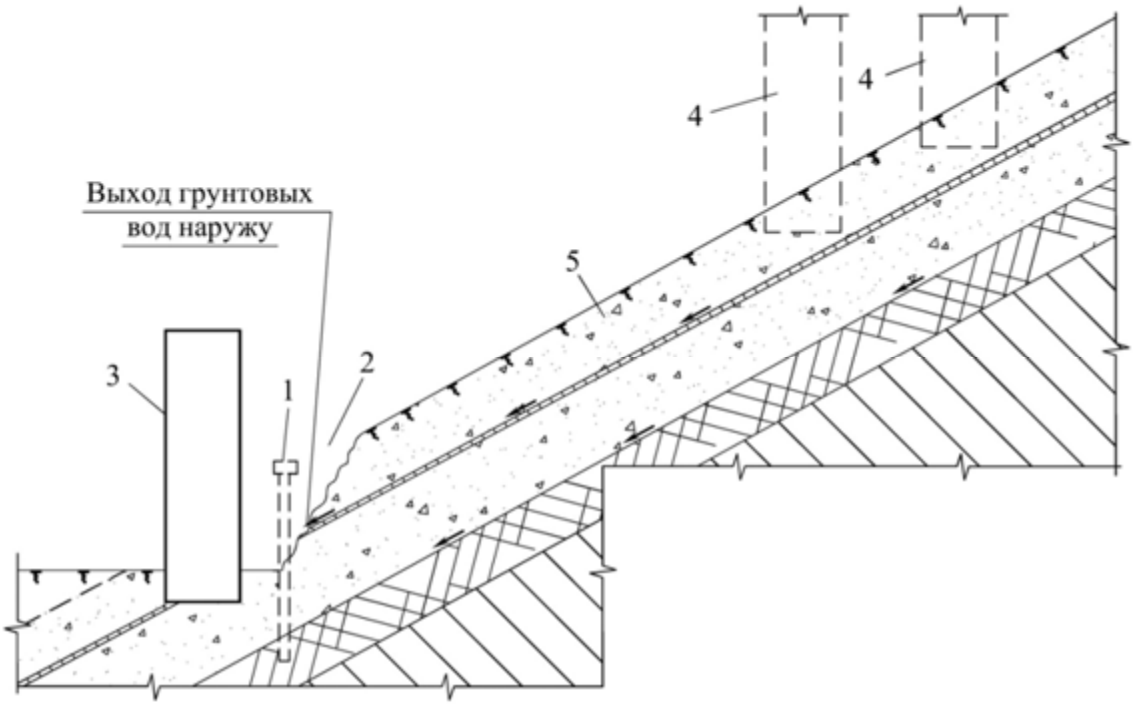


Рис. 5. Провоцирование оползневых деформаций откоса нарушением последовательности производства работ:
1 – подпорная стена; 2 – зазор при подрезке склона;
3 – здание 1-й очереди строительства;
4 – здания 2-й очереди строительства;
5 – наклонный пласт грунта

При застройке жилого кооперативного поселка на крутом склоне Мамайки в Центральном районе г. Сочи проектом и инвестиционным контрактом с администрацией было предусмотрено в первой очереди строительства выполнить всю инженерную подготовку территории с устройством всех инженерных сетей (дренажа, ливневой канализации, водопровода, фекальной канализации) и дорог и только после этого начинать строительство зданий. Однако, своевременно денежные средства на 1-ю очередь строительства собраны не были, и началась хаотическая застройка территории без соответствующих комплексных мер по защите склона. Фундаментами первых строящихся домов были перекрыты существующие пути движения подземных вод. Обходя эти препятствия, грунтовые воды стали появляться в ранее сухих местах, в других местах повысился их уровень, увеличился дебит, появились зоны с локальными оползнями в местах, ранее не отмеченных оползневыми признаками. Сложность и стоимость создания жилого поселка выросли.

Ярким примером серьезности последствий нарушения последовательности производства работ в оползневых зонах является строительство автодорог к VIP-поселку в Хостинском районе г. Сочи. Поселок был запроектирован в горной местности с естественными уклонами поверхности до 45° с подъездной дорогой к поселку в виде серпантина с подпорными стенками с нагорной стороны (рис. 6). Генподрядчик в нарушение требований проекта производства работ стал строить дорогу и подпорные стены не захватками, а путем сплошной протяженной подрезки склона. В связи с приостановкой финансирования строительство прекратилось, и объект был оставлен в зиму без соответствующей защиты склона. В результате интенсивного таяния снега в горах в начале 2008 г. произошел оползень, и более сотни метров подпорной стены разрушилось. Отрицательную роль при этом сыграла и ошибка в проектном решении, так как анкеровка арматурных выпусков 3 из фундаментной плиты уголковой подпорной стены была недостаточной.

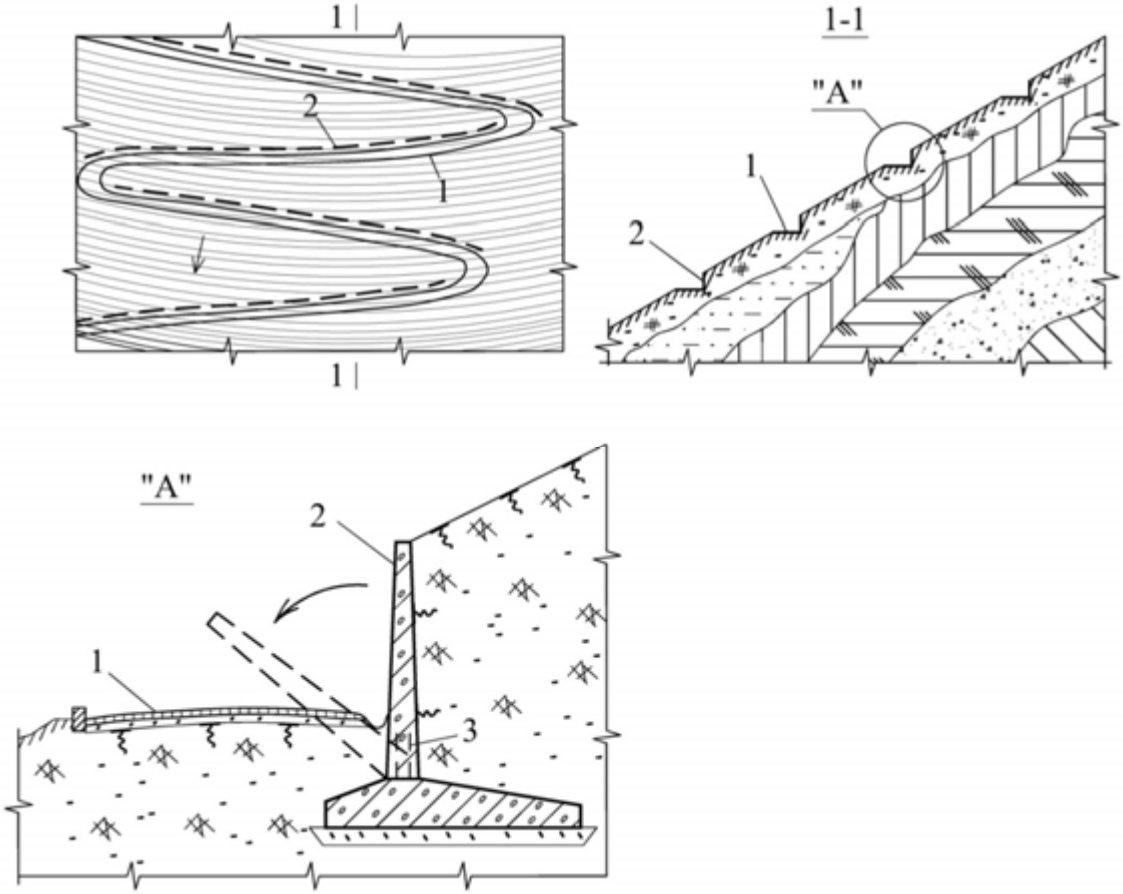


Рис. 6. Обрушение подпорных стен автодороги к пос. Сугутинское:
1 – поверхность дороги; 2 – уголковая подпорная стена;
3 – арматурные выпуски из фундаментной плиты

4. Нарушение правил эксплуатации объектов

Пример провоцирования оползня неправильной эксплуатацией объекта - адлерская свалка, десятки лет назад возникшая стихийно и никакими дренажными сетями и удерживающими сооружениями не оборудованная. Мощность слоя твердых бытовых отходов в ней доходит до 30 м (рис. 7). Объем тела свалки давно превысил предельные значения, в ней неоднократно происходили оползневые подвижки, однако эксплуатация свалки не прекращалась. В 2008 г. произошел крупный оползень тела свалки на площади более 5 га, была разрушена дорога 3, жилые дома 4. Язык оползня 2 перекрыл русло р. Малая Херота 5, фильтат 6 тела свалки темно-коричневого цвета по вновь открывшимся протокам беспрепятственно устремился в море. Свалка была закрыта, и весь собираемый мусор вывозится теперь через весь г. Сочи на свалку в пос. Лоо, которая также переполнена.

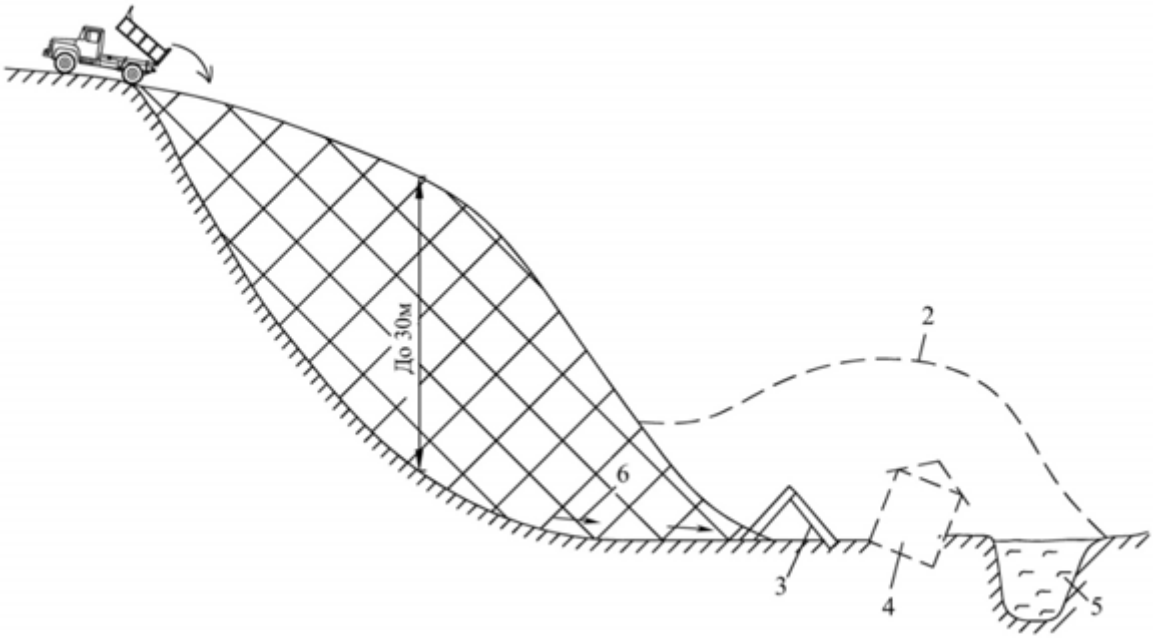


Рис. 7. Провоцирование оползня неправильной эксплуатации Адлерской свалки мусора: 1 – тело свалки; 2 – сошедший оползень; 3 – вздыбленные ж/б плиты автодороги; 4 – опрокинутый жилой дом; 5 – перекрытое русло р. М.Херота; 6 – фильтрат

Другой пример провоцирования оползня – часто встречающаяся несанкционированная надстройка дома, расположенного на откосе (рис. 8).

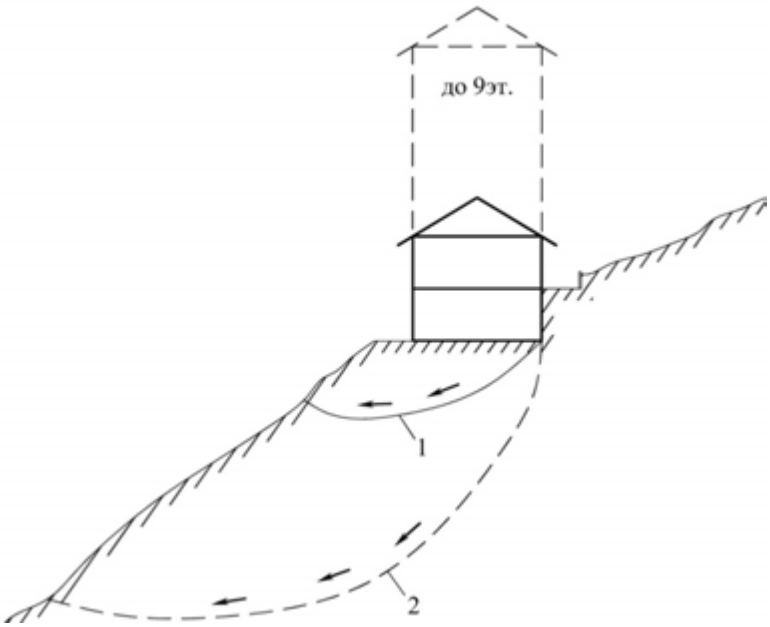


Рис. 8. Пригрузка откоса несанкционированной надстройкой дома:
1 – поверхность скольжения с малой интенсивностью сдвигающих напряжений; 2 – то же, с большей интенсивностью

Если при загружении основания первоначальной незначительной массой малоэтажного здания откос находился в состоянии устойчивого равновесия, то при самовольных несанкционированных надстройках дома, не сопровождаемых укреплением откоса необходимыми инженерно-техническими мероприятиями, склон может перейти в состояние неустойчивого равновесия. Вероятность схождения оползня при этом резко повышается даже без динамического (сейсмического) воздействия.

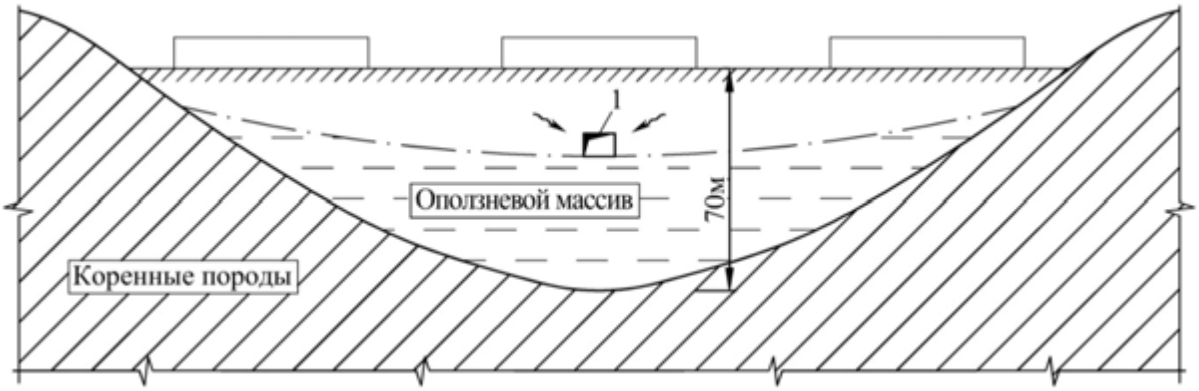


Рис. 9. Условная схема поперечного сечения оползневого массива в зоне застройки: 1 – дренажный коллектор

Санаторий им. Орджоникидзе в Хостинском районе г. Сочи, построенный в 1938 г. и являющийся памятником архитектуры РФ, размещен на территории древнего оползня мощностью до 70 м (рис. 9).

Для осушения зоны застройки на глубине около 20 м был проложен дренажный коллектор 1. Во времена перестройки санаторий стал частной собственностью, была изменена структура его обслуживания, сокращены штатные единицы по очистке коллектора, и он заилился. Освидетельствование объектов санатория 2005 г. (ЗАО «ИСК «Милбор») выявило следующее.

Объект проектировался в те годы, когда еще не было СНиП по строительству в сейсмических районах, поэтому заложенные изначально конструктивные решения не соответствуют требованиям СНиП II-7-81*, т.е. в настоящий момент здания санатория сейсмоопасны. Среднее значение коэффициентов фильтрации грунтов составляет всего от 0,008 до 0,14 м/сутки, что способствовало накапливанию вод в толще грунта и активизации оползневых процессов. Оползень смещается со средней скоростью 10-30 мм в год. В части склона, где расположен основной комплекс сооружений санатория, интенсивность горизонтальных оползневых подвижек по результатам проведенных на территории санатория режимных наблюдений увеличивается до десятков сантиметров в год. Некоторые вертикальные стены зданий продеформированы боковым оползневым давлением. При объеме сползающего грунта выше коллектора, равного 18 млн. м^3, объеме пор в этом объеме 7,2 млн. м^3, дополнительный объем воды, наполнивший эти поры после заиливания коллектора составил 3,6 млн. м^3. При уклоне склона 15° величина оползневого давления, дополнительно возникшая в грунтовом массиве, составляет ориентировочно 9324000 кН! Конечно, никакие сооружения такой напор оползня сдержать не смогут. Если же произойдет штатное для района землетрясение, участь зданий санатория и находящихся в них отдыхающих будет незавидной.

При проектировании, строительстве и эксплуатации зданий в сейсмико- оползневых горных районах нет мелочей, когда даже малейшее нарушение регламента создания и обслуживания системы «основание-сооружение» может привести к большим неприятностям, а иногда и к трагедии.

В.Е. Глушков, А.В. Глушков

ОПТИМИЗАЦИЯ ФОРМЫ ПОДОШВЫ ФУНДАМЕНТОВ

Марийский государственный технический университет

Одним из путей снижения материалоемкости и повышения несущей способности оснований является оптимизация формы подошвы фундаментов на естественном основании.

В практике строительства фундаменты под колонны зданий и сооружений выполняются квадратной и прямоугольной формы. Совершенствование конструкции таких фундаментов возможно путем оптимизации формы подошвы, в частности использования подошвы крестообразного очертания.

Одновременный учет прочностных и деформационных свойств грунта в расчетах напряженно-деформированного состояния оснований квадратных и крестообразных фундаментов был осуществлен в решении пространственной упругопластической задачи МКЭ с использованием программного комплекса PLAXIS (рис. 1).

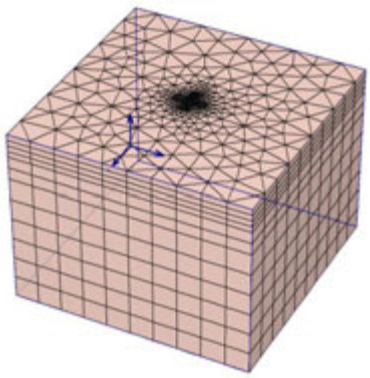


Рис. 1. Расчетная схема МКЭ (пространственная задача)

Грунт в допредельном состоянии представляет собой сплошную линейно деформируемую среду, переходящую с последующим нагружением в предельное (пластическое) состояние в соответствии с критерием текучести (прочности) Мора-Кулона. Расчет выполняется с использованием шаговой процедуры приложения нагрузки. Учет собственного веса грунта проводился в виде начальных напряжений $\sigma_z = \gamma h$; $\sigma_x = \sigma_y = \xi\gamma h$; $\tau = 0$, деформированное состояние основания определялось только от внешней

нагрузки на фундамент. По контакту подошвы фундамента с основанием принято условие полного прилипания. Расчетная область основания принималась размером 10,0×10,0×15,0 м.

В основании фундаментов залегает глина мягкопластичная с γ = 18 кН/м^3, E = 12,0 МПа, C = 20 кПа, ф = 18º.

Результаты теоретических расчетов подтверждаются экспериментальными исследованиями с моделями фундаментов различной формы подошвы. Испытания проводились в экспериментальном лотке размером 2,0×1,9×2,0 м в соответствии с методикой ГОСТ 20276-99 «Грунты. Методы полевого определения прочности и деформируемости». В основание фундаментов погружались глубинные марки для измерения послойных перемещений грунта и определения глубины сжимаемой толщи.

Данные экспериментов подтверждают положительное влияние изменения формы подошвы по сравнению с квадратной формой подошвы. Наличие различных выступов по подошве приводит к трансформации эпюры контактных напряжений по подошве фундамента и их концентрации в центральной части подошвы. Это ведет к увеличению значений расчетного сопротивления грунта и снижению расхода арматуры.

В результате исследований установлено, что наличие вырезов по углам положительно влияет на работу грунта в основании по сравнению с моделью квадраной формы. Модели фундамента крестообразной формы с меньшей площадью не уступают по несущей способности модели квардатной формы.

Использование крестообразных фундаментов позволяет включить в работу больший объем грунта в основании, перераспределить контактные напряжения по подошве фундамента. Результаты расчетов показывают, что при значениях вырезов a/b = 0,30–0,40 осадка крестообразного фундамента снижается по сравнению с осадкой квардатного фундамента на 15–30%. Данные результаты согласуются с результатами натурных исследований, выполненных профессором Е.А. Сорочаном.

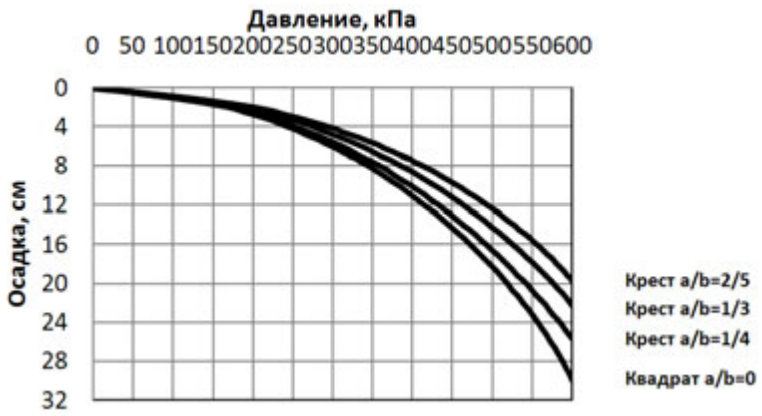


Рис. 2. Графики зависимости осадки от давления $S = f(P)$

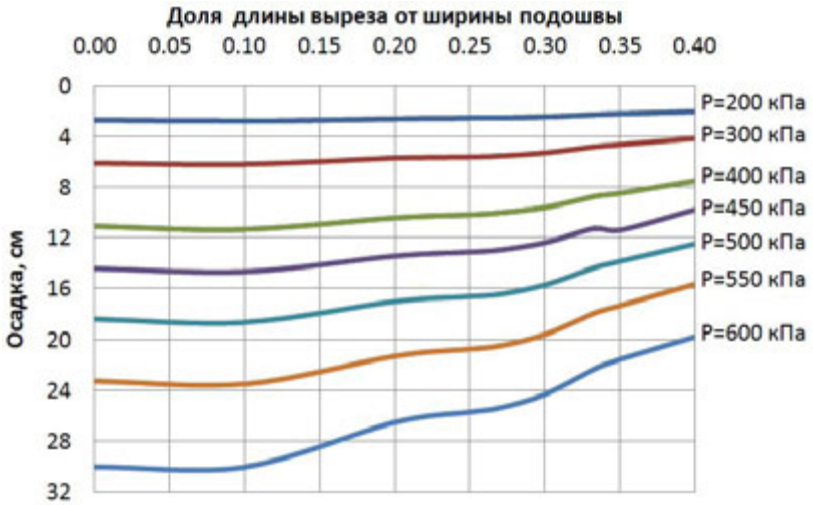
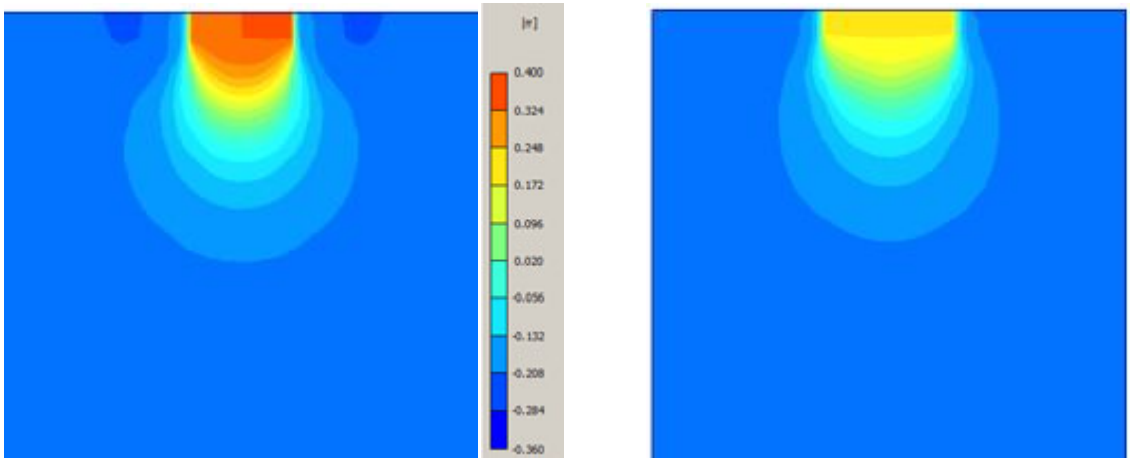
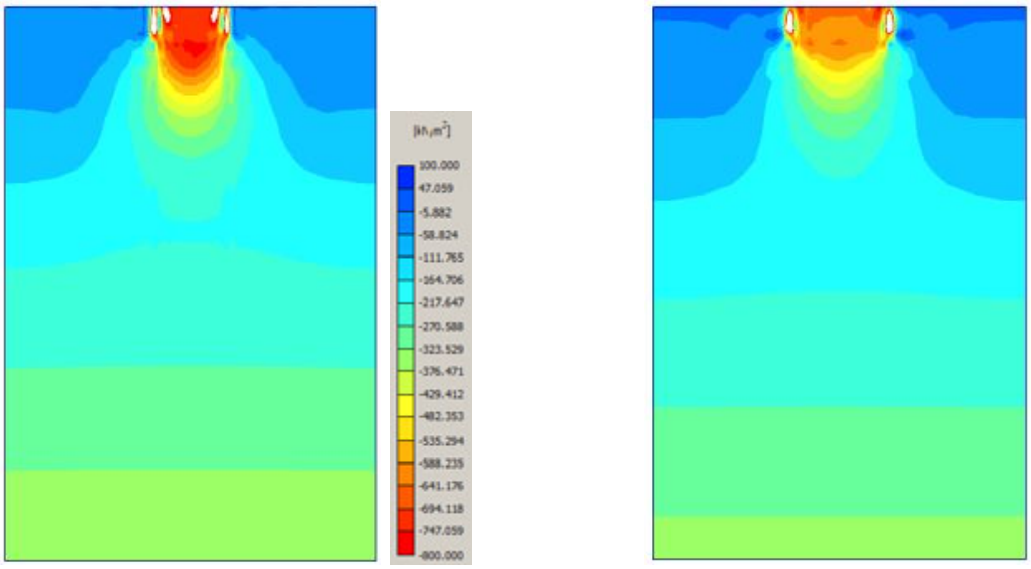


Рис. 3. Влияние размеров вырезов
на осадки крестообразного фундаемента



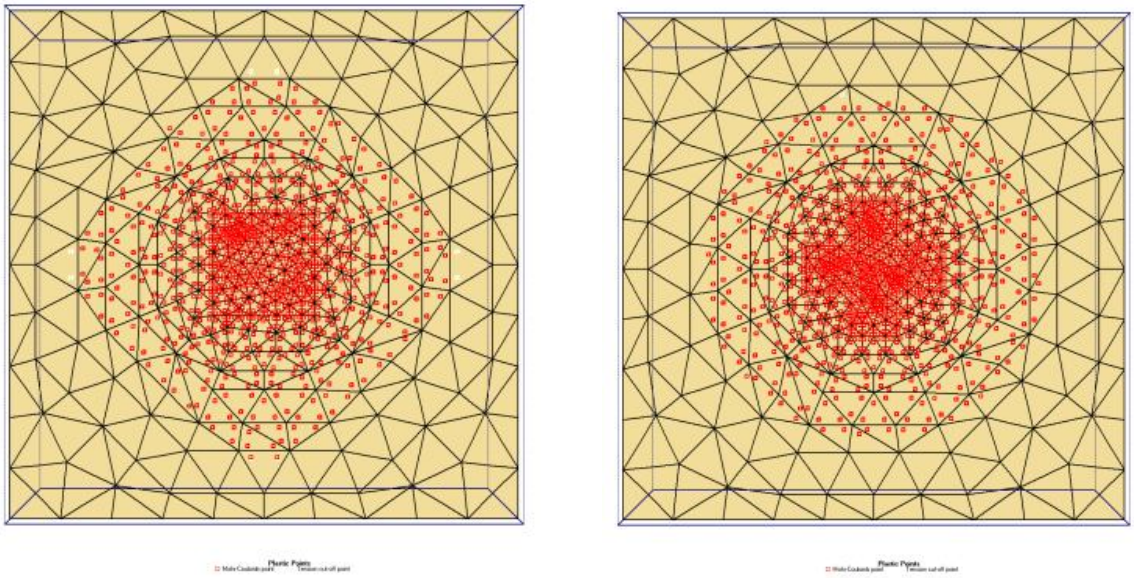
а) *б)*

Рис. 4. Изолинии вертикальных перемещений в основании:
а – квадратный фундамент; *б* – крестообразный фундамент



а) *б)*

Рис. 5. Изолинии вертикальных напряжений в основании, кПа:
а – квадратный фундамент; *б* – крестообразный фундамент



а) *б)*

Рис. 6. Распределение зон пластических деформаций
в основании на глубине – 2,0 м от низа подошвы фундамента:
а – квадратный фундамент; *б* – крестообразный фундамент

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Сорочан Е.А.* Фундаменты промышленных зданий. М.: Стройиздат, 1986.

И.В. Глушков

РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТОВ КОМПЛЕКСА ЗДАНИЙ С УЧЕТОМ ВЗАИМОВЛИЯНИЯ

Пермский государственный технический университет

Проведено численное моделирование совместной работы жилого комплекса, состоящего из трех отдельно стоящих зданий с общей подземной частью.

Проектируемый жилой комплекс состоит из двух 22-этажных отсеков размером в осях 29,7 × 15,6 м и одного 24-этажного отсека – 36,0 × 15,6 м. Ниже отм. 0.000 под всем комплексом расположена трехуровневая подземная автостоянка. Место строительства – Юго-Западный административный округ г. Москвы.

Здания запроектированы с монолитным железобетонным каркасом. Шаг колонн 2,8 × 3,3 м, 4,8 × 2,54 м, 4,8 × 3,3 м, 4,8 × 6,6 м, 5,4 × 6,6 м. Высота этажей в подземной части зданий 3,0 и 2,4 м, в надземной части – 3,0 м. Фундаменты здания приняты в виде сплошного свайного поля из буронабивных свай длиной 6,0 и 9,0 м, диаметром 300 и 400 мм, объединенного монолитной железобетонной плитой.

Для устройства фундаментов на глубине – 12,8 м проектом предусмотрено ограждение котлована.

В геоморфологическом отношении площадка проектируемого строительства расположена в пределах флювиогляциальной равнины.

Участок проектируемого строительства попадает на пятиэтажные жилые дома, подлежащие сносу, с густой сетью подземных коммуникаций.

В геологическом строении участка изысканий до глубины 30,0 м принимают участие техногенные грунты, мощностью 0,1 – 1,2 м; покровные глины, мощностью 0,6 – 2,0 м; моренные суглинки московского оледенения, мощностью 0,8 – 2,2 м; флювиогляциальные суглинки московско-днепровского межледниковья, мощностью 1,0 – 2,5 м; моренные суглинки днепровского оледенения, мощностью 5,9 – 9,0 м; флювиогляциальные суглинки, супеси и пески окско-днепровского межледниковья, мощностью 0,4 – 1,3 м; на глубине 12,6 – 14,6 м, комплекс четвертичных песчано-глинистых отложений подстилается коренными отложениями нижнего мела, вскрытой мощностью 3,4 – 17,4 м.

На основании данных, полученных в результате бурения и имеющейся архивной информации, геолого-литологическое строение участка до глубины 30,0 м представляется в следующем виде:

Таблица 1

$t\text{-}Q_{IV}$	ИГЭ-1	Техногенные грунты: суглинки, с прослоями песка, с гравием, щебнем, крошкой битого кирпича, перекопанным почвенно-растительным слоем, слежавшиеся, влажные с γ = 16,5 кН/м^3; R_o = 110 кПа.
$Pr\text{-}Q_{II=III}$	ИГЭ-2	Глины пылеватые, оподзоленные, тугопластичные с γ = 19,3 кН/м^3; W = 25 %; φ_{II} = 14°; φ_I = 12°; c_{II} = 42 кПа; c_I = 35 кПа; E_o = 13,0 МПа.
	ИГЭ-3	Глины пылеватые, оподзоленные, полутвердые с γ = 19,5 кН/м^3; W = 20,9 %; φ_{II} = 16°; φ_I = 14°; c_{II} = 50 кПа; c_I = 41 кПа; E_o = 20,0 МПа.
$g\text{-}Q_{II}^{ms}$	ИГЭ-4	Суглинки мелкопесчаные, с линзами и прослоями песка, с гравием и щебнем (> 10 %), тугопластичные с γ = 20,4 кН/м^3; W = 15,7 %; φ_{II} = 16°; φ_I = 14°; c_{II} = 45 кПа; c_I = 37 кПа; E_o = 22,0 МПа.
	ИГЭ-5	Суглинки мелкопесчаные, с линзами и прослоями песка, с гравием и щебнем (> 10 %), полутвердые с γ = 20,6 кН/м^3; W = 14 %; φ_{II} = 19°; φ_I = 17°; c_{II} = 53 кПа; c_I = 44 кПа; E_o = 26,0 МПа.
$f\text{-}Q_{II}^{d\text{-}ms}$	ИГЭ-6	Суглинки мелкопесчаные, с прослоями песка, с редкими включениями гравия и щебня, мягкопластичные с γ = 19,9 кН/м^3; W = 20,7 %; φ_{II} = 13°; φ_I = 11°; c_{II} = 19 кПа; c_I = 16 кПа; E_o = 15,0 МПа.
	ИГЭ-7	Суглинки мелкопесчаные, с прослоями песка, с редкими включениями гравия и щебня, тугопластичные с γ = 20,3 кН/м^3; W = 16,5 %; φ_{II} = 15°; φ_I = 13°; c_{II} = 30 кПа; c_I = 25 кПа; E_o = 18,0 МПа.
	ИГЭ-8	Суглинки мелкопесчаные, с прослоями песка, с редкими включениями гравия и щебня, полутвердые с γ = 20,5 кН/м^3; W = 15,4 %; φ_{II} = 17°; φ_I = 15°; c_{II} = 44 кПа; c_I = 37 кПа; E_o = 22,0 МПа.

$g\text{-}Q_{II}^{d}$	ИГЭ-9	Суглинки мелкопесчаные, с линзами и гнездами песка, с гравием и щебнем (> 10 %), тугопластичные с γ = 20,8 кН/м^3; W = 16,1 %; φ_{II} = 17°; φ_I = 5°; c_{II} = 41 кПа; c_I = 34 кПа; E_o = 25,0 МПа.
	ИГЭ-10	Суглинки мелкопесчаные, с линзами и гнездами песка, с гравием и щебнем (> 10 %), полутвердые с γ = 21,0 кН/м^3; W = 12,9 %; φ_{II} = 18°; φ_I = 16°; c_{II} = 51 кПа; c_I = 50 кПа; E_o = 30,0 МПа.
$f\text{-}Q_{II}^{o\text{-}d}$	ИГЭ-11	Суглинки тонкопесчаные, с прослоями песка, супеси, тугопластичные с γ = 20,2 кН/м^3; W = 17,0 %; φ_{II} = 15°; φ_I = 13°; c_{II} = 36 кПа; c_I = 30 кПа; E_o = 22,0 МПа.
	ИГЭ-12	Супеси тонкопесчаные, с прослоями, с редким мелким гравием, пластичные с γ = 19,5 кН/м^3; W = 21,0 %; φ_{II} = 22°; φ_I = 20°; c_{II} = 10 кПа; c_I = 8 кПа; E_o = 14,0 МПа.
	ИГЭ-13	Пески средней крупности, неоднородные, глинистые, с редким гравием, плотные, влажные с γ = 19,1 кН/м^3; W = 8,0 %; φ_{II} = 37°; φ_I = 34°; c_{II} = 1 кПа; c_I = 1 кПа; E_o = 45,0 МПа.
$lg\text{-}Q_{II}^{o\text{-}d}$	ИГЭ-14	Глины пылеватые, тонкослоистые, тугопластичные с γ = 18,5 кН/м^3; W = 38,0 %; φ_{II} = 11°; φ_I = 10°; c_{II} = 23 кПа; c_I = 19 кПа; E_o = 10,0 МПа.
K_1	ИГЭ-15	Глины пылеватые, с прослоями песка, тугопластичные с γ = 18,1 кН/м^3; W = 35,0 %; φ_{II} = 15°; φ_I = 13°; c_{II} = 50 кПа; c_I = 41 кПа; E_o = 20,0 МПа.
	ИГЭ-16	Суглинки мелкопесчаные, с прослоями песка, слабослюдистые, мягкопластичные с γ = 19,1 кН/м^3; W = 29,7 %; φ_{II} = 15°; φ_I = 13°; c_{II} = 32 кПа; c_I = 27 кПа; E_o = 13,0 МПа.
	ИГЭ-17	Супеси пылеватые, с прослойками песка, пластичные с γ = 19,2 кН/м^3; W = 27,3 %; φ_{II} = 18°; φ_I = 16°; c_{II} = 10 кПа; c_I = 8 кПа; E_o = 13,0 МПа.
	ИГЭ-18	Пески пылеватые, слюдистые, плотные, водонасыщенные с γ = 20,2 кН/м^3; φ_{II} = 34°; φ_I = 31°; c_{II} = 6 кПа; c_I = 5 кПа; E_o = 31,0 МПа, $k_ф$ = 0,5 м/сут.
	ИГЭ-19	Пески мелкие, слюдистые, плотные, влажные, водонасыщенные с γ = 18,8 кН/м^3; W = 6,0 %; φ_{II} = 36°; φ_I = 33°; c_{II} = 5 кПа; c_I = 4 кПа; E_o = 43,0 МПа.
	ИГЭ-20	Пески средней крупности, слюдистые, плотные, влажные, водонасыщенные с γ = 18,5 кН/м^3; W = 6,0 %; φ_{II} = 38°; φ_I = 35°; c_{II} = 2 кПа; c_I = 2 кПа; E_o = 47,0 МПа.

Гидрогеологические условия участка изысканий характеризуются распространением подземных вод надъюрского водоносного горизонта. Подземные воды вскрыты на глубине 13,0 – 14,6 м. Водовмещающей толщей подземных вод служат нижнемеловые песчано-глинистые отложения. Водоупором служат коренные верхнеюрские отложения, не вскрытые при бурении.

Перед сотрудниками кафедры оснований, фундаментов и мостов ПГТУ поставлена задача выполнить совместный расчет комплекса зданий и дать прогноз развития деформаций в системе «основание – фундамент – здание».

При анализе проектной документации и отчета об инженерно-геологических условиях была разработана пространственная расчетная схема и выполнено численное моделирование этапов строительства 22-24-этажного жилого дома в следующей последовательности:

1) моделирование начального напряжённого состояния массива грунта;

2) устройство ограждающей конструкции котлована;

3) разработка котлована до отм. подошвы фундаментной плиты (-12,8 м);

4) устройство фундаментов зданий;

5) одновременное возведение 22—24-этажных жилых домов и приложение проектных нагрузок.

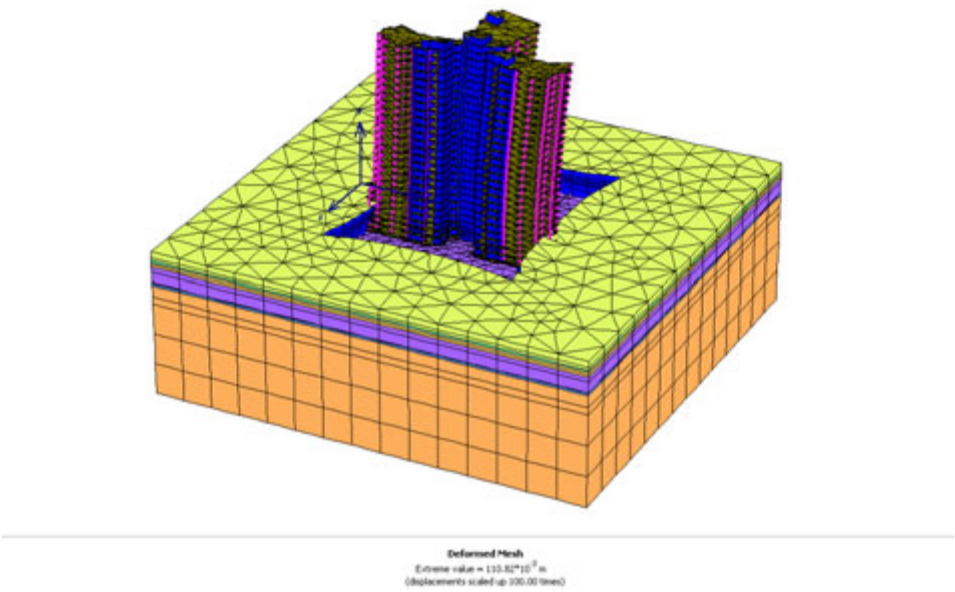


Рис. 1. Деформированная схема системы
«основание – фундамент – здание»

Анализ результатов расчетов показал, что максимальная осадка фундаментов после строительства здания и приложения проектных нагрузок составит 44 мм, средняя осадка соответственно – 28 мм, относительная разность осадок достигнет 0,001, крен здания – 0,0013. Расчетные деформации здания и основания не превышают предельно допустимых значений, установленных нормативными документами, действующими на территории РФ.

Принятое решение по устройству свайно-плитных фундаментов на объекте обеспечит безопасную для жизни и здоровья людей эксплуатацию объекта при соблюдении предусмотренных проектом мероприятий.

А.И. Казеев

ПРИЧИНЫ И МЕХАНИЗМ КАТАСТРОФИЧЕСКОЙ АКТИВИЗАЦИИ ГЛУБОКИХ БЛОКОВЫХ ОПОЛЗНЕЙ В Г. МОСКВЕ

Учреждение Российской академии наук Институт
геоэкологии им. Е.М. Сергеева РАН

Дана характеристика оползневых участков в районах Москвы Хорошево и Москворечье, в пределах которых произошла катастрофическая активизация глубоких оползневых подвижек, приводится описание оползневых деформаций и механизма оползневого процесса, причины активизации.

На территории крупных городов, как правило, имеется большое количество опасных площадей, в пределах которых возможна активизация оползневых деформаций, вызывающих воздействие оползающих грунтовых массивов на близ расположенные инженерные объекты различного назначения, причиняющее при этом значительный экономический ущерб.

Глубокими блоковыми оползнями на территории столицы поражен ряд участков высоких берегов рек Москвы [1, 2] и Сходни. Наиболее значительными среди них являются Воробьевы Горы (протяженность оползневого цирка 3,5 км, глубина развития деформаций до 100 м) и Коломенское с общим протяжением участка от церкви Вознесения до завода Полиметаллов (2,5–3 км) и глубиной развития деформаций 55–60 м. Несколько меньшие, но тоже значительные, размеры имеют участки Хорошево, где располагается храм Троицы Живоначальной (древний памятник архитектуры и религии (XVI век)) и Москворечье (вблизи железнодорожного моста Курского направления).

Образование глубоких оползневых подвижек на высоких берегах реки Москвы связано с деформированием юрских глинистых отложений. Такие оползни имеют сложный механизм развития, обладают огромной массой, вызывая большие проблемы при осуществлении противооползневых мероприятий.

В последние годы произошла активизация оползневого процесса в пределах оползневых цирков Хорошево и Москворечье.

На берегу р. Москвы в районе Хорошево в конце 2006 г. начались деформации грунтового массива, являющегося основанием ряда малоэтажных домов-коттеджей, а также Храма и его построек (рис. 1, *а*). Трещины образовались как на территории Храма, так и в районе расположения комплекса близ расположенных жилых зданий.

а)

б)

Рис. 1. *а* – стенка срыва на территории
храма Троицы Живоначальной в Хорошево;
б – стенка срыва на гаражной территории в Москворечье

Новый оползневой блок образовался в верхней части склона протяженностью около 280 м. Причем 180 м приходится на прибровочную часть плато. Деформации захватили правую часть старого оползневого цирка общей протяженностью 1,5 км, находящегося в излучине р. Москвы между Хорошевским и Карамышевским мостами, на левом высоком берегу реки.

Натурные наблюдения показали, что по трещине закола на плато образовалась и стремительно росла отвесная стенка срыва. Поверхность нового оползневого блока ровная, практически без трещин. Под оседающим блоком образовался характерный для данного механизма развития оползня вал выпирания (выдавливания) с проявлением на его поверхности

многочисленных трещин разрыва и наклоном деревьев (рис. 2, *а*). В основании крутого откоса (выше вала выпирания) появилась поднятая трещина сжатия (структура типа взброса). На поверхности оползневой террасы местами появились трещины незначительной протяженности.

а)

б)

Рис. 2. *а* – вал выпирания (выдавливания) на оползневой террасе в Хорошево; *б* – вал выпирания (выдавливания) на поверхности оползневой террасы в Москворечье

Исследованиями Института геоэкологии им. Е.М. Сергеева РАН установлено, что на данном участке произошла активизация оползневого процесса в старом оползневом цирке Хорошево-1 в виде основного (катастрофического) смещения глубокого оползня с образованием и оседанием нового оползневого блока, с выходом крутой криволинейной поверхности скольжения нового блока на глубокую унаследованную субгоризонтальную поверхность смещения под старым оползневым телом. Эта поверхность располагается в слое юрских глин (оксфордский ярус).

Установлено, что высота надоползневого уступа на момент активизации оползневого процесса достигла критического значения (H_{cr}). Высота склона на активизировавшемся участке составляет 18,5–24,0 м, а его длина достигает 70 м (рис. 3).

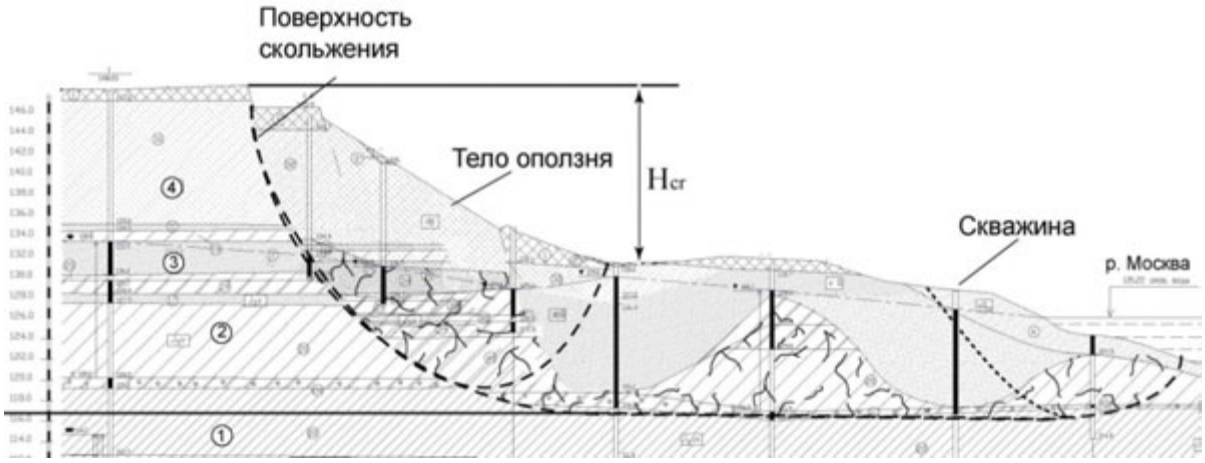


Рис. 3. Разрез оползневого склона по центральной части участка активизации деформаций в 2006–2007 гг. в Хорошево, г. Москва, Карамышевская набережная: 1, 2 – юрские глины, соответственно, оксфордского и волжского ярусов; 3 и 4 – покровные отложения соответственно суглинки и пески

В течение нескольких десятков лет рассматриваемый участок находился в состоянии относительной стабилизации и характеризовался практически полным отсутствием деформаций. При этом высота надоползневого уступа на значительном притяжении цирка, в том числе на участке активизации, соответственно составляла 13,5…19,0 м при высоте склона (превышение бровки склона над урезом р. Москвы), как указывалось выше, 18,5–24,0 м. Критическое значение высоты надоползневого уступа (16 м) для створа, проходящего через центр цирка активизировавшегося оползня, было установлено позднее по разработанному теоретическому решению оценки предельного состояния [6]. То есть фактическая высота надоползневого уступа даже превышает критическое значение, определяя, что его устойчивость ниже предельного значения. Следовательно, исследуемый участок был полностью «подготовлен» к нарушению устойчивости надоползневого уступа и активизации оползневого процесса.

Анализ ситуации на участке показал, что толчком активизации оползневого процесса послужило начало строительных работ на прилегающей к участку улице Карамышевский проезд. Здесь была вырыта глубокая (более 7 м) траншея для прокладки подземных коммуникаций. Эта траншея вызвала перераспределение потоков грунтовых и сточных вод и направила их через существующий здесь погребенный древний эрозионный врез в массив надоползневого уступа и далее в тело существующего оползня.

При этом август 2006 года, в период образования траншеи, оказался аномальным по количеству атмосферных осадков.

Глубокий оползень сформировался по механизму сжатия, раздавливания [3, 4]. Начальные деформации массива в допредельном деформировании (до образования поверхности скольжения) происходят в виде преимущественной осадки грунтовой толщи. Под действием нагрузки от веса покрывающих пластов раздавливается горизонт, структурная прочность (прочность грунта при сжатии) которого меньше действующего вертикального давления.

В предельных условиях (вблизи нестабильного склона) в слое, находящемся в состоянии запредельного гравитационного сжатия, горизонтальное распорное давление, возникшее от сжимающей нагрузки, не находит реактивного противодействия со стороны склона. Вследствие ползучести грунтов раздавливаемого горизонта в сторону склона происходит проседание и прогиб вышележащего массива с формированием в зонах изгиба концентрации растягивающих напряжений, и затем развития соответствующих деформаций в виде трещин разрыва, по которым в фазу основного смещения отделяется с последующим оседанием по крутой криволинейной поверхности скольжения новый оползневой блок. В существующем в настоящее время оползневом цирке новый оползневой блок формируется в теле надоползневого уступа. Крутая криволинейная поверхность скольжения плавно переходит в практически горизонтальную унаследованную поверхность сдвига существующего оползневого тела. При захвате оползнем и подводной части склона в катастрофическую фазу в прибрежной зоне формируется вал выдавливания.

В сентябре 2009 года произошла активизация оползня в районе Москворечье, аналогичная вышеописанной на Карамышевской набережной. Трещиной отрыва была захвачена часть «плато» надоползневого уступа на величину до 13 м (см. рис. 1, *б*). В течение нескольких дней новый оползневой блок, протяженностью 200 м и шириной 40-45 м опустился на 10 м. Всего же в оползневое смещение был вовлечен участок склона протяженностью около 270 м. Верхняя часть нового блока не испытала существенного деформирования. На оползневой террасе в 30 метрах от бровки нового блока образовался протяженный вал выпирания с глубокой зияющей трещиной глубиной 1,5–2 м (см. рис. 2, *б*).

Оползневые деформации проявлялись на данном участке и ранее, но проблема на данной территории «решалась» силами владельцев автосто-

янки досыпкой грунта на головную часть оползня, нагружая верхнюю прибровочную часть откоса. За период с середины семидесятых годов прошлого века, при сравнении контуров береговой линии Москва-реки видно, что на данном участке смещение грунтовых масс в русло реки достигло 35-40 м (рис. 4).

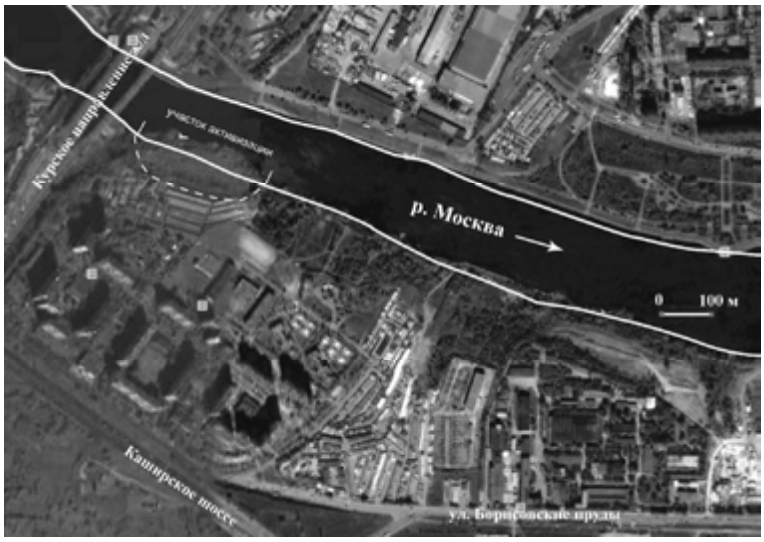


Рис. 4. Космоснимок участка активизации оползня
в районе Москворечье (белыми линиями показан контур
береговой линии по топосъемке 1976 года)

Механизм рассмотренных оползней широко известен как оползни одесского типа - оползни выдавливания (раздавливания – по Е.П. Емельяновой). Поскольку формирование их происходит по схеме сжатия они могут носить название оползни сжатия или оползни сжатия-выдавливания.

При рассмотрении механизма развития оползней данного типа целесообразно отметить следующее. Во-первых, тело оползня состоит из отдельных блоков, отделившихся в разное время от коренного массива. Причем, каждый из блоков кроме поступательного перемещения по основной горизонтальной поверхности скольжения может испытывать *вращательное движение* с формированием перед блоком вала выпирания. В катастрофическую фазу (стадия основного смещения) вал сжатия (выдавливания), как правило, образуется в языковой части оползневого тела.

Во-вторых, в существующем оползневом цирке устойчивость надоползневого уступа (прибровочной части плато) будет сохраняться пока пригрузка от тыловой части оползневого тела будет достаточной, чтобы обеспечить необходимое боковое противодавление для предотвращения деформаций распора раздавливаемому горизонту массива надоползневого уступа. Описанное является критерием устойчивости надоползневого уступа.

Необходимым требованием формирования и развития глубокого оползня рассматриваемого типа являются одинаковые условия по воздействию факторов и состоянию склона на значительном его протяжении – *условие фронтальности*. Как правило, протяженность оползневого цирка, сформированного оползнями данного типа, значительно превышают его ширину. Так, на Одесском побережье протяжение оползневого цирка по фронту в отношении к длине отчленяющихся блоков изменяются от 1,8 до 13,9 м [5].

Следует отметить, что катастрофическая фаза развития оползня с формированием и оседанием нового оползневого блока – событие относительно редкое. Стадия подготовки этого события в условиях г. Москвы составляет около 100 лет и более, но может снижаться при техногенном вмешательстве.

Здание Храма в Хорошево в период рассматриваемой активизации оползневого процесса практически не пострадало. Однако образовавшаяся стенка срыва оползневого цирка находится в настоящее время в 20 м от Храма. Вместе с тем подвижка нового оползневого блока может вызвать изменение напряженно-деформированного состояния массива краевой части плато и, соответственно, грунтового основания Храма. Следствием этих процессов может быть появление неравномерной осадки Храма в сторону склона. Однако основной угрозой является возможность повторения катастрофической активизации с образованием нового оползневого блока, который захватит и само здание Храма. Такие же соображения могут быть высказаны и по отношению к железнодорожному мосту в Москворечье, вблизи которого произошла активизация 2009 года.

Опасные ситуации в отношении возможной активизации глубоких оползневых подвижек имеются на большинстве из 15 участков в Москве. Например, в Коломенском глубокие подвижки имеют место и в настоящее время по поверхности скольжения, сформировавшейся в юрских глинах на горизонте, залегающем ниже уреза реки на 12–14 м. Вследствие глубоких оползневых подвижек выведены из строя Чертановские канализационные коллекторы I-ой и II-ой очереди. Имеется угроза катастрофической активизации оползневого процесса с разрушением прибровочной части плато в виде образования и оседания новых протяженных оползневых блоков и деформированием всего оползневого склона, создавая опасность для архитектурных объектов музея-заповедника «Коломенское».

Выводы

- Активизация оползневого процесса произошла на участках, где прибровочная часть плато находилась в предельном состоянии;
- Активизация оползневых деформаций начиналась с возникновения трещин на плато, образования и оседания нового блока;
- Триггерами активизации выступали избыточное обводнение (Хорошево) и нагружение насыпным грунтом (Москворечье) прибровочной части плато (массива надоползневого уступа);
- Развитие оползневого процесса на участках активизации деформаций имеет типичные черты, характерные для блоковых оползней сжатия-выдавливания, с деформированием в фазу основного смещения всего склона на участке, с угрозой для сооружений городской инфраструктуры.

Работа выполнена при финансовой поддержке РФФИ (грант 090500201).

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Москва: геология и город / гл. ред. В.И. Осипов, О.П. Медведев. М.: АО «Московские учебники и Картолитография», 1997. 400 с.

2. *Чуринов М.В.* Характеристика оползней правого берега р. Москвы на участке Ленинских гор и возможности строительного освоения этой территории // тр. ВНИИ гидрогеологии и инженерной геологии, 1957. Сб. 15. С. 62–78.

3. *Гулакян К.А., Кюнтцель В.В., Постоев Г.П.* Прогнозирование оползневых процессов. М.: Недра. 1977. 135 с.

4. *Постоев Г.П., Шеко А.И., Кюнцель В.В.* Изучение режима оползневых процессов. М.: Недра. 1982. 255 с.

5. *Науменко П.Н.* Условия формирования и инженерно-геологическая характеристика оползней Черноморского побережья Одессы // Оползни Черноморского побережья Украины. М.: Недра, 1977. С. 57–100.

6. *Постоев Г.П.* Закономерности гравитационного деформирования грунтовых массивов // Геоэкология. 2009. №6. С. 534–543.

Р. Мадатов, А. Мадатов

НАДЕЖНОСТЬ ОСНОВАНИЙ ФУНДАМЕНТОВ МЕДРЕСЕ КУТЛУГ-МУРОД ИНАК

Самаркандский государственный архитектурно-строительный институт

В работе приводятся результаты исследований по оценке технического состояния оснований и фундаментов медресе Кутлуг-Мурод Инак. Проанализированы причины деформаций медресе. Показано, в каких случаях необходимо усиления оснований и фундаментов для обеспечения их надёжности.

К уникальным памятникам архитектуры г. Хивы, вызывающим серьёзное опасение в отношении их сохранения, следует отнести медресе Кутлуг-Мурод Инак, расположенное в восточной части Ичан-Калы.

Строительство медресе датируется 1804–1812 годами. Оно представляет собой двухэтажное здание с размерами в плане 57х44 м [7].

Планировка медресе соответствует типовой канонической схеме, установившейся в Средней Азии для высших духовных училищ, с продольно-осевой композицией и прямоугольным четырёхайванным двором, объеденным 81 худжрой.

Главный фасад выполнен в виде двухъярусной трехпролетной аркады. Второстепенные фасады прорезаны лишь узкими окнами.

По углам медресе расположены угловые башни-гульдасты, две из которых (юго-восточная и северо-восточная), находятся на более низком уровне. Они возведены в виде кольцевых стен, толщиной (на втором этаже) 60 см.

Параллельно главному фасаду, идет амфилада из пяти залов. Крайние из них использовались как дарсхана и мечеть, а средние, - составляют звенья коленчатого прохода во двор-миансарая. Во дворе устроен крытый куполом колодец-кудук.

Стены возведены из жженого кирпича, толщиной 120 и 140 см – на первом, и 80 см – на втором этажах.

Перекрытие представляет собой характерный набор сложных форм и конструкций, повторяющихся во всех последующих медресе и мечетях, где дарсхану венчают одинарные сфероконические купола на вытянутых арочных парусах с промежуточными щитками. Угловые пазухи паруса заполняют сомкнутые своды. Купола миансарая, низкие, из кольцевой клад-

ки. Летняя мечеть перекрыта низким сфероконическим куполом на щитовидных парусах, а худжры, – куполами типа балхи.

Еще в 1969 году, северо-восточная часть медресе, из-за увлажнения грунтов основания, находилась в аварийном состоянии. Об этом отмечал, в свое время, проф. Э.М. Гендель [1]. В настоящее время и юго-восточная часть находится в аварийном состоянии [4, 6]. Характер раскрывшихся трещин, между гульдастой и южной стеной, аналогичен характеру деформаций и раскрытию трещин между гульдастой и северной стеной [5].

С целью оценки технического состояния медресе, были выполнены следующие работы:

– визуально обследовано состояние основных несущих элементов-куполов, стен, порталов и узлов;

– дополнительно измерены и уточнены действительные геометрические размеры конструктивных элементов;

– определены нагрузки основного сочетания, действующие на обрезе фундаментов;

– определено фактическое среднее давление по подошве фундаментов и расчётные сопротивления грунтов оснований.

По данным «УзНИПИ реставрации», инженерно-геологические изыскания грунтов оснований фундаментов медресе проводились дважды, в 1972 году [5] и в 1985 году [3].

Согласно [3 и 5], фундаменты прорезают и опираются на культурно-ирригационные отложения, супесчано-суглинистого состава, мощностью 4,5–5,0 м. Уровень подземных вод находится на глубине 5,1 м от поверхности земли.

С целью определения фактических нынешних показателей физико-механических свойств грунтов оснований, в мае месяце 2005 года сотрудниками кафедры «Строительные технологии и геотехника» СамГАСИ, в юго-восточном углу (рядом с гульдастой), был заложен шурф сечением 0,8х1,5 м, глубиной 3,5 м от планировочной отметки земли со стороны восточного фасада. С такой же целью в июле-сентябре 2009 года в северо-восточном углу (рядом с гульдастой), был заложен ещё один шурф сечением 0,8х1,5 м, также с глубиной 3,0 м от планировочной отметки со стороны восточного фасада.

Результаты выполненных инженерно-геологических исследований показали, что несущим слоем оснований служат насыпные супесчано- суг-

линистые грунты, которые характеризуются физико-механическими показателями, приведенными в табл. 1.

По данным [3], южная стена толщиной 1,20 м опирается на фундамент, возведенный из жженого кирпича, с глубиной заложения 0,6 м и шириной подошвы 1,8 м. Суммарная расчетная нагрузка от стены на уровне обреза фундамента, при основном сочетании, составила 205 кН/м. Среднее же напряжение по подошве фундамента составило 126,15 кПа.

Таблица 1

Нормативные значения физико-механических характеристик грунтов

№ п/п	Наименование показателей	Ед. изм.	Значения по данным исследований				
			1972 г	1985 г	2005 г. На глубине 2,25 м	2005 г. На глубине 3,5 м	2009 г
1	Удельный вес грунта (γ)	кН/м^3	16,3	18,9	18,7	17,0	18,2
2	Удельный вес частиц грунта (γs)	кН/м^3	26,3	26,8	26,7	26,8	26,75
3	Удельный вес сухого грунта (γd)	кН/м^3	14,9	15,8	16,5	15,0	16,2
4	Пористость (n)	%	42,3	41	41%	44,0	42,0
5	Коэффициент пористости (e)	б/р	0,75	0,696	0,58	0,79	0,67
6	Природная влажность (w)	%	-	19,5	10,67	10,7	11,0
7	Влажность на границе текучести (wL)	%	-	26,6	22,62	23,56	23,6
8	Влажность на границе раскатывания (wP)	%	-	20,30	16,31	17,59	16,9
9	Число пластичности (JP)	б/р	0,0744	0,063	0,063	0,0597	0,067
10	Показатель текучести (JL)	б/р	JL<0,25	<0	<0	<0	<0
11	Модуль деформации грунта: – при естественной влажности (E0) – в водонасыщенном состоянии (Esat)	МПа	10,0 -	- 10,0	27,2 21,3	50,8 30,7	4,08 3,16

Окончание табл.

№ п/п	Наименование показателей	Ед. изм.	Значения по данным исследований				
			1972 г	1985 г	2005 г. На глубине 2,25 м	2005 г. На глубине 3,5 м	2009 г
12	Угол внутреннего трения грунта: – при естественной влажности (ф) – в водоёнасыщенном состоянии (фsat)	Град.	26°30' 19°	32°06' 21°	26° 21°	92° 19°	26° 22°
13	Удельное сцепление грунта – при естественной влажности (с) – в водонасыщенном состоянии (csat)	кПа	14,0 -	5,0 -	18 9	24 14	34 14
14	Относительная просадочность грунта εsl при P=200 кПа P=300 кПа	б/р	- -	- 0,002	0,047 -	0,035 -	0,026 -

Согласно [8], расчетное сопротивление несущего слоя, вычисленное с использованием данных инженерно-геологических изысканий 1972 и 1985 гг., составило 132,4 кПа; а с использованием данных инженерно-геологических исследований 2005 и 2009 гг., составляет 137,34 кПа.

Южная стена толщиной 1,4 м. опирается на фундамент с глубиной заложения 0,6 м и шириной подошвы 2,0 м. Суммарная нагрузка на обрез фундамента составила 225,54 кН/м. При этом, среднее фактическое давление по подошве фундамента составляет 124,8 кПа. Расчетное сопротивление несущего слоя, при использовании данных инженерно-геологических изысканий 1972 года, составляет 146,2 кПа; 1985 года - 128,7 кПа; 2005 года -142,31 кПа; а 2009 года 140, 02 кПа.

В первом случае (южная стена толщиной 1,2 м), расчетное сопротивление грунта основании за период с 1972 по 1985 гг., практически не изменилось, а за период с 1985 по 2009 гг., – наблюдается незначительное

увеличение. Во втором случае (южная стена толщиной 1,4 м), в сечении рядом с гульдастой, расчетное сопротивление несущего слоя, за период с 1972 по 1985 гг., из-за ухудшения свойств грунтов оснований в результате переувлажнения, снизилось примерно на 12%. А потом, с течением времени, оно несколько увеличилось. В обоих случаях, эти обстоятельства возможно объясняются тем, что с течением времени, за счет консолидации, переувлажненные грунты до некоторой степени уплотнились. И с другой стороны, за период до 2009 года, сильных переувлажнений грунтов основания не наблюдалось.

Фундамент под гульдастой выполнен из жженого кирпича в виде кольца, с шириной подошвы 0,95 м и глубиной заложения 0,6 м. Нагрузка на уровне обреза фундамента составляет 1017 кН.

Среднее напряжение по подошве фундамента составило 178,3 кПа. Расчетное сопротивление несущего слоя при использовании данных инженерно-геологических изысканий 1972 года, составило 120,0 кПа; 1985 года – 113,5 кПа; а 2005 и 2009 годов – 156,25 кПа. То есть, здесь также (до 1985 года), наблюдается снижение расчетного сопротивления несущего слоя (примерно на 6% за 13 лет) в результате переувлажнения грунтов оснований. А затем, до 2009 года, расчетное сопротивление грунта основания гульдасты вроде бы несколько увеличилось. Если судить по равенству средних фактических напряжений и расчетных сопротивлений, то отмеченная в двух сечениях фундамента южной стены прочность оснований находится вроде бы на пределе (с минимальным запасом). Но, вычисленные по [2], уровни надёжности оснований фундаментов в отмеченных выше сечениях, соответственно, равны Н = 0,9312 (для стены с шириной сечения 1,2 м), Н = 0,9265 (для стены с шириной сечения 1,4 м) и Н = 0,9099 (для стены гульдасты) при нормативном уровне надёжности $Н_н$ = 0,995, являются недостаточными. С другой стороны, как можно видеть, интенсивность среднего давления фундаментов на грунты основания под стеной и под гульдастой значительно отличается (хотя они должны быть примерно одинаковыми). В связи с выше изложенным, возникновение сквозных трещин в стенах и недопустимые осадки фундаментов в зоне примыкания стен к гульдасте, можно считать прямым следствием отмеченных выше явлений.

Выполненные исследования позволили прийти к следующим выводам:

– даже деформации и несущие способности оснований эксплуатируемых зданий и сооружений находятся в допустимых пределах. Как показали расчеты, в некоторых случаях уровни надежности их оснований могут быть недостаточными;

– хотя деформации и несущие способности оснований эксплуатируемых зданий и сооружений удовлетворяют требованиям СНиП 2.02.01-98 «Основания зданий и сооружений», дополнительно необходимо оценка их уровня надежности;

– основания и фундаменты эксплуатируемых зданий и сооружений с недостаточным уровнем надежности должны усиливаться до достижения необходимой надежности.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Гендель Э.М.* Инженерные работы при реставрации памятников архитектуры. - М.: Стройиздат, 1980.

2. *Ермолаев Н.Н.*, *Михеев В.В.* Надёжность оснований сооружений. – Л.: Стройиздат, 1976.

3. Заключение об инженерно-геологических условиях территории медресе Кутлуг-Мурод Инак в г. Хиве Хорезмской области. «УзНИПИ реставрация», Ташкент 1985.

4. Инженерное заключение о состоянии юго-восточней части и предложения по конструктивному креплению и реставрации медресе Кутлуг-Мурод Инак. «УзНИПИ реставрация», Ташкент, 1972.

5. Инженерно-геологическое заключение о грунтах основания и фундаментах юго-восточной части медресе Кутлуг-Мурод Инак. «УзНИПИ реставрации», Ташкент 1972.

6. Отчет о научно-исследовательской работе «Разработка научных основ методов защиты памятников архитектуры Хорезма от физических и биологических воздействий» (промежуточный за 2004 г.). Н-8.24. Хива, 2004.

7. Пояснительная записка к архитектурно-археологическим обмерам по медресе «Кутлуг-Мурод Инак» в г. Хиве. «УзНИПИ реставрация», Ташкент, 1978.

8. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83). НИИОСП им. Герсеванова. М.: Стройиздат, 1986.

9. *Рашидов Т.Р.*, *Сирожиддинов З.С.* Проблемы обеспечения сохранности памятников архитектуры // Проблемы механики №1, Ташкент, 2002.

О.А. Маковецкий, С.С. Зуев

ИНЖЕНЕРНАЯ ЗАЩИТА ОСНОВАНИЯ КОМПЛЕКСА ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЙ В Г. ПЕРМИ

«Нью Граунд», Пермь

В административном отношении участок проектируемых работ расположен в кв. 48, ограниченного улицами Коммунистической, Попова, Осинской и Советской в Ленинском районе г. Перми.

В геоморфологическом отношении площадка расположена в пределах III левобережной террасы р. Камы, осложненной долиной р. Пермянки, на бровке и ее крутом склоне. Речка Пермянка – правый приток р. Данилихи и протекает параллельно р. Каме, вдоль улицы Коммунистической. В настоящее время русло р. Пермянки заключено в трубу и засыпано с поверхности.

Высотные отметки поверхности земли изменяются в пределах 111,5–125,0 м – понижение рельефа наблюдается в юго-восточном направлении в сторону речки Пермянки (система высот г. Перми).

В геологическом строении площадки принимают участие отложения пермской системы, перекрытые четвертичными аллювиальными, делювиальными, озерно-болотными и техногенными насыпными грунтами.

Сводный инженерно-геологический разрез (сверху вниз):

1. Насыпной грунт. Мощность слоя до 3,5 м.

2. Под насыпными грунтами в районе ул. Коммунистической под насыпными грунтами повсеместно развит торф черный и темнокоричневый, влажный, от средне разложившегося до сильно разложившегося, высокозольный и нормальной зольности. Залегает на глубине от 0,7 до 1,6 м. Мощность 0,8–1,5 м.

5. Песок гравелистый, желтовато-коричневый и серовато-коричневый, коричневый. Мощность 0,6–1,4 м.

6. Гравийный грунт с песчаным заполнителем от 25% до 50%. Заполнитель – песок мелкий и средней крупности коричневый, серовато-коричневый, влажный. Залегает слой на глубине 6,3–10,3 м. Мощность слоя 2,3–10,3м.

7. Суглинок темно-коричневый, полутвердый и тугопластичный, с гнездами песка, с редким гравием и слабой дресвой аргиллита. Залегает на глубине 7,8 м. Мощность слоя 2,4 м.

8. Песчаник темно-коричневый, серовато-коричневый, мелкозернистый, на глинистом цементе, сильновыветрелый, слабый, участками средней крепости, влажный, трещиноватый. Алевролит серый, сильновыветрелый, сильнотрещиноватый, с прослоями песчаника сильновыветрелого, сильнотрещиноватого.

9. Аргиллит шоколадно-коричневый, слабый, сильнотрещиноватый, сильновыветрелый, с прослоями песчаника серого, тонкозернистого мощностью до 2 см.

Залегают коренные породы на глубине 9,7–11,0 м (105,5 м).

Гидрогеологические условия площадки строительства характеризуются развитием грунтовых вод аллювиальных отложений (первый горизонт) и трещино – грунтовых вод верхнепермских пород (второй горизонт). Подземные воды гидравлически связаны между собой. Установившийся уровень грунтовых вод первого зафиксирован на отм. 109,4…121,2 м, на глубинах 1,5…3,5 м от поверхности (первый горизонт) и на отм. 107,5…108,72 (второй горизонт). Также в весеннее – осенний период на площадке возможно появление «верховодки».

При изысканиях в сентябре – ноябре 1987 года (арх. 2956) грунтовые воды были встречены на глубине 3,2 – 4,5 м (отм. 110,3–111,4 м).

При обследовании овощных ям глубиной 1,8–2,0 м, расположенных по ул. Жданова, 9 и Жданова, 19, было установлено, что в период снеготаяния в овощных ямах стоял столб воды высотой 0,2-0,3 м.

В районе ул. Коммунистической при производстве изысканий в ноябре 2006 года грунтовые воды были вскрыты на глубинах 3,0–3,2 м, установившийся уровень зафиксирован на этих же отметках (отм. 109,5–109,8 м).

По данным стационарных наблюдений, выполненных в 1938–39 гг. в долине р. Пермянки (арх. 17, 4221), амплитуда колебания подземных вод составляла 0,9–1,35 м с максимально высоким уровнем в мае и максимально низким в феврале.

По химическому составу воды гидрокарбонатно-сульфатно-кальциевые, с общей минерализацией 1,3 г/л. Грунтовые воды обладают средней углекислотной агрессивностью по отношению к бетону марки W_4

и не агрессивны к арматуре железобетонных конструкций при постоянном погружении.

Для обеспечения безопасного производства работ и эксплуатации здания требуется стабилизация потока грунтовых вод. Для решения этой задачи необходимо устройство вертикальной противофильтрационной завесы методом «стена в грунте». Для предотвращения притока и подпора грунтовых вод необходимо устройство горизонтальной противофильтрационной завесы толщиной 1,5…2,0 м на глубинах 6,0 …9,0 м. Горизонтальная противофильтрационная завеса примыкает к вертикальной конструкции, стык между вертикальной и горизонтальной противофильтрационными завесами инъектируется цементным раствором, для предотвращения фильтрации грунтовых вод.

Такая конструкция обеспечивает стабилизацию режима существующих подземных вод, фиксирует уровни их распространения и предотвращает их негативное воздействие. В этих условиях обеспечивается безопасность проведения строительно-монтажных работ, для существующей окружающей застройки снижается опасность развития дополнительных неравномерных деформаций, вызванных колебанием уровня подземных вод.

В целом выполнение комплекса таких инженерных мероприятий в составе работ по подготовке площадки повышает механическую безопасность и эксплуатационную надежность, как на период строительства, так и в период срока существования самого здания и окружающей его застройки квартала 48.

Конструктивная схема будущего высотного здания – полный каркас, в железобетонном монолитном исполнении. Предельные значения абсолютных осадок для таких сооружений – 8,0 см, относительной разности осадок – 0,002.

Для достижения таких значений неравномерности развития осадок по пятну застройки здания рекомендуется устройство сплошной фундаментной плиты, для перераспределения давлений на грунты основания. Ориентировочная величина действующих давлений под плитой 250…300 КПа.

Наиболее значительная часть деформаций уплотнения (осадок) развивается в зоне непосредственно под фундаментной плитой, на глубинах 4…6 м. Исходя из этого, предлагается улучшение физико-механических характеристик грунта по методу устройства геомассива с устройством в основании плиты грунтоцементных элементов. При устройстве грунтоцементных элементов диаметром 1,1…1,3 м с шагом

осей 1,4…1,6 м деформативные характеристики такого геомассива становятся значительно более высокими и достигают значений: модуль общих деформаций E=35,0…40,0 МПа, по сравнению с природными значениями 15,0…20,0 МПа, расчетное сопротивление R = 350…400 КПа.

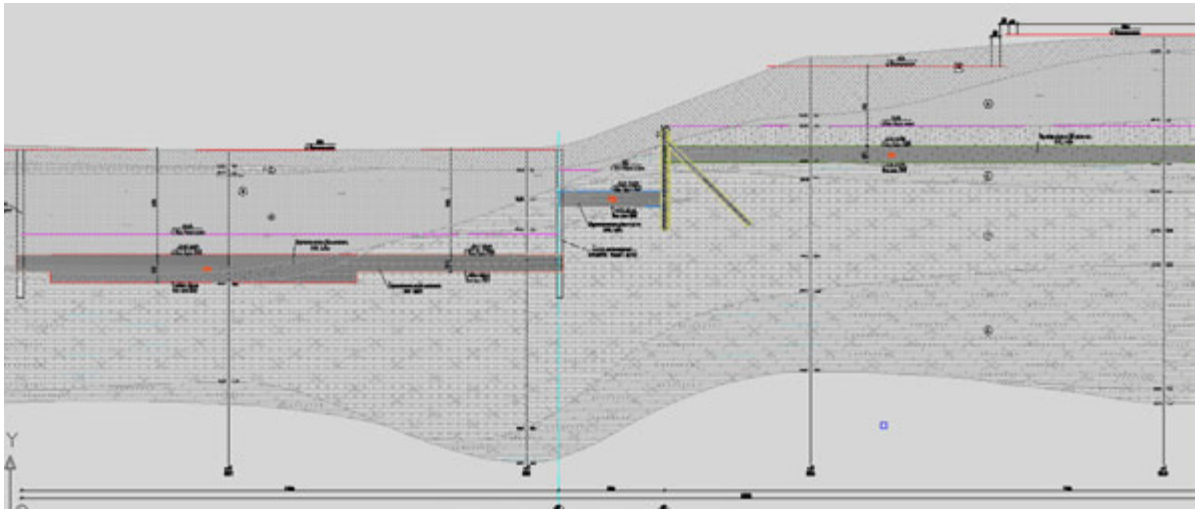


Рис. 1. Расположение противофильтрационных завес

В данном случае, грунтоцементные элементы работают в едином массиве с окружающим грунтом под всей поверхностью плиты (геомассив) и не рассматриваются как свайный элемент, передающий острием нагрузку на нижележащие слои.

Технология производства работ по струйной цементации грунта позволяет контролировать зоны уплотнения основания, и модифицировать его свойства на оптимальную глубину.

В связи с тем что, значительная часть развития осадок в водонасыщенных грунтах происходит со скоростью фильтрации поровой воды, и захватывает верхнюю часть зоны уплотнения (зону активной фильтрации), устройство геомассива до глубин 4,8…5,0 м от подошвы фундаментной плиты предполагается наиболее целесообразным.

Опыт использования этой технологии показывает, что при этом распределение напряжений в массиве грунта происходит более равномерно, по сравнению с применением точечных забивных свай.

Применение данного варианта устройства основания здания позволит достичь развития равномерных осадок и, как следствие, более благоприятной работы всех несущих конструкций здания, что в целом обеспечивает надежность и механическую безопасность.

Рис. 2. Производство работ по устройству
инженерной подготовки основания

О.А. Маковецкий, Г.Г. Кашеварова, М.П. Сон, А.Н. Зобачева, И.А. Лещев

СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ И ОЦЕНКА МЕХАНИЧЕСКОЙ БЕЗОПАСНОСТИ КОМПЛЕКСА ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЙ В Г. ПЕРМИ

Пермский государственный технический университет

В настоящее время при разработке проектов строительных объектов с применением ЭВМ экспертиза требует представлять результаты расчетов, выполненные не менее чем в двух сертифицированных программных комплексах.

Современные программы, наиболее активно используемые российскими проектировщиками, базируются на численном методе конечных элементов. А, как известно, численная реализация всегда связана с погрешностями расчета, которые требуют дополнительного анализа.

Сертификация программных продуктов служит для подтверждения соответствия требованиям действующих норм. Выдаваемый сертификат соответствия (а не сертификат качества) подтверждает соответствие некоему пункту СНиП. Однако, ядро любого расчетного программного ком-

плекса ориентировано на определение параметров напряженно-деформированного состояния конструкций, а эта функция принципиально не нормируема.

Поэтому в настоящее время производится специальная экспертиза - верификация программных систем по оценке возможностей программ решать те или иные задачи строительства, которую проводит Научный Совет РААСН «Программные средства в строительстве и архитектуре». На сегодняшний день верификацию прошли две программы: MicroFe и ANSYS.

Современные промышленные программы, наиболее часто используемые российскими проектировщиками строительного профиля: Лира-Windows и SCAD. Но эти программы имеют много общего, и практически не являются альтернативой друг другу.

Для выполнения расчетов здания Бизнес-центра нами были выбраны 3 программных комплекса: 1. SCAD (SCAD Group, Украина, Киев), 2. ANSYS (компания ANSYS, Inc, США), 3. MicroFe (mb AEC Software GmbH (Германия, г. Кайзерслаутерн) и ООО Техсофт (Россия, Москва)).

Все эти программные комплексы основаны на методе конечных элементов. Но они содержат разные библиотеки конечных элементов, позволяющие по-разному моделировать исследуемые объекты, в них заложены разные вариационные принципы, реализованы разные численные методы решения систем линейных алгебраических уравнений и разные алгоритмы численной реализации нелинейных задач.

На первом этапе был выполнен линейный проектировочный расчет, для оценки адекватности используемых расчетных моделей и сравнения результатов в разных программных комплексах.

Расчеты во всех программных комплексах выполнялись на действие следующих нагрузок и сочетаний нагрузок: Собственный вес + полезная нагрузка (400 кг/м^2); Ветровая нагрузка с одной стороны и Ветровая нагрузка с другой стороны.

При выполнении предварительных расчетов основная задача – проверка несущей способности основных конструктивных элементов: колонн и плит перекрытий.

1. Вычислительный комплекс SCAD

В основу используемых алгоритмов программы SCAD положен вариационный метод Лагранжа в форме метода перемещений. Неизвестными являются смещения и повороты узлов конечных элементов.

Все элементы, представленные в библиотеке SCAD, либо являются совместными, либо для них используя специальные приемы (например, абсолютно жесткие вставки и др.), можно обеспечить выполнение дополнительных условий компенсации совместности.

Создавалась расчетная модель 1-го (наиболее нагруженного) этажа с использованием стержневых (колонны) и пластинчатых (плиты перекрытий) элементов. При этом при расчете на вертикальные нагрузки учитывалось свойство симметрии конструкции, рассматривалась половина этажа, и граничными условиями обеспечивался учет отброшенной части. При расчете на ветровую нагрузку здание моделировалось полностью.

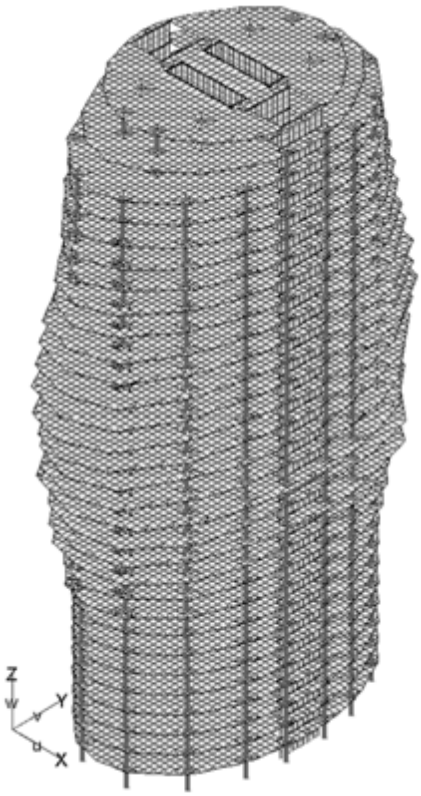


Рис. 1

2. Вычислительный комплекс ANSIS

ANSYS является *универсальным* и одним из самых мощных современных вычислительных программных комплексов. Его можно использовать при решении широкого круга технических задач: прочности, механики, теплофизики, гидромеханики, аэродинамики и др. ANSYS является средством, с помощью которого можно создавать компьютерные модели большой размерности и исследовать отклики на воздействия различной физической природы.

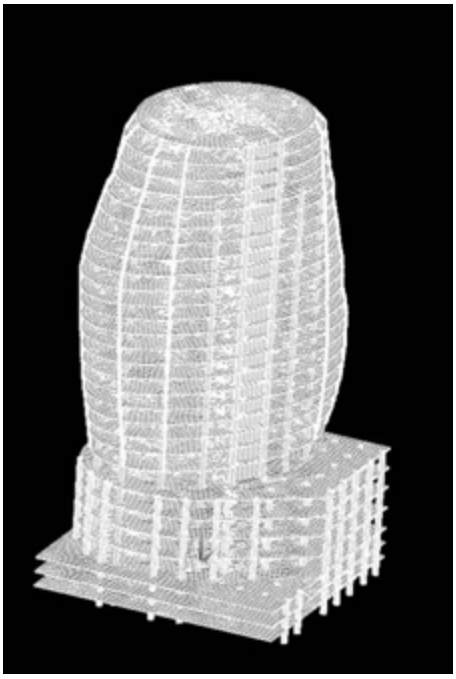


Рис. 2

Отличительной особенностью и существенным достоинством ANSYS является то, что он имеет встроенный язык параметрического проектирования (APDL), который расширяет возможности программы за пределы традиционного конечно-элементного анализа. Он позволяет управлять вводом исходных данных, вносимыми изменениями и такими основными объектами анализа, как перемещения, свойства материала, нагрузки, положение связей-ограничений и размеры конечно-элементной сетки, т.е. дает возможность автоматизировать процесс за счет “интеллектуального” анализа, когда решение может приниматься на основе установленных соотношений, значений переменных и критериев.

В ANSYS содержится огромная библиотека конечных элементов для решения практически любых краевых задач, описываемых дифференциальными уравнениями, статических и динамических, линейных и нелинейных.

В основе используемых алгоритмов программы ANSYS при решении краевых задач с линейными определяющими соотношениями лежит метод конечных элементов (МКЭ) в вариационной постановке метода Ритца. В качестве основных неизвестных приняты перемещения узлов конечных элементов.

Основное преимущество данного ПК – в использовании быстродействующих методов и алгоритмов решения разрешающих систем линейных алгебраических уравнений.

При выполнении расчетов Бизнес-центра в данной программе, расчетные модели создавались двумя способами:

1. С использованием балочных (для *колонн* – квадратичные 3-х узловые элементы BEAM189) и оболочечных (для *плит перекрытий* – линейные 4-х узловые элементы SHELL63) элементов:

2. С использованием пространственных 8-узловых Лагранжевых элементов Solid45.

Кроме того, в ПК ANSYS был выполнен модальный анализ - решение задачи о свободных колебаниях дискретной системы для оценки конструктивного решения здания с целью исключения возбуждения конструкций и узлов на одной из собственных частот в условиях эксплуатации.

3. Программный комплекс MicroFe

В отличие от предыдущих программных комплексов в *MicroFe* используются другие типы конечных элементов – *гибридные элементы*, построенные на смешанном *функционале Миндлина- Рейснера*, где в качестве неизвестных варьируются неизвестные в узлах и напряжения на границах конечных элементов. В результате – в равной мере хорошо аппроксимируются усилия или напряжения и деформации.

При решении систем линейных алгебраических уравнений используются современные высокоэффективные решатели, работающие в параллельном режиме.

При расчете Бизнес-центра расчетные модели одного этажа и здания в целом создавались с использованием различных гипотез совместной работы плиты перекрытия с колоннами:

– без учета совместной работы колонн и плиты перекрытия;

– с использованием кинематической гипотезы (область следа колонны на плите заменялась абсолютно жестким телом);

– с использованием статической гипотезы учета совместной работы колонны и перекрытия (жесткость колонны размазывалась по области следа колонны на плите).

Расчеты выполнялись с использованием балочных и плитных конечных элементов на различных конечно-элементных сетках.

Расчет здания на прогрессирующее разрушение.

При проектировании здания или сооружения повышенного уровня ответственности должна быть учтена также аварийная расчетная ситуация, имеющая малую вероятность возникновения и небольшую продолжи-

тельность, но являющаяся важной с точки зрения последствий достижения предельных состояний, которые могут возникнуть при этой ситуации (в том числе предельных состояний при ситуации, возникающей в связи со взрывом, столкновением, с аварией, пожаром, а также непосредственно после отказа одной из несущих строительных конструкций

Расчет здания в случае локального разрушения несущих конструкций производится только по предельным состояниям первой группы. Развитие неупругих деформаций, перемещения конструкций и раскрытие в них трещин в рассматриваемой чрезвычайной ситуации не ограничиваются. В качестве локального (гипотетического) разрушения рассмотрено разрушение (удаление) отдельно стоящей колонны –3 этажа.

Расчетные прочностные и деформационные характеристики принимаются равными их нормативным значениям. Постоянная и длительная временная нагрузки принимаются согласно действующим нормативным документам с коэффициентами сочетания нагрузок и коэффициентами надежности по нагрузкам, равными единице. При локальном разрушении рассмотрены следующие механизмы прогрессирующего обрушения:

– первый механизм прогрессирующего обрушения характеризуется одновременным поступательным смещением вниз всех вертикальных конструкций (или отдельных их частей), расположенных над локальным разрушением;

– механизм прогрессирующего обрушения второго типа характеризуется одновременным поворотом каждой конструктивной части здания, расположенной над локальным разрушением, вокруг своего центра вращения. Такое смещение требует разрушения имеющихся связей этих конструкций с неповрежденными элементами здания; разрушения связей сдвига вертикальных элементов с перекрытием;

– третий механизм обрушения - это условие необрушения только участка перекрытия, расположенного непосредственно над выбитой вертикальной конструкцией и первоначально на нее опертого;

– четвертый механизм предусматривает перемещения конструкций лишь одного этажа, расположенного непосредственно над выбитым вертикальным элементом. В этом случае происходит отрыв вертикальных конструкций от перекрытия, расположенного над ними.

По результатам расчета на прогрессирующее обрушение видно, что механизм прогрессирующего обрушения относится к первому типу, т.к.

происходит поступательное смещение вниз всех вертикальных конструкций, расположенных над локальным разрушением. Очевидно, что второй, третий и четвертый механизмы разрушения в данном случае не реализуется, т.к. стыковка арматуры колонн и стен осуществляется внахлестку(с длиной анкеровки 40d), соответственно, за счет нагельного эффекта арматуры исключено смещение колонны одного этажа относительно колонны другого, а также исключен отрыв вертикальных конструкций от перекрытий. Сохранение здания в данном случае возможно, благодаря стилобатной части (-3–6 этажи), т.е. этажи 7–23 опираются на нижерасположенные этажи, в которых происходит перераспределение нагрузки на опоры, расположенные рядом с удаленной колонной. Усилия в колоннах -3 этажа не превышают их несущей способности.

Результаты выполненных расчетов использованы для реального проектирования комплекса высотных зданий и разработки проекта инженерной подготовки основания.

Р.А. Мангушев, Р.А. Усманов, Н.В. Ошурков, А.В. Игошин

ОПЫТ ОСВОЕНИЯ ТЕРРИТОРИЙ В УСЛОВИЯХ СЛОЖНОГО РЕЛЬЕФА И ВЫСОКОЙ СЕЙСМИЧЕСКОЙ АКТИВНОСТИ УЧАСТКОВ СТРОИТЕЛЬСТВА

Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет

Рассмотрены вопросы расчета устойчивости склонов, опыт применения инженерных методов их защиты при проектировании различных зданий и сооружений на территориях, представленных сложным рельефом и высокой сейсмической активностью участков строительства.

Вопросы освоения и обеспечения надежной эксплуатации зданий и сооружений на территориях, представленных сложным рельефом (склонами крутизной более 10°) и высокой сейсмической активностью участков строительства представляют сложную проблему, мало изучены и требуют разработки эффективных мероприятий по инженерной их защите, современных методов расчета и проектирования.

В статье рассмотрен опыт освоения и проектирования зданий и сооружений на территории, расположенной в горных районах Адлеровского района г. Сочи, характеризующейся сложным рельефом (склонами крутизной α > 11°) и сейсмичностью 9 баллов (планировочная схема приведена

на рис. 1). Основные физико-механические характеристики грунтов участка строительства обобщены в табл. 1.

Таблица 1

№ ИГЭ	Наименование грунтов	Плотн. грунта ρ, т/м^3	Коэфф. порист. е	Угол вн. трен. ф, град.	Сцеп-ление С, кПа	Мод. деформ. Е, МПа	Коэфф. фильтр. k_f, м/сут
2	Глина полутвердая	18,4	0,859	14	38	14	0,01
3	Суглинки твердые	18,4	0,722	19	19	24	0,05
4	Сугл. щебен. тверд.	19,1	0,956	18	15	30	0,001
5	Сланец глинистый	19,2	0,618	18	13	27	0,001

Для разработки рекомендаций и предложений по инженерной защите территории, а также по устройству фундаментов проектируемых зданий, были определены и рассмотрены следующие наиболее опасные профили склонов: разрез 1–1, охватывает участок между корпусами №1и №2 (рис. 2); разрез 2–2, охватывает участок между корпусами №3 и №2 (рис. 2).

Для выбранных профилей были проведены комплексные расчеты по определению общей устойчивости склонов в условиях природного сложения и с учетом планировочного решения территории, с использованием аналитических и численных методов. В качестве аналитического метода была выбрана расчетная схема №2 в соответствии с рекомендациями [1]. Для учета сейсмических сил нормы [2] рекомендуют увеличить угол наклона склона на 7°. По [1] равнодействующая сила веса грунта и подземных конструкций G_i^1 (с учетом нагрузки на поверхности) и горизонтальной силы сейсмического воздействия в *i*-ом элементе определяется по формуле $G_i^1=G_i \sqrt{1+k_{hf}}$ (k_{hf} - коэффициент, учитывающий сейсмическое воздействие на сдвигающий отсек).

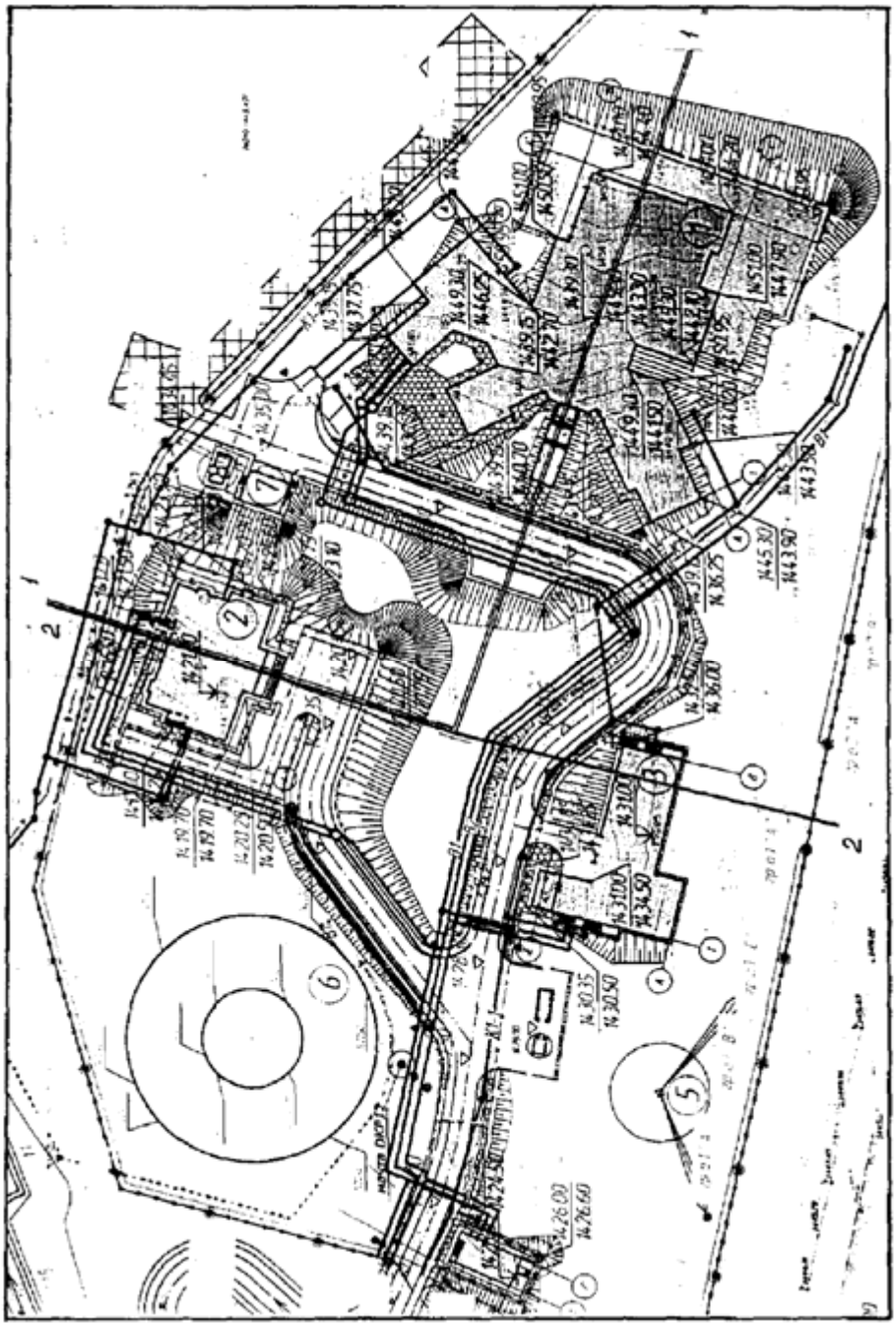
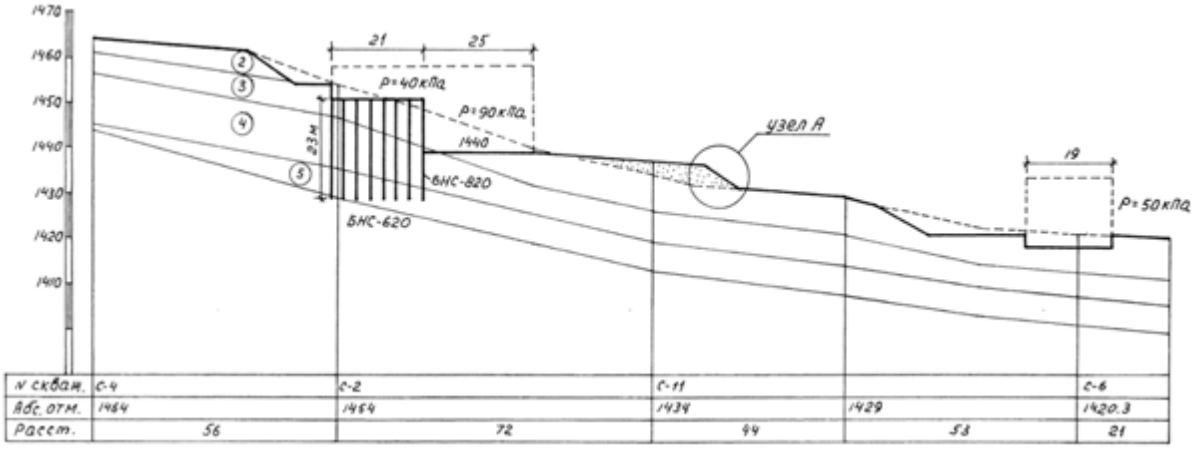
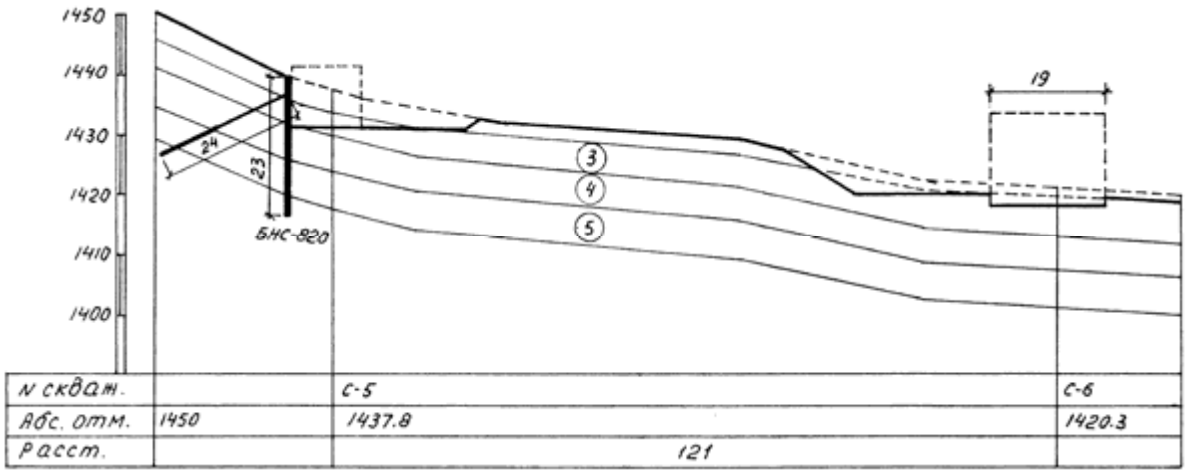


Рис. 1. Схема планировочного решения территории комплекса

Следует отметить, что применяемые в практике геотехнических расчетов аналитические методы прогноза устойчивости склонов и откосов, в т.ч. с учетом сейсмического воздействия, несмотря на их достаточную трудоемкость, не позволяют провести более глубокий анализ напряженно-деформированного состояния массива грунта и учитывать влияния параметров удерживающих конструкций (формы и жесткости) на особенности их работы. В этом направлении более эффективным является использование численных методов расчета.



а)



б)

Рис. 2. Расчетные профили склонов:
а – разрез 1–1, *б* –разрез 2–2

Расчеты с использованием численных методов были выполнены по программе *Plaxis 2D* (плоская задача), с использованием упруго-пластической модели Кулона-Мора, в которой учет сейсмического воздействия интенсивностью 9 баллов был произведен в соответствии с [1], путем кратковременного увеличения угла наклона склона на величину $в$ = arctg k_{hf} = arctg 0,15 ≈ 9°.

В целом, результатами вычислений было установлено, что устойчивость природных склонов обеспечивается при всех режимах загружения (коэффициенты устойчивости k_{st} = 1,6…1,8). Однако, освоение участков склонов под застройку корпусов №1 и №2 связано с подрезкой значитель-

ной толщи природного грунта и, следовательно, обеспечением устойчивости вертикальных откосов в основании проектируемых зданий, что требует использования соответствующих методов устройства фундаментов и мероприятий по инженерной их защите.

Корпус №1 представляет собой 4-этажное здание со сложной формой в плане, высотой этажей 2,7–6,7 м и запроектирован в двух уровнях, с разностью отметок между верхним и нижним уровнями более 11,0 м. При этом, на верхнем уровне здания предусмотрено строительство бассейна глубиной около 2,0 м, который можно отнести к объектам с влажным режимом эксплуатации и циклическими нагрузками. С учетом этого были рассмотрены два метода инженерной защиты осваиваемых участков:

1) Устройство плитно-свайного фундамента на верхнем уровне здания. При этом под пятном застройки здания устраиваются буронабивные сваи диаметром d = 620 мм и длиной L = 23 м (ниже возможной расчетной поверхности скольжения массива грунта), располагаемые по сетке 3,0х3,0 м. На границе вертикального откоса устраивается конструкция удерживающей (подпорной) стены из одного ряда буронабивных свай диаметром d = 820 мм и длиной L = 23 м, располагаемые через каждые 1,0 м. Для обеспечения пространственной жесткости плитно-свайного фундамента головы всех свай, в т.ч. свай удерживающей стены, охватываются единой монолитной железобетонной плитой толщиной 0,5 м.

2) Устройство только конструкции свайной удерживающей стены по аналогии с первым методом и в этом случае, головы свай охватываются монолитной обвязочной балкой размером bxh = 1,0х1,2 м. Кроме того, для усиления и повышения устойчивости удерживающей стены предусматривается устройство двух рядов грунтовых анкеров из буроинъекционных свай длиной 24 м с шагом 2,0 м (верхний ряд) и 18 м с шагом 2,0 м (нижний ряд). Учитывая наличие бассейна с циклическим характером передачи нагрузок на основание, предпочтение следует отдать плитно-свайному варианту. Для освоения участка строительства корпуса №2 также был принят второй вариант инженерной защиты.

В обоих вариантах, после устройства удерживающих свайных стен с подрезкой грунта до проектной отметки, для ограждения конструкции удерживающих стен следует предусмотреть устройство дренажа и монолитной ж/б прижимной стенки толщиной δ = 0,2 м с установкой дренажных отверстий в середине и нижней их части.

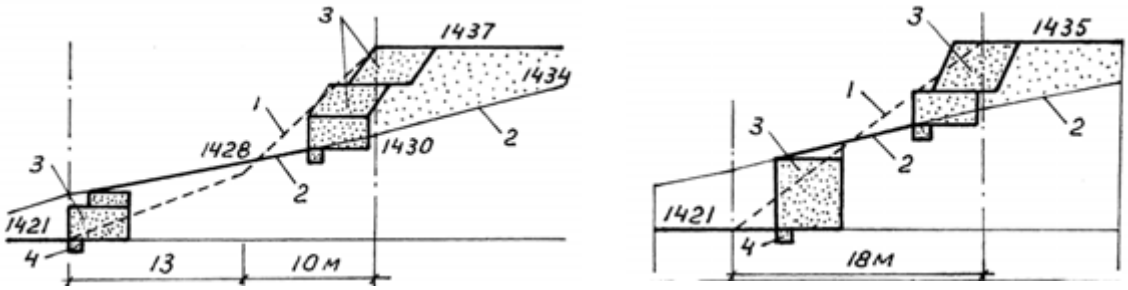
Для предложенных решений, также были проведены соответствующие проверочные расчеты с применением аналитического метода и программы *Plaxis 2D* (плоская задача), в т.ч. с учетом сейсмического воздействия интенсивностью 9 балл. Результаты вычислений показали на возможность применения принятых решений.

Кафедрой Геотехники СПбГАСУ используется программный комплекс *Plaxis 2D* (модуль динамик), позволяющий проводить различные геотехнические расчеты оснований с учетом динамических и сейсмических нагрузок [4]. Использование этой программы предусматривает применения в расчетах акселерограммы реальных землетрясений. Из-за его отсутствия, для проведения предварительных расчетов по этой программе, были использованы данные для землетрясения интенсивностью 9 баллов (коэффициенты Рэлея приняты: α = 0,1, β = 0; частота 2 герц; горизонтальные перемещения – 10 мм). Результаты расчетов показали, что устойчивость всего склона и его локальных участков обеспечивается. Опыт применения показал, что использование этой программы позволяет получить более полную картину напряженно-деформированного состояния массива склона, эффективно и обоснованно принимать необходимые решения.

Схема планировочного решения территории комплекса показывает, что освоение некоторых участков связано с устройством насыпей сложной конфигурации, высотой более 3,0 м и с различной крутизной откосов. Кроме того, также наблюдается очень близкое расположение границ раздела грунтовых насыпей и откосов выемок. В указанных условиях, возведение насыпей и качественное уплотнение грунтов в их теле, а также обеспечение мероприятий по организованному отводу поверхностных вод за пределы площадки строительства представляют весьма сложную задачу.

В практике строительства, при возведении подпорных стен, берегов водоемов и рек, насыпей автодорог, дамб и т.п. широко применяются специальные конструкции габионов (например системы Террамеш, MACCAFERRI и др.). Обладая высокими прочностными характеристиками и достаточной гибкостью, что весьма важно для сейсмически активных районов, использование габионов и армогрунтовых насыпей позволит значительно снизить стоимость и трудоемкость работ. Использование габионов в сложных условиях территории комплекса является целесообразным и эффективным. На рис. 3 и 4 приведены примеры использования габионов и армогрунтовых массивов для инженерной защиты сложных участков территории комплекса, т.е. на участке слияния насыпи и откоса выемки.

На рис. 4 приведен пример устройства удерживающей стены из габионов и армогрунтов как инженерного метода защиты участка насыпи высотой около 5,0 м, а на рис. 5 – пример усиления откоса выемки высотой более 7 м. Аналогичным образом можно решать вопросы инженерной защиты насыпей автодорог. Несомненно, устройство указанных конструкций удерживающих стен в теле насыпи или откоса выемки позволит значительно уменьшить их размеры и является эффективным методом инженерной их защиты.



а) *б)*

Рис. 3. Предлагаемые конструкции удерживающих стен на участках сопряжения (слияния) грунтовых насыпей с откосами выемок:
а – участок между объектами 2 и 7; *б* – участок между объектами 1 и 2
(1 – проектируемый профиль откоса; 2 – природный рельеф поверхности грунта; 3 – габионы и армированный грунт насыпи; 4 – габионы;
1437…1421 – абсолютная отметка поверхности)

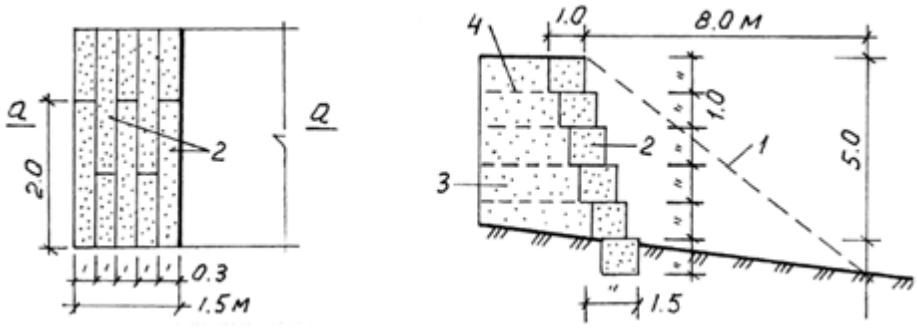


Рис. 4. Предлагаемая конструкция удерживающей стенки для усиления инасыпи разрез 1-1, узел А:
1 – проектируемый профиль откоса; 2 – габионы;
3 – армированный грунт насыпи; 4 – геосинтетическая решетка

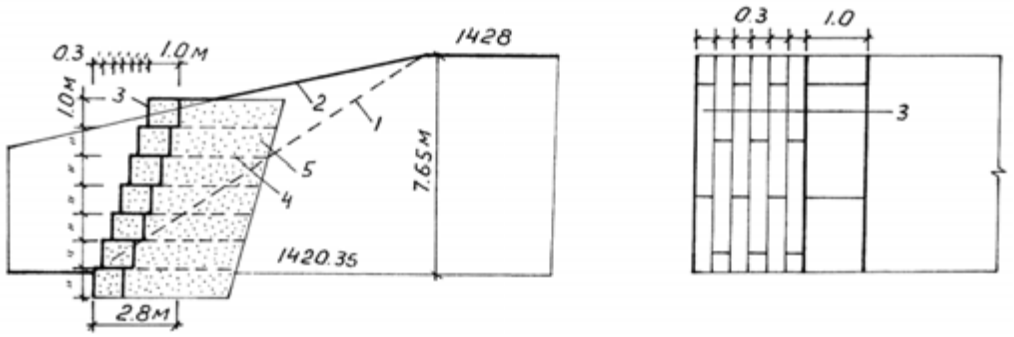


Рис. 5. Предлагаемая конструкция удерживающей стенки для усиления откоса выемки (разрез 2-2, узел Б): 1 – проектируемый профиль насыпи; 2 – природный профиль поверхности грунта; 3-габионы; 4 – геосинтетические решетки; 5 – армированный грунт насыпи

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Основания, фундаменты и подземные сооружения. Справочник проектировщика. М.: Стройиздат, 1985.

2. СНиП II-7-81. Строительство в сейсмических районах. М.: Стройиздат, 1982.

3. ТСН Краснодарского края 22-302-2000. Строительство в сейсмических районах Краснодарского края. Краснодар, 2000.

4. Plaxis 2D. Руководство по Динамическому модулю. Версия 9.0.

С.И. Маций, Р.В. Подтелков, Д.А. Бусыгин

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ПРОТИВООПОЛЗНЕВЫХ СООРУЖЕНИЙ В СТЕСНЕННЫХ ГОРОДСКИХ УСЛОВИЯХ Г. СОЧИ

Кубанский государственный аграрный университет

Представлена технология строительства противооползневого сооружения в стесненных условиях для строительства олимпийского объекта «Транспортная развязка в двух уровнях на пересечении улиц Виноградной и Донской в г. Сочи». Технология подразумевает использование вспомогательных сооружений для обеспечения возможности устройства основных. Вспомогательные сооружения включаются в работу в том числе и на период эксплуатации, как неотъемлемая часть основного сооружения.

Введение

В современных условиях плотной городской застройки существует непростая задача обеспечения возможности безопасного строительства новых зданий и сооружений вблизи существующих строений. Одной из проблем является развитие транспортной инфраструктуры в городах с резко возрас-

тающим транспортным потоком. В связи с развитием курорта и подготовкой к Олимпиаде 2014 в г. Сочи остро стоит вопрос строительства новых автомобильных дорог и многоуровневых транспортных развязок. Решение подобных задач зачастую связано с многими проблемам: близкое расположение жилых и общественных зданий к проезжей части, сложные инженерно-геологические условия горной местности, оползни, сейсмичность и т.д.

Описание ситуации

На пересечении улиц Донской и Виноградной в г. Сочи предполагается строительство транспортной развязки в двух уровнях. Один из съездов проектируемой дороги представляет собой уширение (в насыпи) существующей ул. Виноградной, и расположен в верховой части оползнеопасного склона (рис. 1). Таким образом, нагрузка на склон существенно возрастает за счет веса насыпи и дополнительной транспортной нагрузки. С низовой стороны склона находится пятиэтажный жилой дом, для защиты которого от оползня устроена подпорная стена. По результатам обследования существующая подпорная стена гравитационного типа выполнена из отдельных бетонных элементов на цементно-песчаном растворе. Существенных дефектов при обследовании не выявлено.

Рис. 1. Общий вид участка вдоль ул. Виноградной.
Ось съезда проходит примерно по середине склона

Для защиты насыпи автодороги и расположенного ниже по склону жилого дома проектом было предусмотрено строительство подпорной стены на свайном основании из двух рядов буронабивных свай. Однако строительство свайного сооружения на склоне, ограниченном с одной стороны существующей дорогой, а с другой – жилым домом возможно только при проведении дополнительных мероприятий. Для устройства рабочей площадки требуется или подрезать существующую дорогу, или выполнить высокую насыпь, или выполнить площадку в полунасыпи-полувыемке. Подрезка склона неизбежно приведет к обрушению дороги, а большой вес насыпи и буровой техники может привести к обрушению существующей стены на жилой дом.

Для решения этой геотехнической задачи было рассмотрены различные варианты мероприятий. На основании технико-экономического сравнения вариантов была разработана дополнительная удерживающая конструкция, состоящая из железобетонной стены, усиленной тремя ярусами анкерных свай типа *Titan* (рис. 2). Два яруса анкерных свай наклонены к горизонту под углом 30° и работают преимущественно на растяжение, третий ярус необходим для обеспечения жесткости конструкции, расположен вертикально и работает на сжатие.

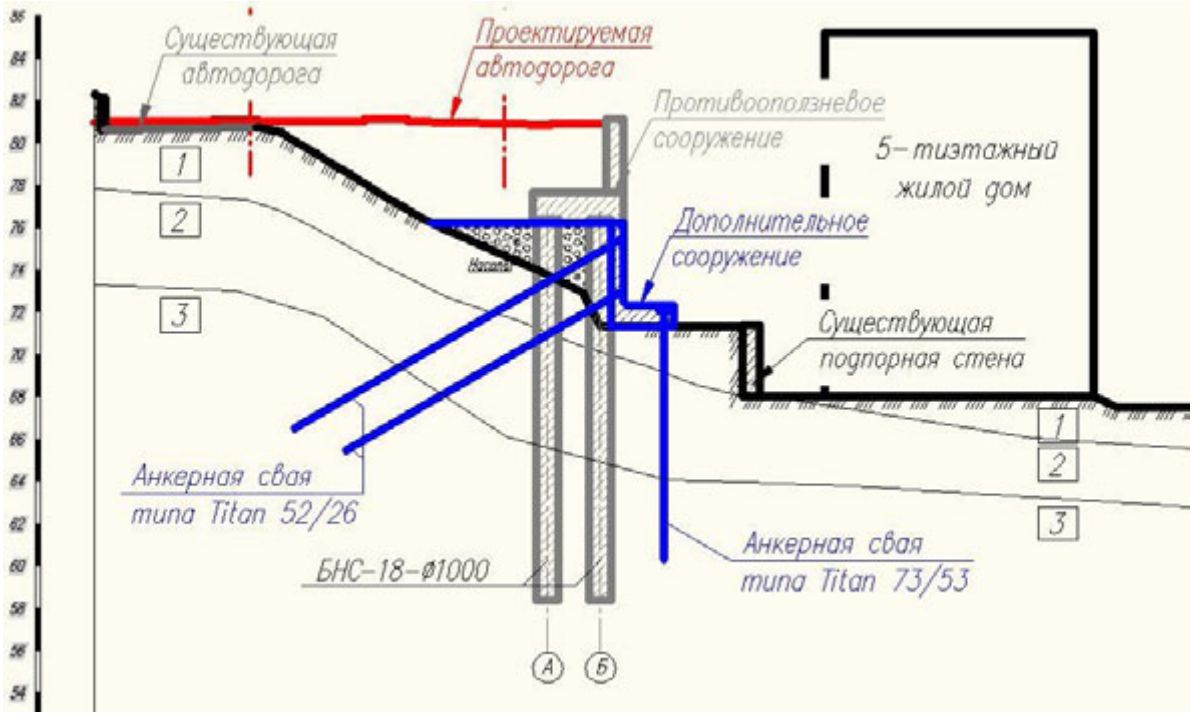


Рис. 2. Проектное решение противооползневого сооружения для защиты автодороги и жилого дома

Такая конструкция позволяет обойтись без подрезки склона, а также воспринимает нагрузку, создаваемую буровой техникой при строительстве основных свайных сооружений. Преимуществами конструкции являются:

1. Для ее устройства требуется легкая анкерная техника, не создающая дополнительной пригрузки склона. Для выполнения работ требуется совсем небольшая рабочая площадка, а в случае наличия соответствующего оборудования – можно обойтись вообще без рабочей площадки и проводить работы прямо на склоне.

2. Способность воспринимать нагрузки от тяжелой строительной техники в строительный период.

3. После выполнения СМР по устройству основного сооружения включается в его работу в качестве дополнительного крепления в уровне верха свай, и облицовочной панели.

Результаты расчетов

В целях оценки воздействия дополнительных нагрузок на существующие сооружения и проверки принятых технических решений проведена серия расчетов в программе *Plaxis* (реализующей *МКЭ*). Расчетные физико-механические характеристики грунтов приняты по результатам инженерно-геологических изысканий.

Описание грунтов (в соответствии с рис. 2):

ИГЭ-1 – насыпной разнородный неслежавшийся грунт: асфальт, бутобетон, щебенистый грунт с песчано-глинистым заполнителем до 30%;

ИГЭ-2 – глина легкая песчанистая твердая сильнонабухающая, с примесью органических веществ с включением дресвы и щебня выветрелого аргиллита и песчаника до 25%;

ИГЭ-3 – аргиллит плотный низкой прочности размягчаемый с маломощными прослоями песчаника.

Результаты расчетов (рис. 3, 4) подтвердили предварительные выводы о том, что без дополнительного укрепления склона, строительно-монтажные работы по устройству основного свайного сооружения приведут к обрушению существующей стенки (деформации составляют 97 см), и, вероятно, к серьезным деформациям жилого дома. В свою очередь, при использовании дополнительного сооружения, деформации существующей подпорной стены практически отсутствуют, и согласно расчетам составляют 10 мм.

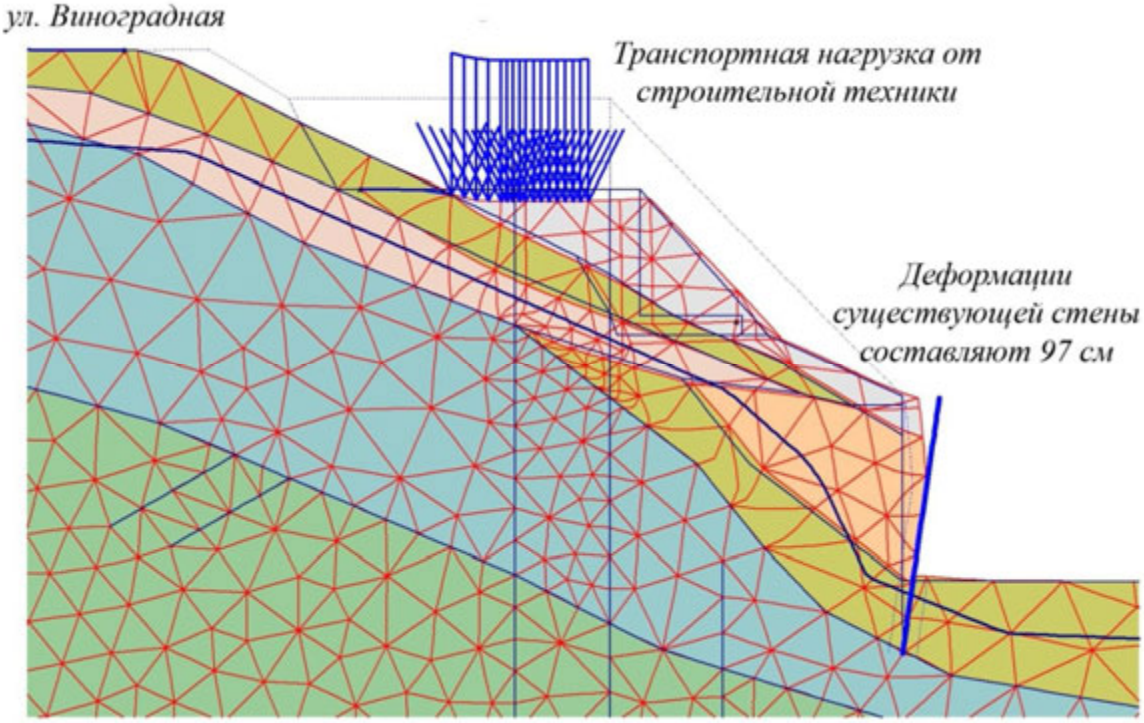


Рис. 3. Деформированная сетка расчетной схемы *МКЭ* без укрепления склона (период строительства основного сооружения)

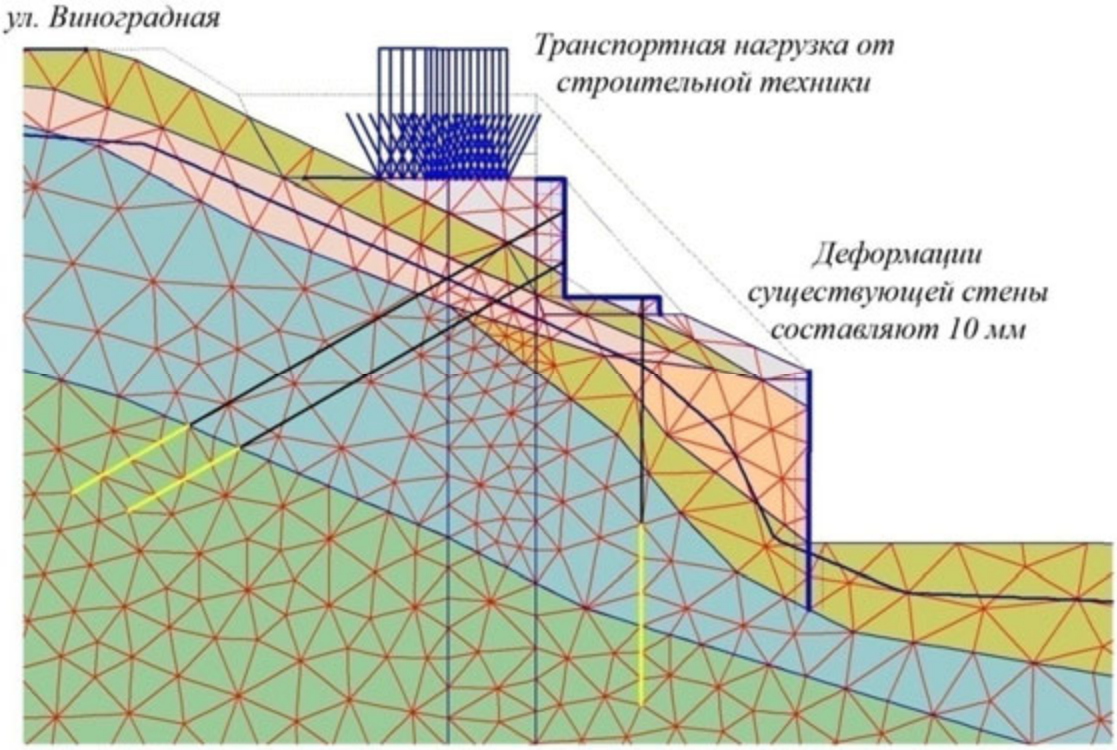


Рис. 4. Деформированная сетка расчетной схемы *МКЭ* с применением дополнительного сооружения (период строительства основного сооружения)

Примененная дополнительная конструкция является не только временной, а также остается на весь период эксплуатации автодороги, выполняя функции облицовочной панели свайного сооружения. Кроме того, применение анкерных свай позволяет изменить расчетную схему сооружения с консольной на балочную, уменьшая тем самым нагрузки на буронабивные сваи. Это позволяет увеличить их шаг, то есть уменьшить количество буронабивных свай, и сократить стоимость противооползневых мероприятий.

Стоит отметить, что в геотехнической практике вертикальные анкерные сваи используются редко. Хотя, в некоторых случаях (учитывая подготовительные работы) ими можно успешно заменять дорогостоящие массивные свайные фундаменты, тем самым уменьшая стоимость и время строительства, упрощая технологию производства работ. В стесненных условиях применение таких решений является наиболее рациональным.

В целях наблюдения за развитием деформаций окружающих зданий и сооружений (и сопоставления с расчетными данными) предусмотрено проведение мониторинга. Его программа включает в себя геодезический контроль за существующими и строящимися сооружениями, установку датчиков давлений и перемещений на опытных сваях, установку инклинометров, измерение уровня грунтовых вод и т.д. Мониторинг осуществляется как в процессе строительства, так и в эксплуатационный период в режиме он-лайн. Мониторинг позволяет отслеживать фактические напряжения и деформации в конструкциях и теле оползня, своевременно вносить корректировки в проектные решения, как в процессе строительства, так и во время эксплуатации сооружений.

Выводы

1. Предложена технология устройства противооползневого сооружения в стесненных условиях жилой застройки г. Сочи при строительстве транспортной развязки. Технология включает в себя использование дополнительного сооружения, которое обеспечивает безопасное строительство основного сооружения, и затем включается в работу последнего на весь период эксплуатации.

2. Расчетами в программе *Plaxis* подтверждена эффективность предлагаемых конструкций. Применение дополнительного сооружения позволяет снизить почти до нуля деформации склона в период строительства: деформации существующей подпорной стены составляют 10 мм. Без дополнительного укрепления склона деформации существующей стены со-

ставляют 97 см, что означает ее обрушение, и, вероятно, серьезные деформации жилого дома.

3. Предусмотрено проведение мониторинга существующих и строящихся сооружений, который позволяет вести он-лайн наблюдения за напряжениями и деформациями в конструкциях и теле оползня, своевременно вносить корректировки в проектные решения, как в процессе строительства, так и во время эксплуатации сооружений.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СНиП 22-02-2003. Инженерная защита территорий, зданий и сооружений от опасных геологических процессов. Основные положения. М., 2004.

2. Строительство транспортной развязки в двух уровнях на пересечении улиц Виноградной и Донской (км 174) на автомобильной дороге М-27 Джубга-Сочи до границы с Грузией (на Тбилиси, Баку), Краснодарский край. Технический отчет по инженерно-геологическим изысканиям. Сочи, ООО «СочиТисизПроект», 2009.

3. *Маций С.И., Деревенец Ф.Н.* Применение метода конечных элементов для исследования взаимодействия грунтов оползня со сваями // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2005. №4. С. 8–12.

4. *Cai F., Ugai K.* Numerical analysis of the stability of a slope reinforced with piles. // Soils and Foundations, Vol. 40(1), 2000. PP. 73–84.

5. *Ito T. and Matsui T.* Methods to estimate lateral force action on stabilizing piles. // Soils and foundations, Vol. 4, 1975. PP. 43–59.

А.А. Пустобаев, П.С. Маслов, А.Г. Авакян

ВОПРОСЫ ПОВЫШЕНИЯ КАЧЕСТВА ПРОЦЕССА ПРИГОТОВЛЕНИЯ ЯЧЕИСТОБЕТОННОЙ СМЕСИ

Южно-Российский государственный технический университет
(Новочеркасский политехнический институт)

В статье рассмотрены некоторые особенности повышения качества систем управления исследовательским стендом при отработке технологии получения ячеистобетонной смеси, технологическим процессом при промышленном производстве и лабораторией при определении качества сырья, полуфабрикатов и готовой продукции.

В современных условиях главным направлением повышения качества готовой продукции является автоматизация технологического процесса. При разработке новых технологий производства ячеистобетонных смесей, современные условия, определяемые текущим развитием уровня техники,

требуют уделять особое внимание автоматизации процессов на каждом этапе производства работ. Необходимо выделять три следующих этапа.

1. Отработка технологии

На этом этапе находятся основные режимные параметры, отвечающие определенным критериям оптимальности, одним из которых является качество. Для отработки технологии создается исследовательская установка или стенд, которые оснащаются соответствующими техническими средствами контроля (измерения). В большинстве случаев система управления стендом в части воздействия на исполнительные органы ручная, а подсистема контроля (измерения) автоматическая или автоматизированная. При этом к средствам измерения должны предъявляться повышенные метрологические требования, прежде всего точностные. Естественно, приборы должны быть поверены и современны. Под современными понимаются «интеллектуальные» приборы со встроенными микропроцессорами и имеющие соответствующие интерфейсы для подключения к средствам вычислительной техники. Почему предъявляются повышенные метрологические требования, так как именно здесь «закладывается» качество будущей готовой продукции. Используемые средства измерения должны приближаться по точностным характеристикам к лабораторным методам анализа, а возможность управлять их работой повысит эффективность обработки результатов экспериментов. Если имеется возможность автоматизации системы управления стендом, то целесообразно применение контроллеров для программного воздействия на процесс исследований, что повысит их качество.

2. Внедрение отработанной технологии в производство

На этом этапе система управления технологическим процессом обязательно должна быть автоматизированной с максимальным применением современных технических средств автоматизации и информационных технологий. При выборе архитектуры системы управления необходим компромисс между требованиями бизнес-процессов, времени выпуска готовой продукции, её качества и конкурентоспособности и особенностями технологического процесса. На этом этапе технологический процесс рассматривается как полноценный объект управления, при этом система управления состоит из управляющего объекта и объекта управления. Любой технологический процесс подвержен действию различных внутренних и внешних возмущающих воздействий.

Для обеспечения заданных технико-экономических показателей необходимо компенсировать колебания технологического режима, вызванные действием возмущений, то есть процессом необходимо управлять, а основной целью любой системы управления является обеспечение оптимального функционирования объекта управления при наличии возмущающих воздействий.

В настоящее время наиболее популярны трехуровневые архитектуры автоматизированных систем управления такими сложными процессами как производство различных видов бетонов. Нижний, полевой уровень, включает интеллектуальные средства контроля и исполнительные устройства различного назначения, объединенные так называемой сенсорной сетью.

Средний уровень это уровень контроллеров, объединенных в простейшем случае интерфейсом RS-485, а чаще сетью Profibus. Верхний уровень-уровень компьютеров (SCADA-систем). Считаем, что основной особенностью систем автоматизации таких технологических процессов являются, прежде всего, требования к управлению в режиме реального времени и повышенной надежности.

В какой-то степени можно смягчить требования к метрологическим характеристикам технических средств автоматизации. Например, для измерения второстепенных параметров можно выбирать приборы менее точные, чем для контроля параметров однозначно влияющих как на качество продукции, так и на качество процессов, способствующих её получению.

Преимущества такого подхода к автоматизации систем управления процессами получения ячеистобетонной смеси очевидны: оператор может не только получать информацию с нижних уровней системы управления, но и воздействовать по сети на исполнительные устройства. Более того, появляется возможность интеграции автоматизированной системы управления технологическим процессом в систему управления всем предприятием, что, несомненно, будет способствовать повышению конкурентоспособности на рынке аналогичной продукции.

3. Определение качества готовой продукции на всех стадиях ее получения

В настоящее время этому уделяется громадное внимание всеми ведущими производителями. Для этого на предприятиях проводятся работы по автоматизации аналитических лабораторий, то есть создаются, так называемые, LIMS-лаборатории. Не вдаваясь в подробности, можно выделить главное: лаборатория рассматривается как объект управления, а сис-

тема управления им делается автоматизированной с использованием всех достижений современного приборостроения и максимального применения средств вычислительной техники и информационных технологий. В результате лаборатория становится связующим звеном между практически всеми локальными автоматизированными системами управления на предприятии.

В Донской строительной лаборатории ЮРГТУ (НПИ) одновременно с отработкой способов получения высококачественных ячеистых бетонов начинают проводиться поисковые работы по наиболее оптимальному решению вопросов автоматизации систем управления на всех этапах создания смесей руководствуясь вышеизложенными принципами. Предполагается подготовка ряда статей, более подробно рассматривающих затронутые в данном материале вопросы.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Калашников В.И.* От практики к теории, а от теории к практике, или Ответ на полемические заметки (№2-2009 г.) // Строительные материалы. 2010. №3. С. 54-58.

2. *Прокопец В.* Влияние механоактивированного воздействия на активность вяжущих веществ // Строительные материалы. 2003. №9. С. 28-29.

В.В. Соболев

МАТЕМАТИЧЕСКОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ И ПРОГНОЗИРОВАНИЕ В ОРГАНИЗАЦИОННО-ТЕХНОЛОГИЧЕСКОМ ПРОЕКТИРОВАНИИ РАБОТ НУЛЕВОГО ЦИКЛА

ГОУ ВПО Южно-Российский государственный технический университет
(Новочеркасский политехнический институт)

В статье рассматривается применение методов математического моделирования и прогнозирования при разработке проекта организации строительства и проекта производства работ.

Математическое моделирование в строительстве направлено на изучение закономерностей и причинной обусловленности процессов организации и технологии строительства и в первую очередь организационно-технологического проектирования. Организационно-технологическое проектирование (ОТП) является сложной и трудоемкой подсистемой строительного производства. Неопределенность при ее разработке, требования повышения качества строительной продукции, планомерного снижения ее себестоимости и роста производительности труда являются актуальной

проблемой в настоящее время. Важнейшим условием повышения эффективности ОТП, его оптимальности и технико-экономической обоснованности принятых решений является использование в теоретических исследованиях и практике проектирования передовых методов математического моделирования надежности организационно-технологического проектирования, поточной организации работ, вычислительного и имитационного эксперимента [1].

Математическая модель – это знаковая конструкция, свойства которой должны совпадать с интересующими нас свойствами объекта. С прикладной точки зрения главное – создать такую конструкцию, которая позволяла бы достичь цели моделирования. При этом может оказаться, что сама модель или способ ее получения недостаточно совершенны в смысле научной эстетики: постановка задачи не совсем корректна и решение не единственно[2].

Существуют два основных подхода к моделированию, которые в определенной степени альтернативны, различие между ними в суждении о принципиальной предсказуемости явлений и процессов. Первый, очень оптимистичный, детерминистический (динамический) подход ранее «утверждал» практическую возможность точного прогноза будущего по точно определенному настоящему. Сейчас, после обнаружения явления динамического хаоса, когда термин «нелинейная динамика» стал очень популярным, претензии на практически достижимую точность прогноза стали более умеренными. Второй подход – вероятностный (стохастический) – менее оптимистичен: здесь отказываются от претензий на точный прогноз. Например, в случае организации работ нулевого цикла, в идеале структурно-механическая (вероятностно-статистическая) модель грунта должна в известной мере учитывать такие реальные свойства природных грунтов, как дискретность строения, нелинейность деформаций, неоднородность и анизотропия. Однако в связи с отсутствием достаточно обоснованных теоретических решений создание такой модели вызывает серьезные затруднения [3]. При построении структурных моделей помимо различных геологических и механических факторов следует учитывать также строение зоны взаимодействия, которое влияет на многие параметры геологической среды. Все это свидетельствует о сложности рассматриваемых проблем и необходимости их специального конструктивного изучения. Принятая в настоящее время в практике проектирования замена реального неоднородного массива фиктивной однородной средой представляет собой частный

способ решения инженерных задач, который с точки зрения теории никак не сопоставляется с использованием структурных вероятностно-статистических моделей. Однако из-за трудностей теоретического характера большинство сооружений рассчитывается исходя из использования модели основания в виде однородной среды. Простота этого приема, пригодного в качестве первого приближения, обеспечила ему широкое применение при проектировании. Существуют два основных типа структурных моделей по способу задания неоднородности: детерминированные и статистические. В детерминированных моделях каждая физическая точка массива горных пород наделяется вполне определенным значением исследуемого свойства, причем эти значения в разных точках могут быть различными. В статистических моделях задается лишь вероятность того, что в данной физической точке массив будет обладать тем или иным значением свойства, т. е. задается закон распределения исследуемого свойства, причем, обычно на всех точках массива этот закон предполагается одинаковым [3].

Математические методы и модели организации и управления строительством включают в себя методы количественной оценки влияния производственных факторов на результаты деятельности строительных организаций. Развитие строительного производства связано с концентрацией ресурсов на выполнении важнейших стратегических программ, связанных с отраслевым и региональным развитием и обеспечивающих сбалансированность экономики. Решение таких задач связано с внедрением современных научных методов математического моделирования и вычислительного эксперимента, которые являются основой для использования САПР и автоматизированных систем управления в строительстве. Интенсивное развитие математических методов и моделей и их внедрения в практику управления строительством связано с тем, что строительное производство в настоящее время достигло такого уровня сложности, что управление обычными методами стало далеко не эффективным. Развитие компьютерной техники и информационных технологий позволяют решать задачи, которые без них в прошлом решить было невозможно. Автоматизированные системы управления в строительстве опираются на математические методы проектирования и прогнозирования, что предполагает математическую постановку, алгоритмизацию и программную реализацию.

Перед тем как использовать математические методы для прогнозирования и других функций управления, необходимо иметь математическую

модель объекта управления. В процессе исследования закономерностей строительного производства, математическое моделирование находит широкое применение, причем поиск закономерностей связан с натурными наблюдениями и абстрактным мышлением. Натурные наблюдения сложно проводить непосредственно на объекте, поэтому целесообразно использовать математические модели.

Сложные математические структуры являются более точными и достоверными, но из-за сложности требуют огромных затрат как при создании, так и при использовании, что ни приводит к широкому применению таких структур в организации и управлении строительством. В практике управления чаще всего применяются упрощенные идеализированные модели, при этом считается, что имеются существенные и несущественные факторы, причем последние не принимаются при расчетах. Между принятыми в модели факторами и результирующим показателем устанавливается жесткая детерминированная связь. Широкое распространение идеализированных моделей вызвано их простотой и возможностью их логического обоснования для здравого смысла. Однако, при использовании математических методов в организации и управлении строительством, оказалось, что отбрасывание без достаточных обоснований, так называемых несущественных факторов, ведет к ошибкам при проектировании и прогнозировании. К примеру, при выполнении работ нулевого цикла, точность и надежность прогноза механических свойств массивов грунтов, служащих естественным основанием для объектов промышленного, гражданского и других видов строительства, обеспечивает высокую достоверность расчетов, выполняемых проектировщиками. Существующие методы расчета оснований зданий и сооружений по предельным состояниям базируются, как правило, на традиционном представлении о преимущественно одностороннем воздействии сооружений на их естественные основания, что сводит задачу инженера-геолога к получению исходных данных о природных условиях площадки и физико-механических свойствах слагающих ее грунтов, а проектировщика расчету осадки сооружения, определению расчетных сопротивлений грунтов оснований и расчетных нагрузок на основание. Такой подход обусловливает методику инженерно-геологического изучения и оценки грунтов для массового строительства, которая сводится к получению информации о массиве в отрыве от его взаимодействия с будущим сооружением. Однако в большинстве случаев взаимодействие между сооружением, фундаментом и естественным основанием имеет го-

раздо более сложный двусторонний характер и может быть оценено только при учете всей системы прямых и обратных связей [3].

Построение детерминированных моделей может идти по следующему алгоритму: в начале необходимо установить круг взаимосвязанных факторов, а затем произвести количественную оценку между факторами, обычно путем аналитического анализа и вычисления. В таких моделях будет присутствовать большая группа понятий элементарной и высшей математики, таких как величина, формула, функция, уравнение, система уравнений, производная, система дифференциальных уравнений, функционалы. Для придания моделям реальности процессы строительного производства считаются случайными и отображаются в виде вероятностных моделей. Вероятностные модели описывают случайные процессы, при этом предполагается, что случайность явлений может быть выражена в рамках теории вероятности.

Строительные процессы рассматриваются как случайные, так как строительное производство подвержено ряду случайных факторов: состояние погоды и др. Кроме того, неопределенность строительного процесса будет повышаться из-за недостаточности информации о неслучайных факторах, так как один и тот же строительный процесс может быть описан с разной степенью точности детерминированными моделями или вероятностными. В математическом смысле детерминированные модели являются частным случаем вероятностных, когда вероятность наступления событий равна единице.

В качестве примера рассмотрим математическое моделирование часовой производительности одноковшового экскаватора. Производительность экскаватора напрямую зависит от числа циклов его работы в час и емкости ковша. В математическом виде

$$P = Q \cdot N,$$

где P – часовая производительность экскаватора, м^3/час; Q – емкость ковша, м^3; N – число циклов в час, эта величина обратно пропорциональная времени цикла.

Детерминированная модель производительности P в аналитическом виде слишком упрощает процесс. В действительности строительный процесс работы экскаватора намного сложнее. Прежде всего, при моделировании время цикла слишком укрупнено, его можно подразделить на время выполнения операции черпания экскаватором, время перемещения

груза, время перемещения порожнего ковша и время высыпания груза. Время перемещения ковша зависит от расстояния и скорости его движения. Расстояние движения во время черпания будет меняться в зависимости от переменной высоты уступа. Расстояние перемещения грунта меняется в зависимости от изменения конфигурации забоя и перемещения отвала или от конфигурации емкости транспорта. Время высыпания зависит от степени дробления грунта, объемного веса, степени наполненности ковша, влажности и липкости грунта, исправности механизмов открывания и закрывания ковша и др. скорость черпания зависит от усилия подачи ковша, которая в свою очередь зависит от характеристики грунта, напряжения питающего тока, опыта, физического состояния, мастерства и настроения оператора и исправности отдельных узлов машины. Кроме того, скорость перемещения ковша будет зависеть от фазовых характеристик тока в данный момент и метеорологических условий. Таким образом, даже при поверхностном рассмотрении строительного процесса выполнения земляных работ экскаватором можно определить более тридцати факторов, влияющих на часовую производительность экскаватора. Эти факторы связаны с производительностью и между собой нелинейными зависимостями. Самое главное заключается в том, что количественное влияние этих факторов не так просто установить, потому, что большинство из них трудно поддаются измерению. Поэтому при расчетах производительности большинством из перечисленных здесь факторов пренебрегают. В качестве исключения приближенно учитывают характеристику грунта введя коэффициент заполнения ковша, однако эти три десятка факторов существуют объективно и влияют на производительность экскаватора. Их влияние часто настолько существенно, что фактические значения производительности работы экскаватора будут резко отличаться от расчетных, полученных по детерминированной формуле, даже с использованием коэффициента заполнения ковша.

Для того чтобы приблизить математическую модель к действительности необходимо использовать имеющееся количество поддающихся измерению факторов, рассматривая их как случайные величины и тем самым перейти от детерминированной модели к вероятностной. Случайная величина отличается от детерминированной тем, что ее численное значение может меняться в некоторых пределах в зависимости от закона распределения вероятностей этой величины. В рассмотренном примере в качестве таких случайных факторов примем фактический забор грунта экскавато-

ром, время черпания, время перемещения ковша с грузом, время перемещения порожнего ковша и время высыпания грунта. В результате статистических наблюдений можно установить, что все введенные переменные действительно случайны и что каждая из них подчиняется некоторому закону распределения вероятностей, модель производительности экскаватора будет рассматриваться как вероятностная модель, которая может использоваться при статистическом имитационном моделировании строительного процесса. Производительность экскаватора можно определить, только имитируя погрузку, т.е. формируя массивы случайных величин, при этом в алгоритме моделирования обычно задаются жесткие связи между факторами, например, как время цикла черпания есть сумма времени выполнения элементарных операций. Но существуют другие виды вероятностных моделей, в которых связи между факторами не являются жесткими и устанавливаются статистическими методами и носят случайный характер, например, корреляционные формулы. Не жесткость связей в них характеризуется тем, что коэффициенты регрессии рассматриваются как случайные величины. Поэтому, адекватная математическая модель является сложной системой, которая может быть выражена комплексом из детерминированных, вероятностных, логических и графоаналитических моделей.

Реальный строительный процесс протекает в сложной изменяющейся обстановке. Поэтому математические модели, адекватно отражающие действительность в определенный момент времени могут не отображать изменяющиеся условия производства в следующий момент. За годы устоялось мнение, что нужны огромные массивы данных для принятия верных решений в экспертных системах. Однако, это не совсем так. Действительно, эти данные содержат нужную информацию, но их бесконечные строки и столбцы сами по себе не дают понимания ситуации. На самом деле необходимы знания и закономерности, как ключ к решению поставленной задачи. Настоящий прорыв в области анализа данных произошел с изобретением систем автоматического приобретения знаний - data mining. Они осуществляют глубокий анализ данных, извлекает знания из анализируемой базы данных и представляет их в виде, легко понимаемым человеком, т.е. можно найти полезные законы и зависимости, скрытые в данных. Можно получать самые необычные и неожиданные результаты, которые, тем не менее, всегда будут объективными. Мощная система data mining, которая использует наиболее продвинутую технологию приобретения знаний в символьном виде (Symbolic Knowledge Acquisition

Technology™, SKAT). Она автоматически находит зависимости и законы, скрытые в данных, представляя их в форме правил и алгоритмов, строит эмпирические модели исследуемого объекта или явления, представленного сырыми данными. Причем не снабжают систему никакими предположениями о форме зависимости, а data mining, находит скрытые законы автоматически, какими бы сложными они не были. Информация постоянно накапливается в различных базах данных, которые дают легкий и быстрый к ней доступ, а data mining осуществляет автоматический анализ этих баз, находя различные внутренние отношения и зависимости, скрытые в данных. Так извлекаются знания, закопанные в информации. Затем эти знания встраивается в системы принятия решений и экспертные системы, которые упрощают процесс принятия решений при организационно-технологическом проектировании.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Соболев В.В.* Информационное моделирование в организационно-технологическом проектировании: учеб. пособие / Юж.-Рос. гос. техн. ун-т. – Новочеркасск: ЮРГТУ, 2010.

2. *Сидоров В.Н., Ахметов В.К.* Математическое моделирование в строительстве: учеб. пособие. М.: Изд. АСВ, 2007. 336 с.

3. *Бусел И.А.* Прогнозирование строительных свойств грунтов. Мн.: Наука и техника, 1989. 246 с.

А.И. Субботин, М.Г. Скибин

СОВРЕМЕННЫЕ ТЕХНОЛОГИИ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ РАБОТЫ ОСНОВАНИЯ РЕГУЛИРУЕМОГО ФУНДАМЕНТА НА МОДЕЛЯХ

Южно-Российский государственный технический университет
(Новочеркасский политехнический институт)

Рассмотрена современная технология автоматизации экспериментальных исследований фундаментов на моделях с помощью программно-измерительного комплекса автоматизированной системы научных исследований, позволяющая получать оперативную информацию в реальном масштабе времени.

Неравномерные деформации, возникающие в основании фундаментов, являются основной и часто встречающейся проблемой в эксплуатации зданий и сооружений. Поэтому технологии выравнивания зданий являются актуальными и требуют современного подхода к решению проблемы на

основе экспериментальных исследований. Одним из современных способов выравнивания зданий и сооружений является выравнивание с помощью плоских домкратов.

Выравнивание зданий плоскими домкратами сложный технологический процесс, который включает множество как строительных операций по усилению конструкций, так и комплекс инженерно-изыскательских работ, направленный на выбор наиболее рациональных проектных решений. Исключительные особенности аварийных строительных объектов, состояние их конструкций и инженерно-геологические условия площадки в совокупности определяют конструктивные изменения и усиления фундаментно-подвальной части, которые необходимы для размещения домкратных узлов и выполнения работ по подъему и выравниванию здания. В целом измененную часть здания называют регулируемым фундаментом, от которой зависит сохранность внутренней геометрии и надежность всего процесса подъема, являющейся главным условием проводимых работ, так как они выполняются без отселения жильцов.

Вопрос о взаимодействии регулируемого фундамента с грунтовым основанием при подъеме и выравнивании зданий домкратами еще не изучен. Во многих случаях, когда грунты основания аварийного объекта закреплены, данный вопрос не актуален. Но на практике приходится сталкиваться с выравниванием зданий на естественных основаниях, при этом встречаются ситуации, когда происходит задавливание фундамента, что указывает на изменение напряженно-деформированного состояния основания регулируемого фундамента. Исследование данного явления должно быть комплексным, включающим, как инженерные расчеты и численное моделирование, так и проведение модельных экспериментов.

Напряжения и деформации, возникающие в основании фундаментов, это сложный физико-механический процесс, изучение которого является основным источником получения достоверной информации о поведении основания под нагрузкой. Основным и более достоверным способом изучения поведения оснований и фундаментов является экспериментальные исследования. С развитием техники и методики экспериментов удаётся всё глубже проникнуть в сущность этих процессов и, как результат, использовать эти сведения в развитии теории расчёта.

Проведение экспериментальных исследований всегда имело приоритетный характер при рассмотрении поведения оснований фундаментов. Необходимость получения более достоверной информации о поведении

основания повлекла за собой дальнейшее развитие и совершенствование методики и техники экспериментальных исследований, привлечение современной информационной поддержки.

Техника экспериментальных исследований сложна тем, что она производится или на натурном объекте или на модели. В любом случае, получение какой-либо информации связано с большими затратами по устройству объекта или изготовлению модели, применением дорогостоящих приборов и материалов, выбором технологии и средства проведения эксперимента. Именно поэтому результаты экспериментальных исследований так скрупулезно изучаются, являясь ценнейшим банком данных, позволяющим выполнять корректировку расчетных схем, разработку рекомендаций и новых способов расчета подобных задач.

Проведение экспериментальных исследований регулируемых фундаментов преследует несколько целей. Главной целью таких исследований является моделирование работы оснований регулируемых фундаментов с учетом особенностей их работы на базе натурных исследований. Это позволит прогнозировать ход эксперимента и управлять процессом нагружения. После этого можно говорить, что полученные данные в результате эксперимента о напряженно-деформированном состоянии (НДС) основания регулируемых фундаментов, являются отражением процессов, протекающих в основании сооружения.

Информационное моделирование работы оснований при проведении экспериментальных исследований позволяет разработать четкую концепцию и устранить неопределенности при подготовке эксперимента, наполнить банк исходными данными и систематизировать этапы проведения эксперимента.

Впервые методология информационного моделирования как совокупность методов моделирования, отражающих свойства объекта в целях реализации задач исследования, проектирования, возведения и функционирования объекта предложена Ю.Н. Мурзенко [2]. Широко и полно были раскрыты все аспекты информационного моделирования. В работе [3] отмечалось, что отражение свойств реального объекта несколькими методами моделирования является способом снятия неопределенности в оценке его свойств, что обеспечивает увеличение количества и улучшение качества информации. Общим результатом является более полная мера соответствия свойств модели и свойств реального объекта.

Многочисленные экспериментальные исследования, проведенные на кафедре ПГСГиФ ЮРГТУ(НПИ), подчинялись определенной методике про-

ведения эксперимента [1]. Она объединила законы и принципы моделирования и позволяла изучить закономерности изменения НДС основания и моделей фундаментов в процессе нагружения от малых до предельных по прочности основания нагрузок в условиях пространственной, осесимметричной и плоской задач [4].

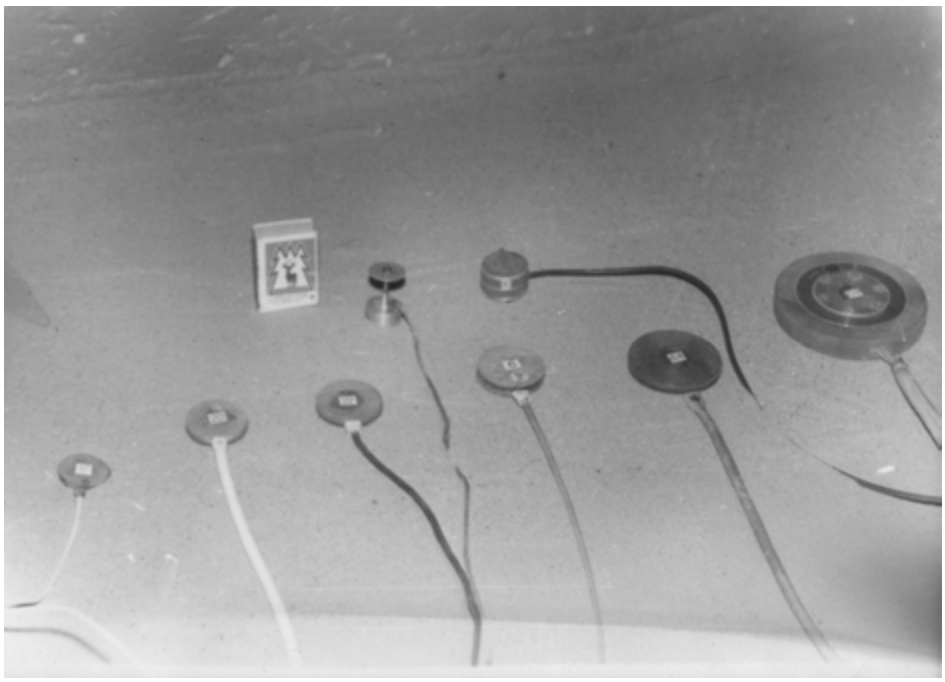


Рис. 1. Тензометрические приборы
измерения напряжений и деформаций

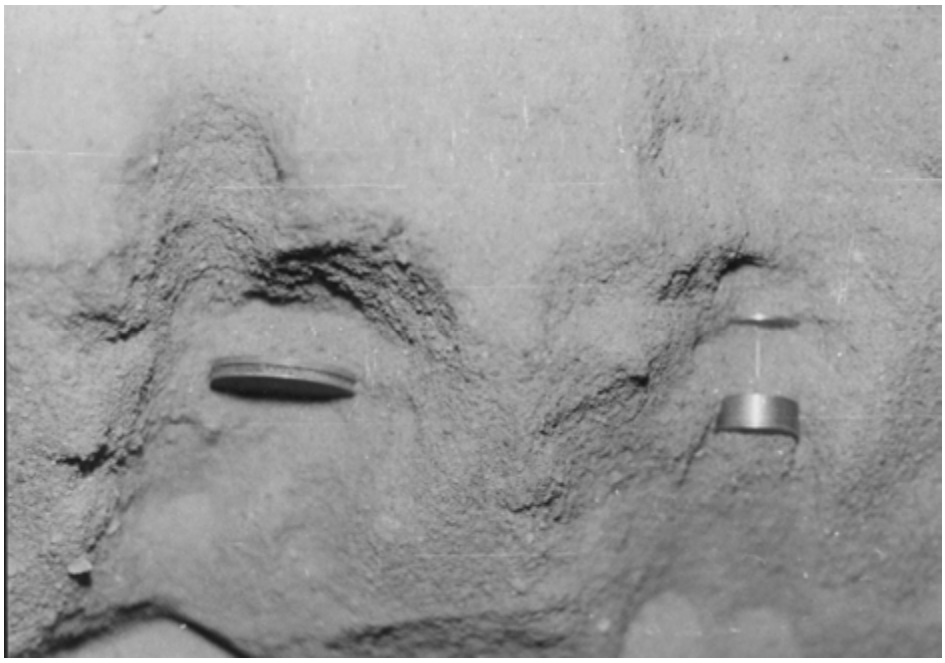


Рис. 2. Положение преобразователей
в песчаном основании модели фундамента

Проведение экспериментальных исследований проводится в реальном масштабе времени с использованием персонального компьютера в комплекте с информационно-измерительной тензометрической станцией СИИТ-3 [7] и преобразователями напряжений и деформаций, разработанные учеными ЮРГТУ (НПИ) и Киевского научно-исследовательского института строительных конструкций (НИИСК) (рис. 1), составляющие единый программно-измерительный комплекс. Дистанционные преобразователи фиксируют все изменения в деформированного состояния в краевой зоне. Пространственное расположение преобразователей выбирается таким образом, чтобы исключить взаимовлияние датчиков друг на друга (рис. 2).

Данная структура АСНИ (рис. 3) учитывает программные возможности персональных ЭВМ, позволяет не только планировать эксперимент, но и используя накопленную базу данных экспериментальных исследований, осуществлять информационное моделировать этапов его проведения.

Ставится задача информационного моделирования эксперимента на основе концептуализации задач исследования, моделирования работы оснований регулируемых фундаментов с учетом особенностей их работы на базе натурных исследований. Это позволит прогнозировать ход эксперимента и управлять процессом нагружения.

Особенностью работы регулируемого фундамента является изменение схемы передачи усилий от здания на опорную фундаментную часть на различных этапах устройства регулируемого фундамента и выравнивания самого здания. При этом процесс выравнивания включает следующие этапы (рис. 3):

– исходное положение здания – на фундаментную часть передается равномерно-распределенная нагрузка q_1 (рис. 4, *а*);

– устройство домкратных проемов - равномерно-распределенная погонная нагрузка распределяется на междомкратные простенки q_2, при этом происходит ее увеличение на этих участках (рис. 4, *б*);

– воздействие домкратов на здание - происходит постепенный перевод здания на дискретные опоры, при этом нагрузка сосредотачивается в местах действия домкратов, а характер ее распределения дискретизируется. За счет воздействия сосредоточенных усилий F_i происходит подъем и выравнивание здания (рис. 4, *в*);

– заделка образовавшегося зазора между опорной и поднимаемой частью – нагрузка из сосредоточенной постепенно преобразуется в равномерно-распределенную.

Данные распределения усилий на фундаментную опорную часть могут влиять на изменение НДС грунтового основания, что будет во многом зависеть от параметров регулируемого фундамента.

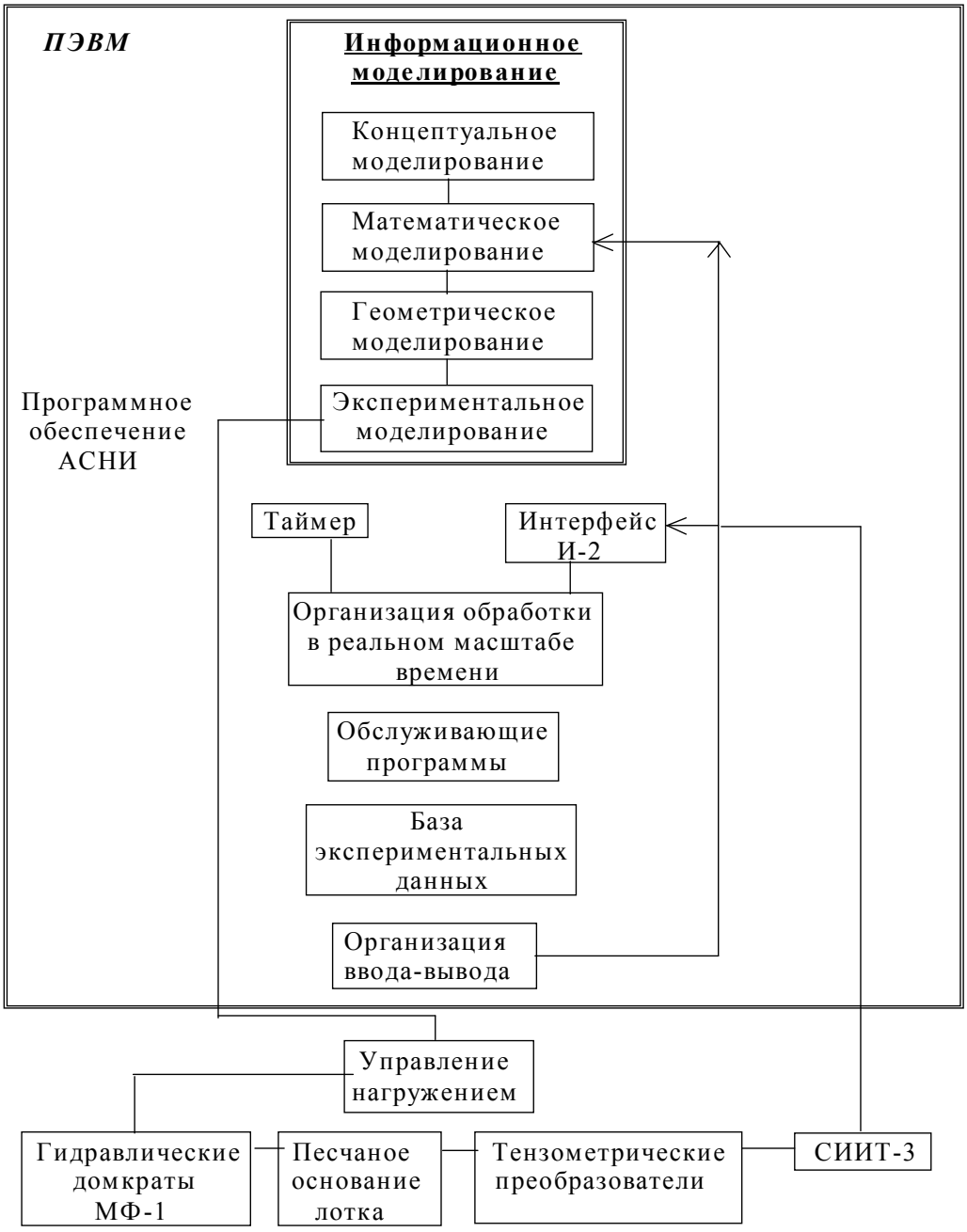


Рис. 3. Блок-схема программно-измерительного комплекса автоматизированной системы научных исследований (АСНИ).

Основными параметрами регулируемых фундаментов являются [5]:

1) шаг домкратных проемов или домкратных узлов;

2) высота установки домкратов от подошвы фундамента или положение линии отрыва.

Данные параметры зависят от весовых характеристик здания, грузоподъемности домкратов и от конструктивных особенностей цокольно-подвальной части.

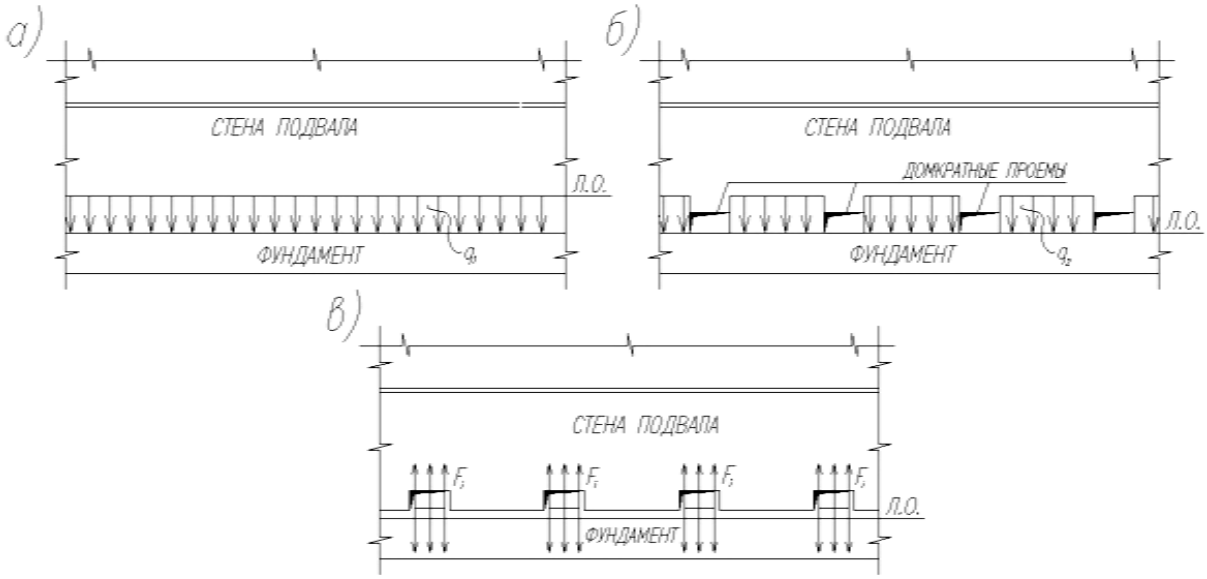


Рис. 4 Схемы передачи нагрузок на регулируемый фундамент

Согласно теории расчета конструкций на упругом основании, фундаменты по условию их работы следует разделять на два класса: *жесткие* и *гибкие* [6]. Таким образом, распределение напряжений под подошвой фундамента будет зависеть от гибкости системы «грунтовое основание – регулируемый фундамент». Гибкость такой системы определяется жесткостью самих конструкций и характеристиками грунтового основания. Поэтому при изучении работы основания регулируемого фундамента используются модели с различной жесткостью.

Достижение цели экспериментального исследования совместной работы основания и регулируемых фундаментов при подъеме и выравнивании зданий гарантируется решением следующих задач:

– оценка НДС при действии на модель регулируемого фундамента равномерно-распределенной нагрузки, определение предельной нагрузки на фундамент;

– исследование распределения контактных напряжений по подошве модели регулируемого фундамента при воздействии на него сосредоточенных нагрузок;

– измерение напряжений и деформаций в основании модели регулируемого фундамента для выявления зон уплотнения грунта под подошвой при действии сосредоточенных сил;

– изучение влияния изменения жесткости модели регулируемого фундамента на распределение напряжений и деформаций грунтового основания;

– изучение распределения напряжений в основании модели регулируемого фундамента в момент постепенного преобразования равномерно-распределенной нагрузки в сосредоточенные силы.

Лотковые исследования НДС основания регулируемых фундаментов на моделях обеспечивают повторяемость экспериментов, позволяют учитывать историю нагружения и распределения усилий на различных этапах подъема и выравнивания.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Мурзенко Ю.Н.* Основные принципы моделирования совместной работы фундаментов и песчаного основания // Экспериментальные исследования инженерных сооружений: Материалы ко II симпозиуму (Ленинград, сентябрь, 1969 г.). Новочеркасск, 1969. С. 85–93.

2. *Мурзенко Ю.Н.*, *Абуханов А.З.*, *Субботин А.И.*, *Шматков В.В.* Инженерные сооружения природоохранных комплексов и информационное моделирование их взаимодействия с грунтовым массивом // Учебное пособие: Южно-Российск. гос. –техн. ун-т. Новочеркасск, 1999. 58 с.

3. *Мурзенко Ю.Н., Шматков В.В., Мурзенко А.Ю.* Методология информационного моделирования в исследованиях и проектировании объектов строительства // Информационные технологии проектирования и исследование оснований и фундаментов: Межвуз. Сб. Новочеркасск, 1999. С. 9–19.

4. *Мурзенко Ю.Н.* Методика экспериментальных исследований совместной работы фундаментов и сжимаемого основания при статической нагрузке// Экспериментальные исследования инженерных сооружений: Материалы ко II симпозиуму (Ленинград, сентябрь, 1969 г.). Новочеркасск, 1969. С. 12–21.

5. *Зотов М.В.* Регулируемые фундаменты мелкого заложения зданий и сооружений: учебн. пособие. Новочеркасск: Юж. Рос. гос. техн. ун-т, 2009. 98 с.

6. *Горбунов-Посадов М.И., Маликова Т.А.* Расчет конструкций на упругом основании. Изд. 2-е перераб. и доп. М.: Стройиздат, 1973.

7. *Субботин А.И., Шматков В.В., Мурзенко А.Ю.* Экспериментальное изучение развития сдвиговых деформаций в песчаном основании модели фундаментной плиты // Исследования и разработки по компьютерному проектированию фундаментов и оснований: Межвуз. Сб. Новочеркасск, 1993. С. 13–21.

А.И. Субботин

УЧЕТ ВЛИЯНИЯ СОБСТВЕННОГО ВЕСА ГРУНТА НА РАСПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ В УПРУГОЙ ПОЛУПЛОСКОСТИ ОГРАНИЧЕННОЙ РАСПРЕДЕЛИТЕЛЬНОЙ СПОСОБНОСТИ

Южно-Российский государственный технический университет
(Новочеркасский политехнический институт)

В статье представлены материалы исследования влияния собственного веса грунта на распределение напряжений с упругой полуплоскости ограниченной распределительной способности по результатам экспериментальных исследований на модели фундамента.

Разработка новых расчетных моделей, а следовательно, математического описания наблюдаемых в ней процессов, учитывающих дискретность грунтов, дилатансионные характеристики, анизотропию и другие особенности грунтовой среды, приводит к схематизации рассматриваемых в ней явлений и свойств грунтов. При этом поставленные задачи выделяют приоритетные факторы, а все другие не учитывают. В результате чего создается расчетная модель, частично отражающая действительную природу рассматриваемых процессов в грунте.

Многих исследователей интересовал вопрос учета различной распределительной способности грунта в расчетных моделях. Однако эти модели, в основном, относятся к типу контактных, не позволяющих найти распределение напряжений и деформаций в грунтовом массиве.

Известно, что грунты обладают большей распределительной способностью, чем предполагает гипотеза местных упругих деформаций, но меньшей, чем предполагает гипотеза общих упругих деформаций.

Большинство упругопластических решений при малых нагрузках дают распределение напряжений, совпадающие с решением линейной теории упругости, что для дискретной среды мало приемлемо.

Модель, представляющая собой дискретную среду, состоящую из отдельных частиц, и описывающая взаимодействие отдельных частиц с учетом связей между ними, является достаточно близкой к действительности. В общем виде такая модель настолько сложна, что практически не может быть реализована и поэтому прибегают к различным упрощениям. Простейшим примером дискретной среды может быть система взаимодействующих шаров или цилиндров (рис. 1).

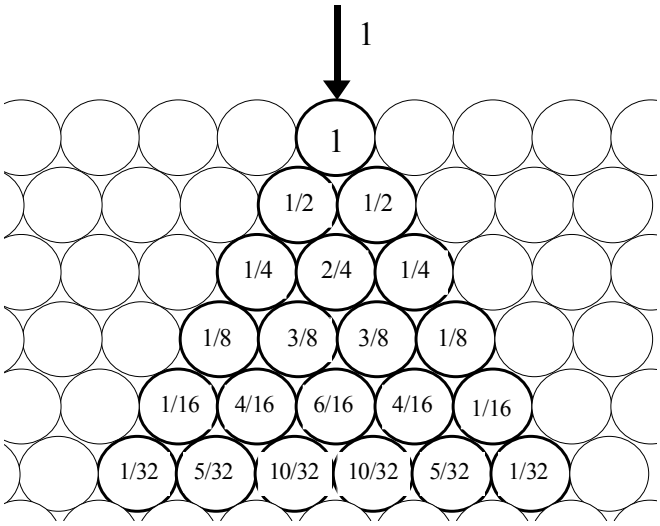


Рис. 1. Рис. Модель дискретной среды:
А – «пассивная» зона; Б – «активная» зона

Известно, что грунты обладают большей распределительной способностью, чем предполагает гипотеза местных упругих деформаций, но меньшей, чем предполагает гипотеза общих упругих деформаций.

Принимая данную схему работы основания как дискретной среды, Дыбой В.П. была решена задача о действии сосредоточенной силы на упругую полуплоскость, где «воспринимающая» зона ограничена некоторым углом β (рис. 2).

$$\beta = \frac{1}{2}\left[\arcsin\left(\sin\varphi + \frac{2\,c\cos\varphi}{\gamma\,z + p}\right) + \varphi\right].$$

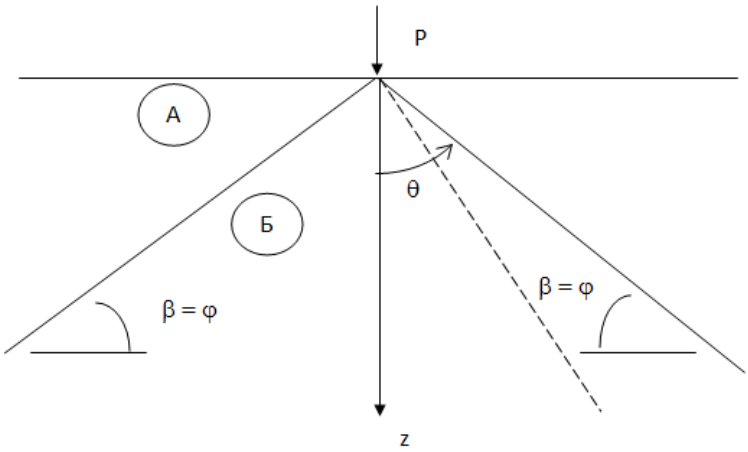


Рис. 2. Действие сосредоточенной силы на упругую полуплоскость ограниченной распределительной способности:
А – пассивная зона; Б – активная зона

С теоретической точки зрения предположение заключается в допущении линий слабых разрывов в упругом решении для основания, нагруженного распределенной нагрузкой, и линий сильных разрывов для основания, нагруженного сосредоточенной нагрузкой. При этом, очевидно, поле перемещений остается непрерывным.

С практической точки зрения предлагается модель упругого основания, имеющего «промежуточную» распределительную способность.

Развивая данное решение, мною была решена задача о действии на полуплоскость полубесконечной нагрузки с пригрузкой.

Как известно, напряженное состояние упругой полуплоскости при действии полубесконечных нагрузок описывается известными формулами теории упругости:

$$\left.\begin{matrix}\sigma_r \\ \sigma_\theta\end{matrix}\right\} = p - \frac{p-q}{2\pi}(\pi - 2\theta \pm \sin 2\theta);$$
$$\tau_{r\theta} = -\frac{p-q}{2\pi}(1+\cos 2\theta), \qquad (1)$$

где p и q – соответственно нагрузка и пригрузка, θ - полярный угол, отсчитываемый от вертикальной оси z (рис. 3).

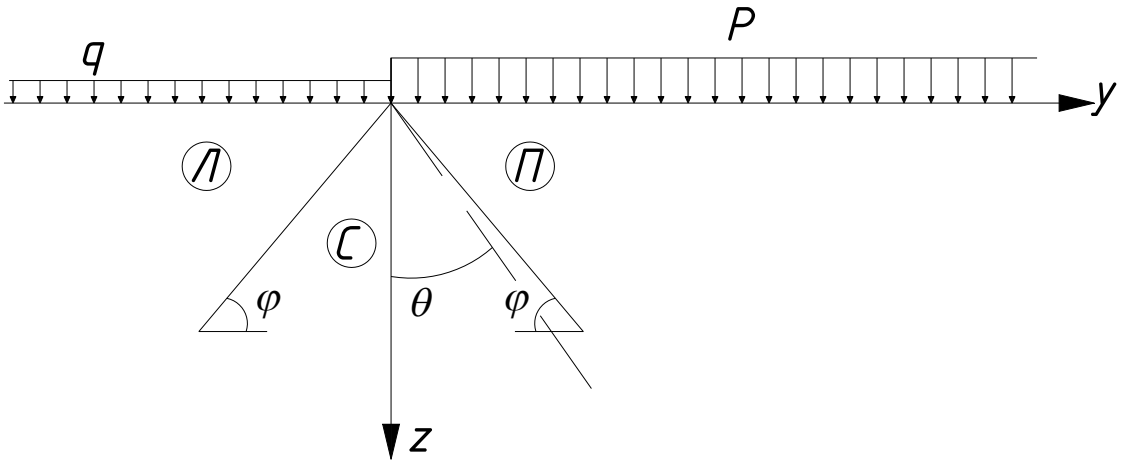


Рис. 3. Схема действия полубесконечной нагрузки с пригрузкой на упругую полуплоскость ограниченной распределительной способности

Рассматривая упругую полуплоскость ограниченной распределительной способности при действии полубесконечной нагрузки с пригрузкой, можно отметить, что крайние зоны полуплоскости находятся в условиях простого напряженного состояния и поэтому выражения для напряжений в характерных зона полуплоскости запишется в виде:

– *зона "Л"*

$$\left.\begin{matrix}\sigma_r\\ \sigma_\theta\end{matrix}\right\}=\frac{q(\pi-2\varphi\pm\sin2\varphi\cos2\theta)}{\pi-2\varphi+\sin2\varphi};$$
$$\tau_{r\theta}=-\frac{q\sin2\varphi\sin2\theta}{\pi-2\varphi+\sin2\varphi}; \qquad (2)$$

– *зона "С"*

$$\left.\begin{matrix}\sigma_r\\ \sigma_\theta\end{matrix}\right\}=\frac{(p+q)(\pi-2\varphi\pm\sin2\varphi\cos2\theta)+(p-q)(2\theta\mp\cos2\varphi\sin2\theta)}{2(\pi-2\varphi+\sin2\varphi)};$$
$$\tau_{r\theta}=-\frac{(p+q)\sin2\varphi\sin2\theta+(p-q)(1+\cos2\varphi\cos\theta)}{2(\pi-2\varphi+\sin2\varphi)}; \qquad (3)$$

– *зона "П"*

$$\left.\begin{matrix}\sigma_r\\ \sigma_\theta\end{matrix}\right\}=\frac{p(\pi-2\varphi\pm\sin2\varphi\cos2\theta)}{\pi-2\varphi+\sin2\varphi};$$
$$\tau_{r\theta}=-\frac{p\sin2\varphi\sin2\theta}{\pi-2\varphi+\sin2\varphi}. \qquad (4)$$

Для идеально-связной среды (φ=0), выражение (3) строго переходит в уравнение для упругой полуплоскости при полубесконечной нагрузке с пригрузкой, а выражения (2) и (4) соответствуют значениям напряжений при предельных значениях угла θ.

Непрерывность параметров напряженного состояния (σ_r, σ_θ, $\tau_{r\theta}$) легко доказывается тождественностью выражений (2) и (3), (3) и (4) на соответствующих границах характерных зон полуплоскости.

Сравнивая выражения (1) и (2)–(4) видно, что в предлагаемом ограничении распределительной способности основания, в отличии от модели теории упругости, значения напряжений зависят не только от нагрузки и пригрузки, но и от угла внутреннего трения φ. Так как данная величина относится к прочностным характеристикам основания, то модель основания ограниченной распределительной способности имеет преимущество перед методом теории упругости расчетов параметров напряженного состояния, где зависимость между напряжениями и прочностными параметрами основания отсутствуют. В этом главное и основное преимущество упругого основания ограниченной распределительной способности в сравнении с упругим решением.

Экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния основания модели сплошного плитного фундамента, проведенные в лаборатории «оснований и фундаментов» кафедры САПР ОСФ на испытательной машине МФ-1 конструкции Ю.Н. Мурзенко, позволили выполнить сравнение результатов экспериментальных исследований с теоретическими решениями. Графическое сопоставление по напряжениям для решения упругого основания ограниченной способности и решения теории упругости с экспериментальными данными выполнено для одной из ступеней нагружения *p=0,32 МПа*. Расчетные параметры соответствовали условиям эксперимента и имели значения: *q=0.33 кПа, φ= 40 град*. Причем, сопоставление результатов теоретического (численного) и физического (экспериментального) моделирования сложных процессов деформирования грунтовой среды является не постой задачей. Речь идет не о сопоставлении каких-то численных значений изучаемых параметров, а о том, имеют ли место тождественные процессы развития НДС среды в теории и эксперименте.

Развивая данное решение, но с учётом влияния давления от собственного веса грунта на напряженное состояние основания значения напряжений для характерных зон полуплоскости будет иметь вид:

– зона «Л»

$$\sigma_r = \frac{q(\pi - 2\varphi + \sin 2\varphi \cos 2\theta)}{\pi - 2\varphi + \sin 2\varphi} + A;$$
$$\sigma_\theta = \frac{q(\pi - 2\varphi - \sin 2\varphi \cos 2\theta)}{\pi - 2\varphi + \sin 2\varphi} + B; \qquad (5)$$
$$\tau_{r\theta} = -\frac{q - \sin 2\varphi \sin 2\theta}{\pi - 2\varphi + \sin 2\varphi}.$$

– зона «С»

$$\sigma_r = \frac{(p+q)(\pi - 2\varphi + \sin 2\varphi \cos 2\theta) + (p-q)(2\theta - \cos 2\varphi \sin 2\theta)}{2(\pi - 2\varphi + \sin 2\varphi)} + A;$$
$$\sigma_\theta = \frac{(p+q)(\pi - 2\varphi - \sin 2\varphi \cos 2\theta) + (p-q)(2\theta + \cos 2\varphi \sin 2\theta)}{2(\pi - 2\varphi + \sin 2\varphi)} + B; \qquad (6)$$
$$\tau_{r\theta} = -\frac{(p-q)\sin 2\varphi \sin 2\theta + (p-q)(1 + \cos 2\varphi \cos 2\theta)}{2(\pi - 2\varphi + \sin 2\varphi)}.$$

– зона «П»

$$\sigma_r = \frac{p(\pi - 2\varphi + \sin 2\varphi \cos 2\theta)}{\pi - 2\varphi + \sin 2\varphi} + A;$$

$$\sigma_\theta = \frac{p(\pi - 2\varphi - \sin 2\varphi \cos 2\theta)}{\pi - 2\varphi + \sin 2\varphi} + B; \qquad (7)$$

$$\tau_{r\theta} = -\frac{p \sin 2\varphi - \sin 2\theta}{\pi - 2\varphi + \sin 2\varphi}.$$

где А и Б – выражения для давления от собственного веса грунта, полученные с помощью известных формул перехода от декартовых координат к полярным:

$$A = 0,5R \cdot \gamma \cdot \sin\theta \left(1 + \frac{\mu}{1-\mu}\right)(1 + \cos 2\theta);$$

$$B = 0,5R \cdot \gamma \cdot \sin\theta \left(1 + \frac{\mu}{1-\mu}\right)(1 - \cos 2\theta).$$

На рис. 7 и 8 представлены графики радиальных σ_r и тангенциальных σ_θнапряжений, где видна разница между дополнительным давлением (кривая 1) и полным (кривые 2, 3, 4).

Эти графики были построены для расчётных параметров $\varphi = 40^0$, q=0,33 кПа; p=160 кПа, $\gamma = 16,5$ кН/м^3.

С увеличением полярного радиуса доля давления от собственного веса грунта заметно возрастет и игнорирование данного фактора в общем напряженно-деформированном состоянии основания приводит к занижению расчетных параметров и искажению действительной ситуации работы грунтов основания. Сравнивать экспериментальные данные со значениями напряжений, полученных по формулам (5), (6), и (7) с глубиной было затруднено условиями опытов.

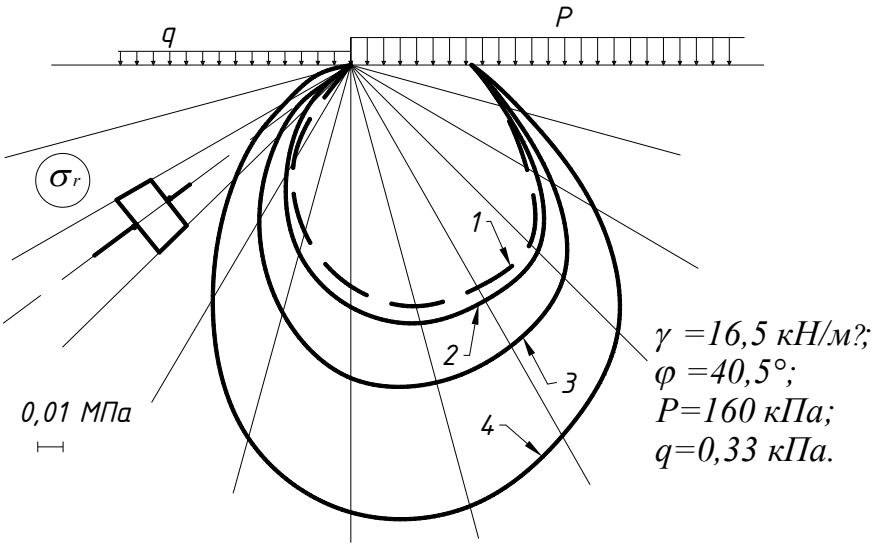


Рис. 7. Радиальные напряжения σ_r
в краевой зоне основания фундаментной плиты:
1 – без учета собственного веса грунта;
2 – с учетом собственного веса грунта при R=0,5 м;
3 – с учетом собственного веса грунта при R=2,0 м;
4 – с учетом собственного веса грунта при R=5,0 м

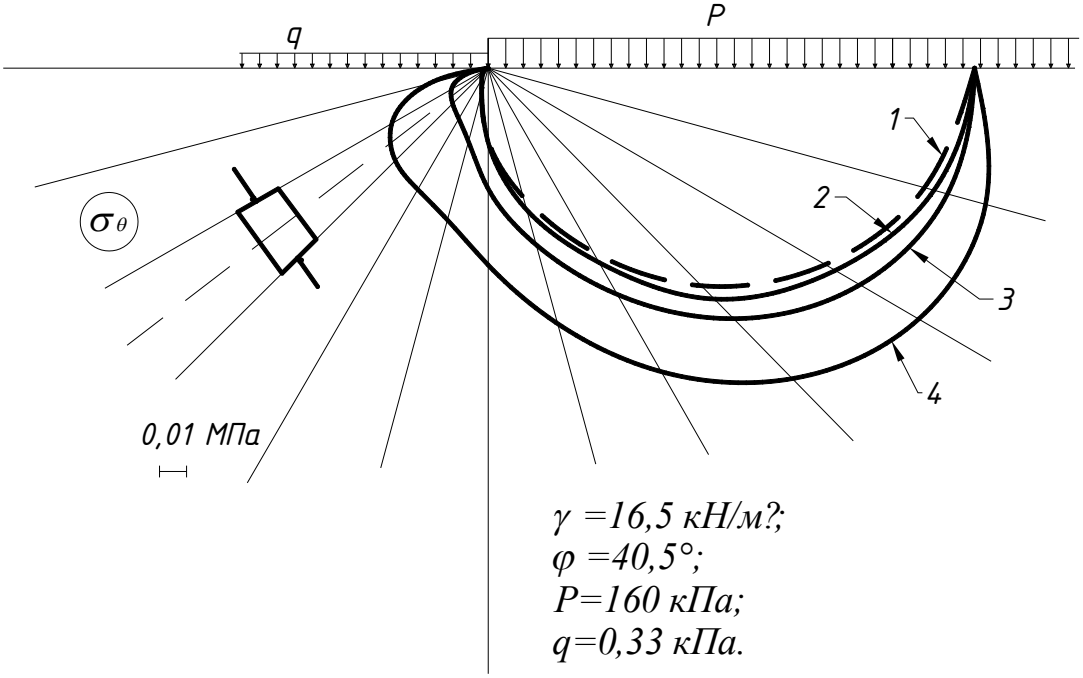


Рис. 8. Тангенциальные σ_θ в краевой зоне основания фундаментной плиты:
1 – без учета собственного веса грунта;
2 – с учетом собственного веса грунта при R=0,5 м;
3 – с учетом собственного веса грунта при R=2,0 м;
4 – с учетом собственного веса грунта при R=5,0 м

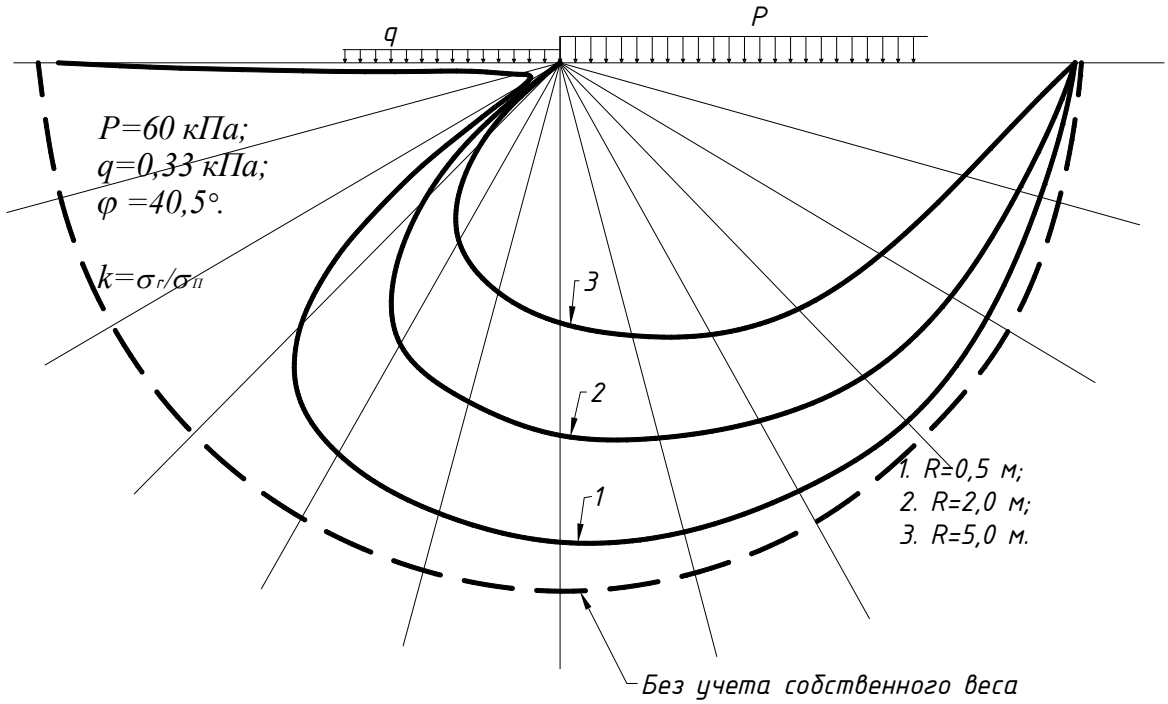


Рис. 9. Графики значений коэффициента *k*

Чтобы проследить в случае ограниченной распределительной способности влияние веса грунта на зависимость между дополнительным и полным давлением, введём коэффициент *k*, равный их отношению. На рис. 9 приведёны значения коэффициента для различных полярных радиусов. Из-за не учета давления от собственного веса грунта у края плиты, где дополнительные напряжения стремятся к нулю, в графиках значений коэффициента возникает резкий скачок. Это означает, что давление от собственного веса грунта резко возрастает по сравнению с дополнительным.

Если исходить из зависимости деформаций в основании только от дополнительного давления, следует ожидать уменьшения величин параметров деформационного состояния с увеличением полярного радиуса.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Субботин А.И.* Работа оснований ограниченной распределительной способности. Дис. …канд. техн. наук. Ростов-н/Д, 1995. 221 с.

2. *Субботин А.И.*, *Шматков В.В.*, *Мурзенко А.Ю.* Экспериментальное изучение развития сдвиговых деформаций в песчаном основании модели фундаментной плиты // Исследования и разработки по компьютерному проектированию фундаментов и оснований: Межвуз. Сб. Новочеркасск, 1993. С. 13–21.

Х.Ш. Тураев, Э.М. Маматов

КАЧЕСТВЕННОЕ ОБЕСПЕЧЕНИЕ КОЛЕБАНИЯ ПЛИТЫ, ВЗАИМОДЕЙСТВУЮЩЕЙ С ВЯЗКОУПРУГИМ ОСНОВАНИЕМ КОНЕЧНОЙ ТОЛЩИНЫ

Самаркандский государственный архитектурно-строительный институт

В работе рассмотрен расчет балочной плиты, взаимодействующей с вязкоупругим основанием конечной толщины, на действие произвольной динамической нагрузки. Предполагается, что грунт удовлетворяет требованием основных предпосылок теории упруго-ползучего тела.

Введение

В работе рассматривается расчет балочной плиты шириной δ, взаимодействующей с вязкоупругим основанием конечной толщины, на действие произвольной внешней нагрузки.

Предмет и методы исследования. Рассмотрим балочную плиту шириной δ, расположенную на поверхности вязкоупругого основания конечной толщины и загруженную произвольной внешней нагрузкой $q(x,t)$ (рис. 1). Предполагается, что на плиту действует динамическая нагрузка.

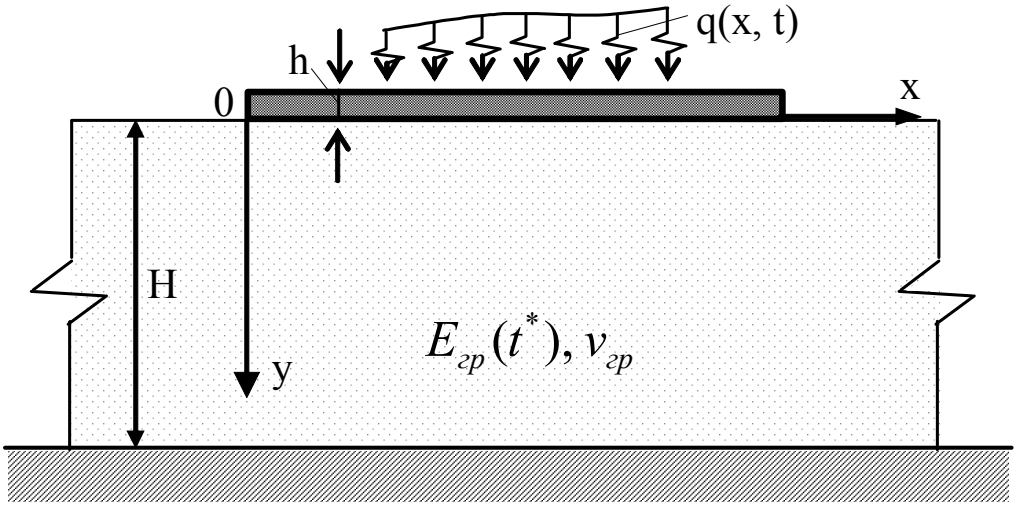


Рис. 1

При этом дифференциальное уравнение движение балочной плиты представляется в виде [1]:

$$EJ\frac{\partial^4 V(x,t)}{\partial x^4}=q(x,t)-m_1\frac{\partial^2 V(x,t)}{\partial t^2}-p(x,t), \qquad (1)$$

здесь $EJ=\dfrac{\delta h^3}{12(1-\mu^2)}$ – цилиндрическая жесткость балочной плиты; m_1 – погонная масса балочной плиты; $q(x,t)$ – произвольная внешняя динамическая нагрузка.

Предположим, что грунт удовлетворяет требованием основных предпосылок теории упруго-ползучего тела Г.Н. Маслова – Н.Х. Арутюняна [2], что коэффициент поперечной деформации ползучести равен коэффициенту упругой поперечной деформации, и он постоянен во времени, т.е.

$$v(t^*,\tau)=v(\tau)=v=const\,.$$

Для определения реактивного давления $p\left(x,t^*\right)$ грунта (1) выделим из вязкоупругого основания конечной толщины элемент и рассмотрим условия равновесия этого элемента исходя из принципа возможных перемещений Лагранжа.

Предполагая, что горизонтальные перемещения отсутствуют, а вертикальные перемещения характеризуется функцией $\psi(y,t^*)$ при этом получим выражение для виртуальной работы всех внешних и внутренних сил, действующих на этот элемент [1, 2]

$$\begin{aligned}&\left[\frac{\delta}{2\left(1-\nu_0\right)}E_0(t^*)\left(1+R_0^*\right)\int_0^H\psi^2(y,t^*)dy\right]\cdot V''-\\&-\left[\frac{\delta}{1-\nu_0^2}E_0(t^*)\left(1+R_0^*\right)\int_0^H\psi'^2(y,t^*)dy\right]\cdot V-\\&-\left[\bar{m}_0\delta\int_0^H\psi^2(y,t^*)dy\right]\frac{\partial^2 V}{\partial t^2}+p(x,t^*)=0,\end{aligned} \qquad (2)$$

где $p\left(x,t^*\right)$ – реактивная давления вязкоупругого основания; $\bar{m}_0=\dfrac{\gamma_0}{g}$ – масса единичного объема; γ_0 – объемный вес грунта; g – ускорение силы тяжести; $E_0(t^*)$ и ν_0 – характеристики грунта, определяемые по формулам:

$$E_0(t^*)=\frac{E_{гр}(t^*)}{1-\nu_{гр}^2};\ \nu_0=\frac{\nu_{гр}}{1-\nu_{гр}}; \tag{3}$$

здесь $E_{гр}(t^*)$ и $\nu_{гр}$ – соответственно модуль деформации и коэффициент Пуассона однородного вязкоупругого грунта.

Интегральный оператор R_0^* вида [2, 3] равен:

$$R_0^* f=\frac{1}{E_0(t^*)}\int_{\tau_1}^{t^*}R_0(t^*,\tau)E_0(\tau)f(\tau)d\tau\,. \tag{4}$$

$R_0(t^*,\tau)$ – резольвента ядра $K(t^*,\tau)$, равный:

$$K(t^*,\tau)=E_0(t^*)\frac{\partial}{\partial\tau}\left[\frac{1}{E(\tau)}+C(t^*,\tau)\right], \tag{5}$$

где $C(t^*,\tau)$ – мера ползучести; τ_1 – время приложения нагрузки.

Вводя сокращенные обозначения, имеем:

$$\left.\begin{aligned}
k(t^*)&=\frac{\mathrm{E}_0(\mathrm{t}^*)\delta}{1-\nu_0^2}\int_0^H\psi'^2(y,t^*)dy,\\
n(t^*)&=\frac{\mathrm{E}_0(\mathrm{t}^*)\delta}{4\left(1+\nu_0\right)}\int_0^H\psi^2(y,t^*)dy,\\
m_0(t^*)&=\bar{m}_0\delta\int_0^H\psi^2(y,t^*)dy.
\end{aligned}\right\} \tag{6}$$

Уравнение (2) при этом имеет вид:

$$\left(1+R^*\right)2n(t^*)V''-\left(1+R^*\right)k(t^*)V-m_0(t^*)\frac{\partial^2V}{\partial t^2}+p(x,t^*)=0\,. \tag{7}$$

Уравнение (7) представляет собой интегро-дифференциальное уравнение колебаний вязкоупругого основания-грунта конечной толщины.

Исключая из уравнений (1) и (7) функцию $p\left(x,t^*\right)$, после некоторых преобразований имеем:

$$V^{IV}-\left(1+R^*\right)2r^2(t^*)V''+\left(1+R^*\right)s^4(t^*)V-m^*(t^*)\frac{\partial^2 V}{\partial t^2}=\frac{q(x,t)}{EJ}, \tag{8}$$

здесь

$$\left.\begin{aligned}
s^4(t^*)&=\frac{k(t^*)}{EJ}=\frac{\mathrm{E}_0(\mathrm{t}^*)\delta}{EJ\left(1-\nu_0^2\right)}\int_0^H \psi'^2(y,t^*)dy,\\
r^2(t^*)&=\frac{n(t^*)}{EJ}=\frac{\mathrm{E}_0(\mathrm{t}^*)\delta}{4EJ\left(1+\nu_0\right)}\int_0^H \psi^2(y,t^*)dy,\\
\overline{m}(t^*)&=\frac{m_1+m_0(t^*)}{EJ}=\left(\frac{\gamma\delta h}{g}+\frac{\gamma_0\delta}{g}\int_0^H \psi^2(y,t^*)dy\right)\frac{1}{EJ}.
\end{aligned}\right\} \tag{9}$$

Интегро-дифференциальное уравнение (8) характеризует колебания балочной плиты на вязкоупругом основании конечной толщины. Уравнение (8) свидетельствует о том, что в колебательном процессе участвует не только масса балочной плиты, но и обобщенная масса m_0 вязкоупругого основания. Таким образом, полученное уравнение описывает колебание балочной плиты с присоединенной к ней массой вязкоупругого основания.

С точки зрения динамики сооружений рассмотренная балочная плита, взаимодействующая с вязкоупругим основанием, представляет собой систему с бесконечным числом степеней свободы. При динамических воздействиях деформированная ось таких систем может принимать бесконечное множество различных очертаний.

В некоторых частных случаях, однако, можно предполагать, что рассматриваемая балочная плита обладает конечным числом степеней свободы.

Например, если предполагать, что балочная плита, взаимодействующая с вязкоупругим основанием, достаточно жестка и не испытывает изгибных деформаций, то ее расчет следует проводить как для системы с двумя степенями свободы. Такой подход значительно упрощает решение динамической задачи и вполне приемлем для практических целей.

В качестве примера рассмотрим колебания жесткой балочной плиты, взаимодействующей с вязкоупругим основанием конечной толщины. Для

вычисления частоты собственных колебаний предположим, что перемещения балки определяются соотношением:

$$V = CT(t) \tag{10}$$

Составим уравнение равновесия, выражающее равенство нулю суммарной работы всех сил, действующих на балочную плиту, на возможном для нее единичном поступательном перемещении. При этом силы инерции одного погонного метра балочной плиты определяются выражением:

$$m_1 \frac{\partial^2 V}{\partial t^2} = m_1 CT'' . \tag{11}$$

Кроме того на балочную плиту действует реактивные давления вязкоупругого основания $p\left(x, t^*\right)$ и $Q^{\phi}(t^*)$.

В общем случае давление вязкоупругого основания $p(x,t)$ с учетом инерционных сил определяется соотношением (7):

$$p\left(x, t^*\right) = -\left(1 + R^*\right) 2n(t^*) \frac{\partial^2 V}{\partial x^2} + \left(1 + R^*\right) k(t^*) V + m_0(t^*) \frac{\partial^2 V}{\partial t^2} . \tag{12}$$

Подставляя (10) в (12), получим:

$$p\left(t^*\right) = \left(1 + R^*\right) k(t^*) CT(t) + m_0(t^*) CT''(t) . \tag{13}$$

Результат. Таким образом, давление вязкоупругого основания определяется аналогично винклеровскому расчету.

Однако в рассматриваемом случае функция осадки основания не должна претерпевать разрыва у концов балочной плиты, как это предполагается гипотезой коэффициента постели. Другими словами однослойное вязкоупругое основание включается в работу не только в пределах конструкции, но и за пределами ее. Это обстоятельство имеет существенное значение и учитывается следующим образом.

Обобщенная поперечная сила вязкоупругого основания представляется в виде:

$$S'(x, t^*) = \int_0^H \tau_{yx} \psi(y,t) dy = \left(1 + R^*\right) 2ntV'(x,t) . \tag{14}$$

Выражение (14) имеет разрыв в тех сечениях $x = const$, где к поверхности вязкоупругого основания приложено сосредоточенная сила.

Нетрудно увидеть, что под балочной плитой обобщенная поперечная сила $S(t)$ согласно (10) равно нулю. За пределами балочной плиты эта сила отлична от нуля, в результате чего в сечениях $x = -\ell$ и $x = \ell$ имеются разрывы. Отсюда следует, что по концам балочной плиты действует сосредоточенные реактивные давления $Q^{ф}(t)$, которыми учитывается работа вязкоупругого основания за пределами конструкции.

Величина сосредоточенных реактивных давлений $Q^{ф}(t)$ определяется в общем случае как разность значений обобщенных поперечных сил S, вычисленных слева и справа от концов балочной плиты [1, 4]:

$$\left.\begin{aligned} Q_A^{ф}(t^*) &= S_{ос}(-\ell, t^*) - S_{б}(-\ell, t^*) \\ Q_B^{ф}(t^*) &= S_{б}(\ell, t^*) - S_{ос}(-\ell, t^*) \end{aligned}\right\}, \tag{15}$$

здесь $S_{ос}(t^*)$ – обобщенная поперечная сила, относящаяся к участку свободного основания, $S_{б}(t^*)$ – обобщенная поперечная сила, относящаяся к участку, расположенного под балочной плитой.

Работа вязкоупругого основания за пределами балочной плиты описывается следующим уравнением:

$$-\left(1 + R^*\right) 2tV'' + \left(1 + R^*\right) kV = 0. \tag{16}$$

Уравнение (16) имеет следующее решения:

$$\left.\begin{aligned} &при \quad x \le -\ell \qquad V_I(t) = C_0(t^*) e^{\alpha(x+\ell)} \\ &при \quad x \ge -\ell \qquad V_{II}(t) = C_0(t^*) e^{-\alpha(x-\ell)} \end{aligned}\right\} \tag{17}$$

Учитывая (10), (17) и (14) и исходя из соотношений (15), имеем:

$$Q_A^{ф}(t^*) = Q_B^{ф}(t^*) = Q^{ф}\left(t^*\right) = \left[\left(1 + R^*\right) 2\alpha n T(t) V(t) + \frac{m_0}{2\alpha} T''(t)\right] C(t^*), \tag{18}$$

где

$$\alpha = \sqrt{\frac{k}{2n}}. \tag{19}$$

Суммируя работу всех сил, действующих на балочную плиту, и приравнивая эту работу нулю, получим следующее уравнение:

$$\left(1+R^{*}\right)\left(2\ell k+4\alpha n\right)T(t)+\left(2\ell m_0+2\ell m_1+\frac{\alpha n}{k}\right)T''(t)=0\,, \tag{20}$$

или

$$T''(t)+\left(1+R^{*}\right)\frac{k\left(1+\dfrac{1}{\alpha\ell}\right)}{m_1\left(1+\dfrac{m_0}{m_1}+\dfrac{m_0}{m_1}\dfrac{1}{2\alpha\ell}\right)}T=0\,, \tag{21}$$

$$T''(t)+\omega^2T(t)=0\,, \tag{22}$$

где

$$\omega=\sqrt{\left(1+R^{*}\right)\frac{k\left(1+\dfrac{1}{\alpha\ell}\right)}{m_1\left(1+\dfrac{m_0}{m_1}+\dfrac{m_0}{m_1}\dfrac{1}{2\alpha\ell}\right)}}\,. \tag{23}$$

Заключение: Отсюда видно, что жесткая балочная плита на вязкоупругом основании совершает гармонические колебания с частотой (23).

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Власов В.З., Леонтьев Н.Н.* Балки плиты и оболочки на упругом основании. Москва, Физматгиз, 1960.

2. *Арутюнян Н.Х.* Некоторые вопросы теории ползучести. М-Л., Гостехиздат, 1952.

3. *Ширинкулов Т.Ш.* Расчет конструкции на сплошном основании. Изд-во «Фан», Ташкент, 1969.

4. *Тураев Х.Ш.* Расчет оснований тяжелых сооружений. Осн. фунд. и мех. грунтов. М., 1991.

Х.Ш. Тураев, Л.А. Рустамова

ЭФФЕКТИВНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ВЯЗКОУПРУГОЙ ТОЛСТОЙ ПЛИТЫ НА СИММЕТРИЧНУЮ НАГРУЗКУ МЕТОДОМ НАЧАЛЬНЫХ ФУНКЦИЙ

Самаркандский государственный архитектурно-строительный институт

В работе рассмотрено плита постоянной толщины, находящаяся под действием эффективных поверхностных нормальных и касательных нагрузок, приложенных в плоскостях $z=\pm h$, и имеющих симметричное расположение относительно срединной плоскости плиты. Ограничиваясь первыми членами в разложениях (7), получена приближенная техническая теория равновесия симметрично нагруженной плиты.

Введение

В работе освещен новый эффективный подход к решению контактных задач теории вязкоупругости. Изложен метод начальных функций, позволяющий сводить сложные трехмерные задачи теории вязкоупругости к двумерным.

Предлагаемая задача решается смешанным методом. За основные искомые функции приняты составляющие u, v, w вектора полного перемещения и напряжения $\tau_{xz}, \tau_{yz}, \sigma_z$.

Предмет и методы исследования

Предполагается, что вязкоупругая толстая плита, имеющая постоянную толщину $2h$, находится под действием поверхностных, нормальных и касательных, нагрузок, приложенных в плоскостях $z=\pm h$, и имеющих симметричное расположение относительно срединной плоскости плиты (рис. 1).

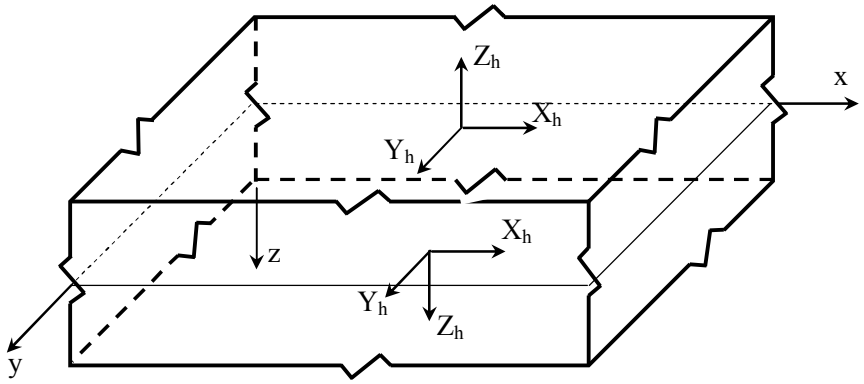


Рис. 1

В рассматриваемом случае загружения плиты в точках ее серединной плоскости по условиям симметрии задачи отсутствует вертикальные перемещения и касательные напряжения. Поэтому из шести начальных функций $U_0(t), V_0(t), W_0(t), X_0(t), Y_0(t), Z_0(t)$ следует задать равными нулю $W_0(t)=X_0(t)=Y_0(t)=0$. Неизвестными функциями будут тангенциальные перемещения $U_0(t), V_0(t)$ и нормальное напряжение $Z_0(t)$.

При этом уравнения (12) [1] принимают следующий вид:

$$\left.\begin{aligned}
U(t) &= L_{UU}U_0(t)+L_{UV}V_0(t)+L_{UZ}Z_0(t),\\
V(t) &= L_{VU}U_0(t)+L_{VV}V_0(t)+L_{VZ}Z_0(t),\\
W(t) &= L_{WU}U_0(t)+L_{WV}V_0(t)+L_{WZ}Z_0(t),\\
Z(t) &= L_{ZU}U_0(t)+L_{ZV}V_0(t)+L_{ZW}Z_0(t),\\
Y(t) &= L_{YU}U_0(t)+L_{YV}V_0(t)+L_{YZ}Z_0(t).\\
X(t) &= L_{XU}U_0(t)+L_{XV}V_0(t)+L_{XZ}Z_0(t).
\end{aligned}\right\}, \tag{1}$$

где

$$U(t)=N(t)u(t),\ V(t)=N(t)v(t),\ W(t)=N(t)w(t), \tag{2}$$

$u(t), v(t), w(t)$ – компоненты вектора перемещений;

$$N(t)=E(t)\left(1+R^*\right), \tag{3}$$

$$R^*f=\frac{1}{E(t)}\int_{\tau}^{t}R(t,\tau)E(\tau)f(\tau)d\tau \tag{4}$$

$R(t,\tau)$ – резольвента ядра $K(t,\tau)$ по Н.Х.Арутюняну [2].

$$K(t,\tau)=\frac{\partial}{\partial\tau}\left[\frac{1}{E(\tau)}+C(t,\tau)\right] \tag{5}$$

$E(t)$ – модуль упругости материала; $C(t,\tau)$ – мера ползучести;

$$X(t)=\tau_{xz}(t), Y(t)=\tau_{yz}(t), Z(t)=\sigma_z(t), \tag{6}$$

$$
\left.
\begin{aligned}
L_{UU} &= 1-\frac{z^2(2-\nu)}{2(1-\nu)}\alpha^2-\frac{z^2}{2}\beta^2+\frac{z^4(3-\nu)}{24(1-\nu)}\gamma^2\alpha^2+\frac{z^4}{24}\gamma^2\beta^2- \\
&\qquad -\frac{z^6(4-\nu)}{720(1-\nu)}\gamma^4\alpha^2-\frac{z^6}{720}\gamma^4\beta^2+\ldots \\
L_{UV} &= -\frac{z^2}{2(1-\nu)}\alpha\beta+\frac{z^4}{12(1-\nu)}\gamma^2\alpha\beta-\frac{z^6}{240(1-\nu)}\gamma^4\alpha\beta+\ldots \\
L_{UZ} &= -\frac{z^2}{4(1-\nu)}\alpha+\frac{z^4}{24(1-\nu)}\gamma^2\alpha-\frac{z^6}{480(1-\nu)}\gamma^4\alpha+\ldots \\
L_{VU} &= L_{XV} = -\frac{z^2}{2(1-\nu)}\alpha\beta+\frac{z^4}{12(1-\nu)}\gamma^2\alpha\beta-\frac{z^6}{240(1-\nu)}\gamma^4\alpha\beta+\ldots \\
L_{VV} &= 1-\frac{z^2(2-\nu)}{2(1-\nu)}\beta^2-\frac{z^2}{2}\alpha^2+\frac{z^4(3-\nu)}{24(1-\nu)}\gamma^2\beta^2+\frac{z^4}{24}\gamma^2\alpha^2-\ldots \\
L_{VZ} &= -\frac{z^2}{4(1-\nu)}\beta+\frac{z^4}{24(1-\nu)}\gamma^2\beta-\frac{z^6}{480(1-\nu)}\gamma^4\beta+\ldots \\
L_{WU} &= L_{XZ} = -\frac{z\nu}{1-\nu}\alpha+\frac{z^3(1+\nu)}{6(1-\nu)}\gamma^2\alpha-\frac{z^5(2+\nu)}{120(1-\nu)}\gamma^4\alpha+\ldots \\
L_{WV} &= L_{YZ} = -\frac{z\nu}{1-\nu}\beta+\frac{z^3(1+\nu)}{6(1-\nu)}\gamma^2\beta-\frac{z^5(2+\nu)}{120(1-\nu)}\gamma^4\beta+\ldots \\
L_{WZ} &= \frac{z^2(1-2\nu)}{2(1-\nu)}+\frac{z^3\nu}{6(1-\nu)}\gamma^2-\frac{z^5(1+2\nu)}{240(1-\nu)}\gamma^4-\frac{z^7(1+\nu)}{5040(1-\nu)}\gamma^6-\ldots \\
L_{ZU} &= -\frac{z^2}{1-\nu}\gamma^2\alpha-\frac{z^4}{6(1-\nu)}\gamma^4\alpha+\frac{z^6}{120(1-\nu)}\gamma^6\alpha-\ldots \\
L_{ZV} &= -\frac{z^2}{1-\nu}\gamma^2\beta-\frac{z^4}{6(1-\nu)}\gamma^4\beta+\frac{z^6}{120(1-\nu)}\gamma^6\beta-\ldots \\
L_{ZW} &= -\frac{z^3}{3(1-\nu)}\gamma^4+\frac{z^5}{30(1-\nu)}\gamma^6-\frac{z^7}{840(1-\nu)}\gamma^8+\ldots \\
L_{YU} &= -\frac{z(1-\nu)}{1-\nu}\alpha\beta+\frac{z^3(3+\nu)}{6(1-\nu)}\gamma^2\alpha\beta-\frac{z^5(5+\nu)}{120(1-\nu)}\gamma^4\alpha\beta+\ldots \\
L_{YV} &= -\frac{2z}{1-\nu}\beta^2-z\alpha^2+\frac{2z^3}{3(1-\nu)}\gamma^2\beta^2+\frac{z^5}{6}\gamma^2\alpha^2-\ldots \\
L_{XU} &= -\frac{2z}{1-\nu}\alpha^2-z\beta^2+\frac{2z^3}{3(1-\nu)}\gamma^2\alpha^2+\frac{z^5}{6}\gamma^2\beta^2-\ldots
\end{aligned}
\right\}
$$

В этих формулах символами $\alpha, \alpha^2, \beta, \beta^2, \alpha\beta, \gamma^2, \gamma^4, \ldots\gamma^{2n}$ обозначены двумерные на плоскости переменных *x*, *y* дифференциальные операторы.

Эти операторы связаны с одночленными операторами

$$\alpha = \frac{\partial}{\partial x};\ \beta = \frac{\partial}{\partial y};\ \alpha^2 = \frac{\partial^2}{\partial x^2};\ \beta^2 = \frac{\partial^2}{\partial y^2}. \tag{8}$$

Соотношениями:

$$\gamma^2 = \alpha^2 + \beta^2,\quad \gamma^4 = \left(\alpha^2 + \beta^2\right)^2, \ldots, \gamma^{2n} = \left(\alpha^2 + \beta^2\right)^n \tag{9}$$

Для определения неизвестных $U_0(t,x,y), V_0(t,x,y), W_0(t,x,y)$ имеем систему трех уравнений, которые получаются из (1) путем приравнивания компонентов напряжений X, Y, Z при $z = h$ заданным функциям $Z_h(t,x,y),\ Y_h(t,x,y),\ X_h(t,x,y)$:

$$\left.\begin{aligned} &L_{ZU}(h)U_0(t) + L_{ZV}(h)V_0(t) + L_{ZZ}(h)Z_0(t) = Z_h(t),\\ &L_{YU}(h)U_0(t) + L_{YV}(h)V_0(t) + L_{YZ}(h)Z_0(t) = Y_h(t),\\ &L_{XU}(h)U_0(t) + L_{XV}(h)V_0(t) + L_{XZ}(h)Z_0(t) = X_h(t). \end{aligned}\right\}, \tag{10}$$

где $L_{ZU}(h), L_{ZV}(h), \ldots, L_{XZ}(h)$ – дифференциальные операторы, определяемые по формулам (7) при $z = h$.

Уравнения (10) при известных функциях X_h, Y_h, Z_h образуют систему совместных линейных интегро-дифференциальных уравнений по двум независимым переменным.

Рассмотрим задачу о равновесии толстой плиты, находящейся под действием нормальной нагрузки $Z_h(x,y,t)$, расположенной симметрично относительно серединной плоскости. В этом случае два последних уравнения (10) при $X_h = Y_h = 0$ будут однородными. Эти уравнения будут удовлетворяться, если ввести в рассмотрение новую функцию $F = F(x,y)$:

$$\left.\begin{aligned} &U_0(t) = \left(L_{XV}L_{YZ} - L_{YV}L_{XZ}\right)_h F(t),\\ &V_0(t) = \left(L_{XU}L_{YZ} - L_{YU}L_{XZ}\right)_h F(t),\\ &Z_0(t) = \left(L_{XU}L_{YV} - L_{YU}L_{XV}\right)_h F(t). \end{aligned}\right\}. \tag{11}$$

После некоторых преобразований имеем следующее интегро-дифференциальное уравнения относительно неизвестной функции $F = F(x,\ y,\ t)$:

$$\left[L_{ZU}\left(L_{XV}L_{YZ}-L_{YV}L_{XZ}\right)-L_{ZV}\left(L_{XU}L_{YZ}-L_{YU}L_{XZ}\right)+\right.$$
$$\left.+L_{ZZ}\left(L_{XU}L_{YV}-L_{YV}L_{XV}\right)\right]_h F=Z_h \qquad (12)$$

Заключения: Порядок разрешающего уравнения (12) зависит от числа членов разложения (7), которое устанавливается в зависимости от относительной толщины плиты и от желаемой точности решения задачи. Так, ограничиваясь для плиты средней толщины в разложениях (7) лишь первыми членами, мы получим приближенную техническую теорию равновесия симметрично нагруженной плиты.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Власов В.З., Леонтьев Н.Н.* Балки, плиты и оболочки на упругом основании. «Физматгиз», 1960.

2. *Арутюнян Н.Х.* Теория ползучести. Гос. изд. тех. теор. лит. М-Л; 1952.

В.Л. Харланов, С.В. Харланова

СТАТИСТИЧЕСКИЙ АНАЛИЗ КРИТЕРИЕВ ИНТЕНСИВНОСТИ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЯ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

В настоящее время для оценки силы землетрясения используются шкалы, основанные на субъективных ощущениях людей и разрушениях конструкций. Условность таких шкал очевидна. Определяемая по ним сила землетрясения во многом зависит от качества проектирования и строительства, плотности застройки, материала и конструктивных особенностей зданий. Кроме того, ни одна из шкал не имеет эталона, по степени разрушения которого можно судить о силе землетрясения.

Практически во всех странах для определения нагрузки от сейсмического воздействия для зданий *массовой* застройки применяется линейная спектральная теория (ЛСТ), основанная на уравнении линейного осциллятора

$$\ddot{y}+2\xi\omega\dot{y}+\omega^2 y=\ddot{y}_o, \qquad (1)$$

где $\ddot{y}_o$ – расчетная акселерограмма свободной поверхности.

Максимальная реакция осциллятора (1) $\beta(\omega)$ = $\omega^2 y$ зависит только от спектрального состава акселерограммы и её максимальной амплитуды. В свою очередь максимальная реакция связана некоторым образом с субъ-

ективной шкалой балльности землетрясения. В действующих нормах сейсмостойкого строительства балльность связывается только с максимальной амплитудой акселерограммы землетрясения, а спектральный состав нормируется обобщенной функцией коэффициента динамичности $\beta(T)$. При этом функция $\beta(T)$ отражает не только спектральный состав ансамбля акселерограмм, но и, в значительной степени, особенности сейсмической реакции конструктивных схем и материалов, применяемых в массовом строительстве конкретной страны.

Реакция реальных конструкций на сейсмическое воздействие существенно отличается от соответствующей реакции линейного осциллятора (1), поэтому многими исследователями предложены различные критерии для определения балльности.

Все предлагаемые критерии можно условно разделить на три группы. К первой группе относятся энергетические критерии:

2) интенсивность Ариаса [1]

$$I_A = \int_0^t \ddot{y}_{\text{o}}(t)^2 dt, \tag{2}$$

3) абсолютная кумулятивная скорость (CAV) или критерий импульса [2]

$$CAV = \int_0^t \left|\ddot{y}_{\text{o}}(t)\right| dt, \tag{3}$$

4) удельная плотность энергии [3]

$$SED = \int_0^t (\dot{y}(t))^2 dt. \tag{4}$$

Вторая группа характеризует спектральный состав акселерограммы, который может быть охарактеризован тремя параметрами:

5) резонансной частотой акселерограммы $f_{\text{рез}}$. Строго говоря, резонансная частота для стохастического процесса не имеет смысла. Под резонансной обычно понимается частота, при которой наблюдается максимальная ордината спектра реакции линейного осциллятора,

6) максимальная ордината спектра реакции линейного осциллятора β_{max},

7) средняя величина коэффициента динамичности в диапазоне 0,25 ÷ 25 Гц.

К третьей группе относятся критерии, влияющие на накопление повреждений в конструкциях:

8) продолжительность воздействия, *t* [4]. Абсолютно не влияет на величину реакции линейного осциллятора,

9) максимальная скорость колебания грунта V_{max},

10) остаточное перемещение грунта $Y_{ост}$.

Все выше названные критерии определяются непосредственно из акселерограммы.

Для выявления зависимостей между различными критериями проведено статистическое исследование акселерограмм землетрясений сейсмостанции Genio-Civil, Северная Италия. Исследовано 20 акселерограмм землетрясений от 4 до 8 баллов по шкале МСК-64. Исследовались откорректированные акселерограммы. Корректировка заключалась в удалении линейного тренда, связанного с дрейфом нулевой линии прибора и применении 8 полосного эллиптического фильтра с диапазоном частот 0,25 ÷ 25 Гц.

Каждая акселерограмма состоит из трех компонент: С-Ю, В-З и вертикальной. Для корректного сравнения различных критериев строилась результирующая акселерограмма. По трем компонентам вычислялась максимальная амплитуда, далее определялись направляющие косинусы и затем вычислялись ординаты акселерограммы главного направления с учетом трех компонент. Полученное направление имеет хорошую корреляцию с азимутом между очагом землетрясения и сейсмостанцией.

В табл. 1 представлены коэффициенты корреляции между различными критериями интенсивности.

Таблица 1

Критерии	$\ddot{y}_{o,\,max}$	IA	CAV	SED	t	МСК-64	β_{max}	$f_{рез}$	$\beta_{ср}$	V_{max}
IA	0,84	1								
CAV	0,82	0,95	1							
SED	0,86	0,89	0,88	1						
t	0,38	0,37	0,54	0,29	1					
МСК-64	0,77	0,66	0,81	0,66	0,75	1				
β_{max}	0,77	0,95	0,98	0,89	0,46	0,73	1			
$f_{рез}$	-0,26	-0,24	-0,29	-0,27	-0,18	-0,32	-0,35	1		
$\beta_{ср}$	0,94	0,92	0,98	0,94	0,46	0,83	0,92	-0,31	1	
V_{max}	0,94	0,81	0,80	0,94	0,27	0,70	0,78	-0,32	0,94	1
Yост	0,42	0,61	0,69	0,66	0,40	0,53	0,76	-0,26	0,62	0,51

Практически все критерии, кроме резонансной частоты, продолжительности воздействия и остаточного перемещения, хорошо коррелированны. То есть, для определения балльности может использоваться любой из критериев или их комбинация. Естественно, что проще всего определяется максимальная амплитуда акселерограммы. Зависимость между балльностью и любым критерием — логарифмическая. Построены следующие зависимости:

Максимальная амплитуда акселерограммы

$$\text{Балл} = 1{,}52 \ln(\ddot{y}_{0,\,max}) + 7{,}2;\ R^2 = 0{,}85. \quad (5)$$

Критерий импульса

$$\text{Балл} = 1{,}3 \ln(CAV) + 8;\ R^2 = 0{,}92 \text{ (рис. 1)} \quad (6)$$

Интенсивность Ариаса

$$\text{Балл} = 0{,}62 \ln(I_A) + 8{,}3;\ R^2 = 0{,}66. \quad (7)$$

Среднее значение коэффициента динамичности

$$\text{Балл} = 1{,}42 \ln(\beta_{ср}) + 8{,}6;\ R^2 = 0{,}92. \quad (8)$$

По действующим нормам

$$\text{Балл} = 1{,}44 \ln(\ddot{y}_{0,\,max}) + 7;\ R^2 = 0{,}7, \quad (9)$$

где R^2 – критерий достоверности.

На рис. 1 представлена зависимость бальности от критерия импульса.

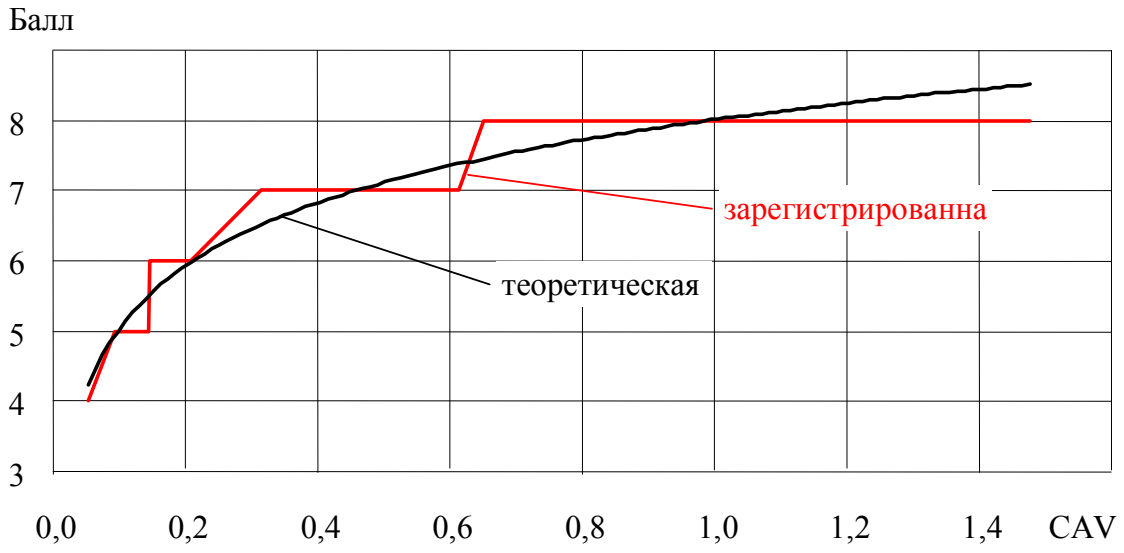


Рис. 1. Зависимость балльность — критерий импульса (*CAV*)

Корреляционный анализ позволяет установить лишь степень линейной зависимости между рядами данных. Между рядами данных может быть нелинейная связь. Например, корреляция между cos(x) и sin(x) практически нулевая, однако между ними существует строгое соответствие — $\cos^2(x) + \sin^2(x) = 1$. Для выявления таких связей между рядами данных применяются другие методы статистического анализа, в частности факторный анализ. Факторный анализ проведен методом «варимакс» – вращения [5]. Проведенный анализ показал, что все критерии, кроме продолжительности и остаточного перемещения входят в одну группу с наибольшей дисперсией квадратов по нагрузке фактора. Таким образом, все рассмотренные критерии находятся в статистической зависимости.

Основной вывод из проведенного исследования: для определения нагрузки от сейсмического воздействия для зданий и сооружений массовой застройки вполне достаточно максимальной амплитуды акселерограммы и скорректированной функции коэффициента динамичности. Сила землетрясения, выраженная в баллах по любой из шкал, не актуальна для определения линейной реакции на сейсмическое воздействие.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Arias A.* [1970] A measure of earthquake intensity// seismic design for nuclear power points, (ed. R.J. Hansen) MIT Press, Cambridge, Massachusetts. PP. 438–483.

2. EPRI TR- 100082.Standardization of the Cumulative Absolute Velocity, Palo Alto, California: Electric Power Research Institute, prepared by Yankee Atomic Electric Company, December 1991.

3. EPRI NP- 5930. A Criterion for Determining Expedience of the Operating Basis Earthquake, Palo Alto, California: Electric Power Research Institute, prepared by Jack R. Benjamin and Associates, Inc. July 1988.

4. *Bommer J.J., Martinez-Pereira A.* [1999]. The effective duration of earthquake strong motion // Journal of Earthquake Engineering. Vol. 3. No. 2, pp. 127–172.

5. *Kaiser H.F.* The varimax criterion for analytic rotation in factor analysis. Psychometrika, 23, 187–200, 1958.

СЕКЦИЯ №2
«ТЕХНИЧЕСКИЕ СРЕДСТВА ПОДДЕРЖАНИЯ РАБОТОСПОСОБНОСТИ И БЕЗОПАСНОСТИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ, РАСПОЛОЖЕННЫХ НА ОПОЛЗНЕВЫХ ТЕРРИТОРИЯХ»

ТЕМАТИКА:

- Технические средства и оборудование, обеспечивающие безопасную эксплуатацию сооружений на оползнеопасных территориях;
- Мониторинг оползневых процессов;
- Геоинформационные системы.

В.С. Бабалич, А.В. Ечевский, В.А. Лавриненко

СЕЙСМОДИАГНОСТИКА СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Предпринята попытка применения метода сейсмодиагностики для интегрального контроля технического состояния возводимых и эксплуатируемых зданий и сооружений

Обеспечение нормируемых параметров качества и эксплуатационной пригодности строительных конструкций зданий и сооружений неразрывно связано с адекватной диагностикой их состояния на всех этапах жизненного цикла объекта. Применяемые на практике стандартизированные диагностические методики оценивают, как правило, лишь один нормируемый показатель и не дают цельной, интегральной картины качества и технического состояния оцениваемой строительной конструкции и элементов их сопряжений.

В настоящей работе представлены предварительные результаты по адаптации широко применяемых в других отраслях методов вибросейсмодиагностики для интегральной оценки состояния строительных конструкций зданий и сооружений.

Наиболее перспективным, на наш взгляд, решением таких задач является метод отраженных волн (МОВ). Упругие волны в МОВ возбуждают с помощью ударного источника и регистрируют их на поверхности исследуемой конструкции. После регистрации упругих волн изучаются их кинематические (время прихода, скорость распространения, и т.п.) и динамические (амплитуды, частоты, логарифмический декремент затухания и др.) характеристики.

Для интегральной оценки изотропности и сплошности монолитных плоскостных железобетонных конструкций (плит перекрытий, диафрагм жесткости и др.) в данной работе применялся серийно выпускаемый НПП «Интерприбор» (г. Челябинск) прибор СПЕКТР 2.0. Прибор предназначен для определения длины свай, обнаружения и локализации дефектов, получения сейсмографического профиля. СПЕКТР 2.0 позволяет проанализировать реакцию объекта на ударное воздействие одновременно по двум каналам во временной и спектральной области.

Сейсмическая волна в исследуемом элементе возбуждается с помощью ударного воздействия и воспринимается чувствительным сейсмоприемником. В приборе СПЕКТР 2.0 применены вибродатчики ВД-39.3 с диапазонами частот (минус 3 дБ): 10–5700, 10–11000, 10–23000, Гц.

Сейсмоспектральный анализ собственных частот объекта и специальные методики обработки информации позволяют определить длину железобетонных свай, построить сейсмоспектральный профиль.

Программное обеспечение серийно поставляемого прибора предоставляет возможность только параметрического (просмотр таблиц и графиков) контроля. Кроме этого не достаточно прозрачно организованы следующие заявленные параметры:

– оценка степени достоверности результатов;

– вычисление длины свай или расстояния до дефекта.

Целью настоящей работы является поиск наиболее информативных параметров откликов при динамических воздействиях и модернизация программного обеспечения прибора для решения поставленной задачи контроля строительных конструкций.

СПЕКТР 2.0 позволяет проанализировать реакцию объекта на ударное воздействие одновременно по 2 каналам во временной и спектральной области. Зафиксированные данные сохраняются в память прибора и затем

импортируются в компьютер для дальнейшей обработки и выделения наиболее характерных параметров.

Для возбуждения ударной волны и обеспечения необходимого уровня энергии удара на горизонтальных конструкциях, был разработан и изготовлен ударный механизм для создания стабильного ударного воздействия регулируемой величины. Возбудитель ударного воздействия представляет собой металлический цилиндр с глухим фланцем на дне, позволяющим обеспечить жесткую фиксацию с металлическим диском, закрепляемым на исследуемой конструкции. Внутри цилиндра свободно перемещается груз, массу которого можно регулировать. При срабатывании фиксатора груз свободно падает с ускорением земного притяжения. Регулирование величины ударного воздействия в этом механизме возможно либо изменением высоты падения, либо массой груза.

Совместная работа прибора и механизма ударного воздействия позволяет получать интегральный отклик на ударное воздействие по разным траекториям 2D конструкции и соответственно получать информацию о степени «изотропности» исследуемой железобетонной конструкции.

Дополнительная обработка полученных вибро-сейсмограмм при выявлении надежных структурочувствительных кинематических или динамических характеристик позволит с высокой степенью достоверности оценивать качество и техническое состояние железобетонных конструкций.

В данное время идет поиск наиболее информативных параметров, позволяющих получить прямые или косвенные данные о состоянии строительных конструкций, а также для адаптации программного обеспечения прибора.

Из проведенных пробных экспериментов по оценке динамического отклика строительных конструкций (монолитного безбалочного железобетонного перекрытия, железобетонной плиты на грунтовом основании) выявлены отдельные амплитудно-частотные характеристики, параметры скорости распространения ударной волны, логарифмический декремент затухания наиболее характерных для элементов испытуемых конструкций.

В настоящее время ведется работа по накоплению экспериментальных, спектрограмм для выявления наиболее тесной корреляции кинематических или динамических характеристик МОВ и нормируемых параметров технического состояния строительных конструкций.

С.В. Беда, Ю.И. Великодный, Ю.Л. Винников,
Н.Л. Зоценко, А.Н. Ягольник, В.А. Титаренко

ОСОБЕННОСТИ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ХАРАКТЕРИСТИК ПРОЧНОСТИ ГРУНТОВ ПРИ РАСЧЕТАХ УСТОЙЧИВОСТИ СКЛОНОВ

Полтавский национальный технический университет имени Юрия Кондратюка,
Научно-исследовательский институт строительных конструкций

Показаны особенности образования оползней на склонах речных долин. Рассмотрены способы определения расчетных характеристик лессовых грунтов с использованием методики «структурного» и «длительного» сцепления. Предложен метод усиления лессового грунта грунтоцементными элементами, изготовленными по буросмесительной технологии, с целью увеличения структурного сцепления.

Около 70% территории Украины сложены с поверхности четвертичными отложениями, которые можно отнести к лессовым или лессовидным суглинкам. Такие отложения легко поддаются эрозии, размыванию под действием постоянных и временных поверхностных вод. В результате геологической деятельности больших рек равнинная часть Украины представляет собой систему нескольких плато, разделенных долинами рек. В свою очередь, большие плато разделяются на более мелкие вследствие деятельности малых рек, ручьев и временных потоков воды. На склонах рек достигающих в высоту нескольких десятков, а то и сотен метров образуются идеальные условия для образования оползней. Развитию оползневых процессов способствует поднятие уровня грунтовых вод вследствие природных и техногенных процессов, уничтожение растительности, продолжительная эксплуатация зданий и сооружений на склонах и вблизи их, необоснованное строительство, а также недостаточная изученность инженерно-геологических условий конкретной местности.

Существующая классификация склонов речных долин не дает возможности объективно прогнозировать места первоочередного появления оползневых процессов и определять вызывающие их факторы. Все это препятствует внедрению эффективных противооползневых мероприятий, которые следует проводить на стадиях проектирования, застройки и эксплуатации таких территорий.

Действующие строительные нормы регламентируют выполнять расчеты устойчивости склонов по первому предельному состоянию с учетом как полного, так и структурного сцепления грунтов. Методы и приборы, ко-

торые используются для определения полного и структурного сцепления, дают завышенные результаты. В результате этого на склонах, которые по расчетам определяются как устойчивые, действуют активные оползни. Все это требует разрабатывать новые методы определения прочностных характеристик грунтов, стандарты и приборы, приспособленные непосредственно к особенностям напряженно-деформированного состояния конкретных типов оползней.

Все сказанное выше обосновывает актуальность исследований направленных на детальное изучение оползней и разработки мероприятий по их стабилизации.

Для совершенствования расчетов устойчивости склонов нормативными документами предусмотрено выполнять расчеты на основе типизации склонов. Существующая типизация связана с геоморфологическими, геологическими условиями, гидрогеологией и тому подобное. Однако при типизации учтены только характер разрушения склона и особенности движения грунтовых масс, что в неполной мере позволяет оценить причины возникновения оползней, которые зависят от режима грунтовых вод. В свою очередь, режим грунтовых вод обусловлен характером залегания водоупорного слоя, по поверхности которого они двигаются потоками под воздействием напорного градиента.

Для более глубокого изучения проблемы обратим внимание на процесс формирования четвертичных отложений на территории Украины. На данный момент существует более двадцати гипотез происхождения лессовых грунтов и единого мнения, позволяющего полностью объяснить все особенности современного геологического строения, нет. Однако, рассматривая наиболее обоснованные гипотезы, можно выделить основные процессы, которые, безусловно, сыграли наиболее важную роль в формировании лессовых отложений.

Довольно много сторонников у водно-ледниковой (флювиогляциальной) гипотезы происхождения лессовых грунтов. Во время интенсивного таяния ледников талые воды покрывали почти всю территорию, включая водоразделы. Отложение пылеватых частичек из потоков воды и привело к образованию лессовых грунтов. Подтверждением такого способа является различная мощность отложений – от десятков метров в пониженных территориях до практически полного отсутствия на водоразделах. Более мощные потоки воды приносили кроме пылеватых и песчаные частички, а также гравий, гальку иногда даже валуны. Линзы песка и более крупные

отложения, встречающиеся в лессовых толщах, также являются доказательством в пользу данной гипотезы.

Другой гипотезой, имеющей поддержку ученых, является гипотеза эолового (эолово-ледникового) происхождения лессовых пород. Присутствие огромных ледниковых масс, охлаждающих воздух, приводило к возникновению постоянного движения воздушных масс от ледника к открытой поверхности, где воздух нагревался и поднимался в верхние слои атмосферы. Пылеватые частички грунта, образовавшиеся в результате геологической деятельности ледника, движущийся воздух переносил с собой и откладывал в местах, где скорость ветра была недостаточной для переноса. При рассмотрении карт оледенений легко заметить, что граница каждого оледенения проходила в пределах территории Украины.

Другие гипотезы, объясняющие происхождение лессовых отложений на территории Украины имеют существенные недостатки, или объясняют лишь происхождение лессов на локальных участках территории. Таким образом, если принять во внимание доказательства первых двух гипотез, следует отметить особенную роль ледниковых периодов в формировании лессовых отложений Украины.

Изучая геологические условия различных регионов можно отметить, что лессовые породы, которые имеют светлый цвет, чередуются с отложениями лессовидных пород, которые имеют в основном темную, коричневую окраску и характеризуются многими исследователями как ископаемые грунты. Такое наслоение объясняется чередованием ледниковых периодов и периодов потепления климата на Земле. Так на Полтавском лессовом плато толща лессовых отложений составляет 20–30 м, при чем в ней можно выделить 3–4 слоя ископаемых грунтов. В подавляющем большинстве случаев лессовая толща подстилается красно-бурыми глинами, которые служат водоупором.

Считается, что периоды оледенения были «сухими» по сравнению с периодами потеплений, а, следовательно, в период потеплений на территории Украины развивалась система рек, ручьев которые формировали рельеф путем эрозии и переотложения пород, сформировавшихся ранее. Большое значение также имели поверхностные воды, благодаря которым формировалась балочная система различной глубины на поверхности каждого следующего отложения лессовидных грунтов. Во время следующего периода оледенения лессовые отложения заполняли неровности на поверхности, выравнивая ее, в результате чего формировались отложения

лессовых грунтов различной толщины. Таким образом, изучая инженерно-геологическое строение, мы встречаемся с древнейшими понижениями рельефа, заполненными лессовым грунтом в виде скрытых балок – «ложбин», наличие которых может значительно влиять на особенности эксплуатации зданий и сооружений на данной территории.

Устойчивость склонов во многих случаях зависит от характеристик прочности грунтов и их физического состояния. Особенное влияние на прочность лессовых грунтов создают грунтовые воды, ведь их разгрузка с плато происходит как раз через склоны. Ища выход, грунтовые воды двигаются как раз по таким «ложбинам», что в свою очередь приводит к развитию суффозии и, как следствие, уменьшению механических характеристик грунта, повышению его деформативности. Особенно актуальной эта проблема является для наиболее глубоко расположенного слоя лессового грунта, под которым находится водоупорный слой. Но в последние десятилетия в связи с развитием процессов подтопления больших городов Украины такое влияние испытывают и лессовые породы, размещенные выше. Развитию такого рода явлений содействует сама структура лессовых грунтов, ведь они характеризуются высокой пористостью, часто макропористостью, незначительным содержанием глинистых частиц, повышенным содержанием неустойчивых минералов. Кроме того, в лессовых грунтах обязательно присутствуют в значительном количестве соли – в основном карбонаты, как в виде пленок-оболочек, так и в дисперсном состоянии, иногда гипсы. С одной стороны такие особенности, благодаря интенсивной фильтрации грунтовых вод, содействуют развитию не только механической, но и химической суффозии, с другой стороны лессовые грунты характеризуются как размыкаемые. Невысокая граница текучести способствует быстрому переходу лессовых грунтов в текучепластичное, а то и в текучее состояние при увлажнении, а также перехода их в категорию «слабых», высокодеформативных грунтов.

Существует много методов определения показателей механических характеристик, которые вошли в государственные стандарты. Рекомендованные методы обработки результатов испытаний в некоторых случаях дают завышенные величины характеристик прочности, поскольку условия опытов не отвечают действительному состоянию грунта в массиве склона.

Основным методом изучения характеристик прочности грунтов является испытание на одноплоскостной срез. Этот метод точнее всего моделирует особенности работы грунта при оползневых процессах и позволяет определять угол внутреннего трения φ и общее удельное сцепление c, ко-

торое состоит из связности Σ_w и структурного сцепления c_{st} ($c = \Sigma_w + c_{st}$). Испытания, при которых вертикальное давление в приборе перед опытом превышает значение давления на грунт, возникающего в природных условиях, приводит к предварительному уплотнению, что изменяет физические характеристики и, соответственно, механические свойства. Для устранения недостатков такого метода предлагается испытания проводить при давлениях, что не превышают природные, а результаты испытаний представлять в виде зависимости касательного напряжения от деформаций образца в логарифмических координатах.

$$\ell g\, \ell = \ell g\, \alpha + m\, \ell g \tau, \qquad (1)$$

где: α и m – коэффициенты, которые зависят от вида грунта.

На графиках такая зависимость имеет вид ломаной линии с переломом в двух точках (рис. 1).

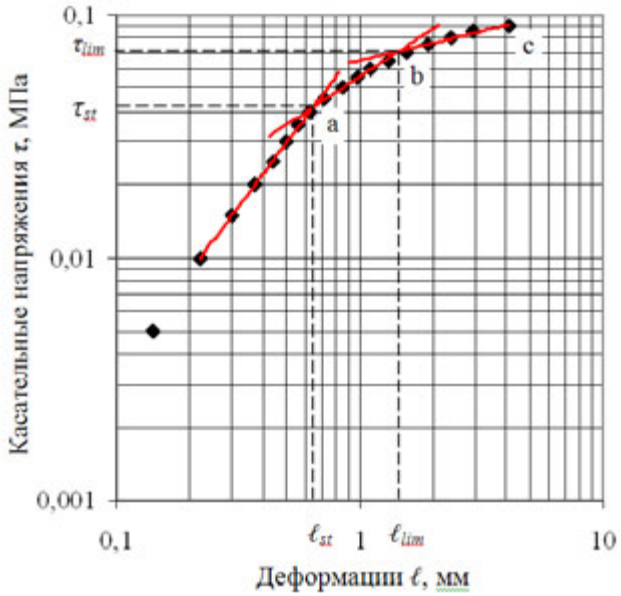


Рис. 1. График зависимости деформаций ℓ от касательных напряжений τ в логарифмических координатах: *a*, *b* и *c* – точки изменения фаз деформирования; ℓ_{st} и ℓ_{lim} – деформации, при которых разрушаются структурные и общие связи соответственно

Первая точка (*a*) отвечает окончанию фазы уплотнения и начала фазы локальных сдвигов и принята за структурное сопротивление грунта срезу. Вторая точка (*b*) отвечает окончанию фазы локальных сдвигов и начала фазы пластических деформаций и отвечает длительному сопротивлению. Способ определения структурного сцепления c_{st} по величинам удельного сопротивления τ_{st}, полученных для разных вертикальных давлений получил название

«методики структурного сцепления», а способ определения полного сцепления $c_{\ell im}$ – «методики длительного сцепления».

Проведенные сравнительные испытания на одноплоскостной срез образцов с одинаковыми физическими свойствами подтвердили, что сопротивление, определенное по стандартной методике одноплоскостного среза, зависит от времени испытаний (рис. 2, линия 1), а по предложенной методике «длительного сцепления» значения сопротивления не зависит от времени и отвечает длительной прочности (рис. 2, линия 2).

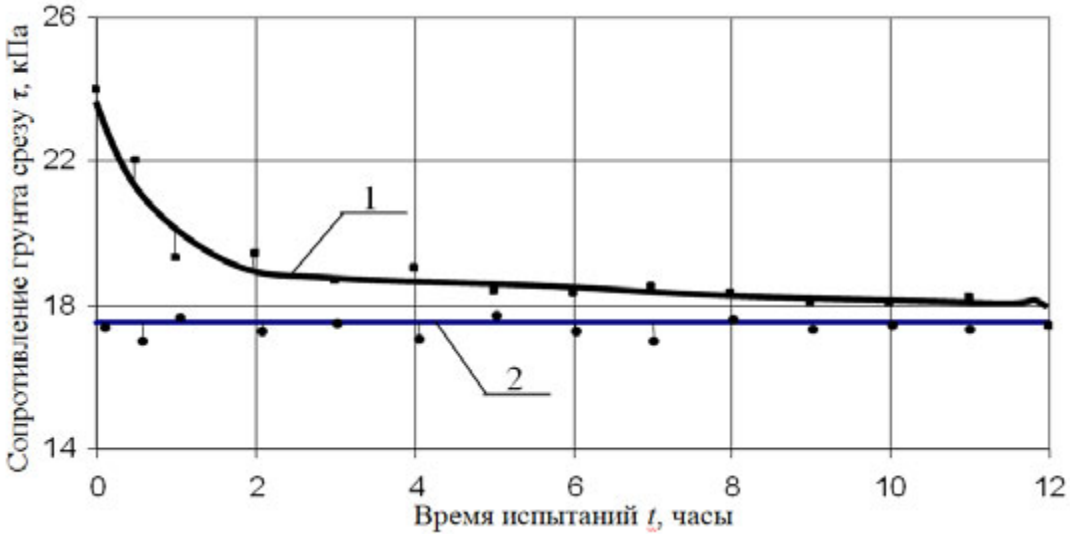
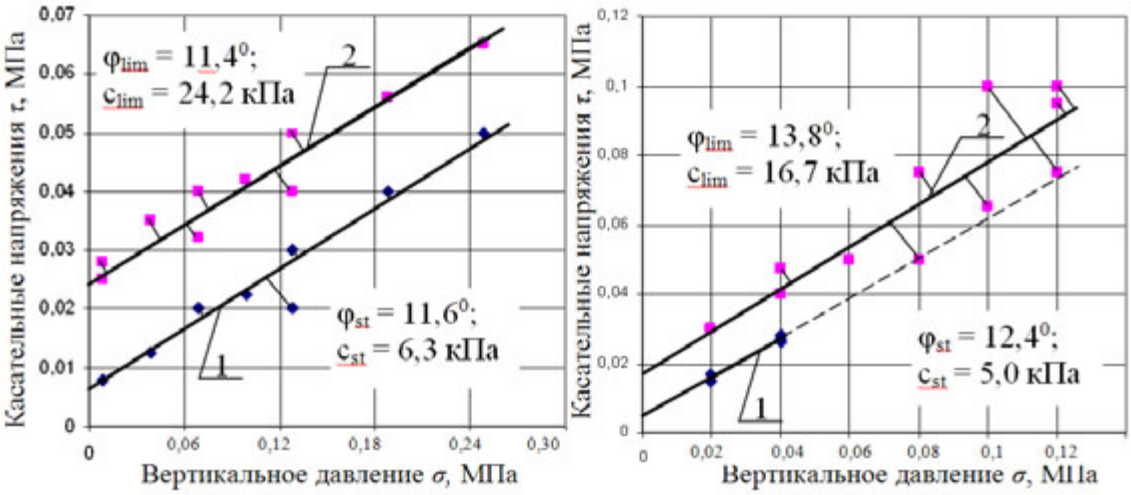


Рис. 2. Графики зависимости удельного сопротивления среза от времени испытания: 1 – по методике ДСТУ Б.В.2.1-4-96; 2 – по методике длительного сцепления

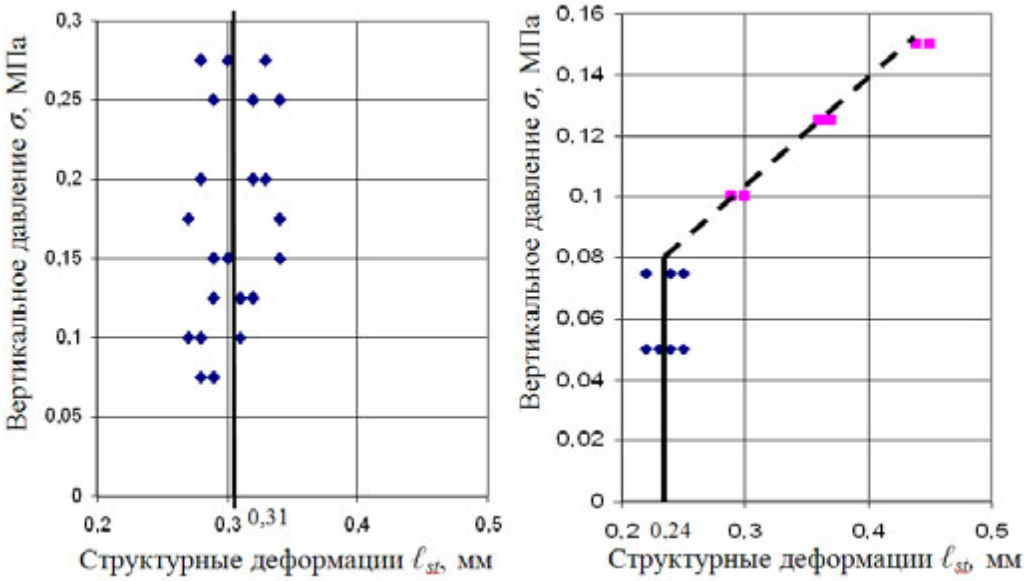
Для проверки достоверности методики «структурного сцепления» были проведены сравнительные опыты методом «плашка по плашке». Анализ полученных результатов показал незначительную разницу между значениями удельных структурных сцеплений, полученных методиками «плашка по плашке» и «структурного сцепления».

Анализ зависимостей $\tau=f(\sigma)$ с использованием предложенных методик показал, что структурное сцепление не зависит от нормального давления, и углы внутреннего трения практически совпадают между собой, что отвечает природному строению грунта (рис. 3). Это еще раз подтверждает объективность определения удельных сцеплений методиками структурного и длительного сцеплений.



а) *б)*

Рис. 3. Графики зависимости сопротивлений сдвига *τ* от вертикального давления σ для:
а – коричневого лесовидного суглинка (r_1 = 0,95 и r_2 = 0,92);
б – палевого лессового суглинка (r_2 = 0,823)



а) *б)*

Рис. 4. Графики зависимости структурных деформаций ℓ_{st} от вертикального давления *σ* для:
а – коричневого лесовидного суглинка (J_p=16) (*r* = 0,88);
б – палевого лессового суглинка (J_p=11) (*r* = 0,90)

Для изучения максимальных величин нормального давления, которые можно передавать на образцы грунта при одноплоскостном срезе, было проанализировано зависимость структурной деформации ℓ_{st} от нормального давления *σ.* Анализ показал, что для трех грунтов – двух лессовидных суглинков и глины структурная деформация не зависит от величины нормального давления до 0,26 МПа (рис. 4, *а*). Для лессового суглинка такая зависимость наблюдается до вертикального давления 0,08 МПа. При увеличении вертикального давления на образец происходило разрушение жестких структурных связей (рис. 4, *б*).

Определенные величины критической структурной деформации ℓ_{st} зависят от характера формирования грунтов. Для грунтов, которые имеют в своем составе больше пылеватых и песчаных частиц, значение структурной деформации ℓ_{st} будет наименьшим. При увеличении в грунте глинистых частиц величина структурной деформации ℓ_{st} увеличивается.

Полученное линейное уравнение дает возможность для грунтов Полтавского плато определять по числу пластичности величину критической структурной деформации.

С целью увеличения структурного сцепления грунтов был использован метод усиления грунтоцементными элементами, изготовленными по буросмесительной технологии. Для изучения изменения механических свойств лессовых грунтов нарушенной структуры были проведены испытания на стендовом приборе. Изготовленные образцы были разделены на четыре серии. Первая серия испытывалась без усиления. Остальные три изготавливались с разным количеством грунтоцементных элементов, процент армирования составил соответственно 2,2%, 3,85% и 6,15%.

Исследования проводились по методике быстрого неконсолидированного среза при нормальном давлении 0,08 МПа. Конструкция кольца позволяла проводить второе повторное испытание на одном образце. Полученная зависимость, между структурным сцеплением и процентом армирования описывается формулой при коэффициенте корреляции r = 0,94:

$$c_{st} = a \cdot i^2 + b \cdot i + c, \text{ кПа}, \quad (2)$$

где i – относительное армирование; a = 922 и b = 283,8 – эмпирические коэффициенты, которые определены для конкретного вида грунта, кПа; c – удельное структурное сцепление до армирования, кПа.

Таким образом, усилением грунтов грунтоцементными элементами, изготовленными по буросмесительной технологии, можно увеличить

удельное структурное сцепление. Результаты сравнения экспериментальных данных с аналитическими расчетами приведены в табл. 1.

Таблица 1

Результаты сравнения экспериментальных данных с аналитическими расчетами увеличения структурного сцепления лессовых грунтов нарушенной структуры

№ п/п	Процент армирования, %	Величина увеличения структурного сцепления, кПа		Относительная ошибка, %
		Экспериментальные данные	Аналитический расчет	
1	2,2	7,0	6,7	4,3
2	3,85	12,0	12,3	2,5
3	6,15	21,0	20,9	0,5

Внедрение результатов опытов проводилось на двух объектах г. Полтавы. Первый объект – жилой дом по адресу Первомайский проспект, 15 – 17, расположенный на ложбинном склоне. Ложбина перекрыта лессовыми и насыпными грунтами. По расчетам склона оползневое давление равнялось 243 кН/м.п. Для восприятия такого давления необходимо устроить подпорную стенку из буронабивных свай в 5 рядов. Поэтому был предложен комплекс мероприятий по закреплению склона, в котором использованное искусственное повышение структурного сцепления насыпного грунта цементацией. Благодаря этому оползневое давление уменьшилось до 67 кН/м.п. Для восприятия такого давления была запроектирована и выполнена подпорная стенка из двух рядов буронабивных свай. Таким образом, за счет увеличения структурного сцепления оползневое давление было уменьшено на 176 кН/м.п.

Второй объект, на котором были внедрены результаты опытов, расположен в микрорайоне «Сады-2». Для восприятия вертикальных нагрузок и оползневых усилий от массива грунта ложбины, были запроектированы фундаменты из призматических железобетонных свай. Увеличение структурного сцепления буросмесительной технологией позволило устроить ленточные фундаменты, что дало экономический эффект 147920 грн.

Выводы. Для определения характеристик прочности, которые отвечают природному состоянию грунта на склоне и в ложбине, предложены методики обработки результатов испытаний: метод «структурного сцепления» и метод «длительного сцепления». В их основу положено разделение фаз деформирования грунта при нагрузке – уплотнения, локальных сдви-

гов, пластических деформаций. Экспериментальные исследования показали, что разница результатов в сравнении с методом „плашка по плашке” находится в диапазоне от 5 до 40%.

Экспериментально, с использованием прибора стендового сдвига, доказан эффект увеличения структурного сцепления текучепластичных лессовых грунтов ложбин при проведении их усиления грунтоцементными элементами, изготовленными по буросмесительной технологии, а значение структурного сцепления увеличилось с 7 до 21 кПа. Для лессового грунта получена зависимость роста структурного сцепления от процента цементации грунта.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Великодний Ю.Й., Біда С.В., Титаренко В.А., Ягольник А.М.* Проблеми, які потребують наукових досліджень при проектуванні й будівництві в умовах зсувних територій // Зб. наук. пр. (галузеве машинобуд., буд-во). – Полтава: ПолтДТУ, 2002. Вип. 9. С. 24–27.

2. *Великодний Ю.Й., Біда С.В., Ягольник А.М., Петер Б.М., Кашликов М.П.* Особливості розвантаження ґрунтових вод Полтавського плато // Матеріали другої науково-практичної конференції «Нагальні питання вирішення проблеми підтоплення ґрунтовими водами територій міст та селищ міського типу». Харків, 2003. С. 53–56.

3. *Ягольник А.М., Тимошенко В.М.* Інструментальні спостереження за розвитком деформацій схилу // Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво). Полтава: ПолтНТУ, 2003. Вип. 12. С. 267–273.

4. *Великодний Ю.Й., Біда С.В., Ягольник А.М., Петер Б.М., Кашликов М.П.* Основні причини виникнення зсувних процесів у Полтавському районі та можливі шляхи локалізації зсуву // Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво). – Полтава: ПолтНТУ, 2006. Вип. 17. С. 170–174.

5. *Великодний Ю.Й., Біда С.В., Ягольник А.М., Завалій Б.І.* Визначення структурного зчеплення та тривалої міцності зв’язного ґрунту // Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво). Полтава: ПолтНТУ, 2007. Вип. 19. С. 15–20.

6. *Ягольник А.М.* Стендові випробування армованого ґрунту на одноплощинне зрушення // Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво). Полтава: ПолтНТУ, 2008. Вип. 22. С. 178–183.

7. *Великодний Ю.Й., Зоценко М.Л., Ларцева І.І., Ягольник А.М.* Зміна характеристик міцності ґрунтів при їх закріплені за допомогою цементації // Будівельні конструкції: Міжвід. наук.-техн. зб. К.: НДІБК, 2008. Вип. 71. Кн. 2 С. 51–60.

8. *Краев В.Ф.* Инженерно-геологическая характеристика пород лессовой формации Украины. – К.: Наукова думка, 1971. 228 с.

9. *Зоценко М.Л., Великодний Ю.Й., Біда С.В.* Зсувонебезпечні території м. Полтави // Бетон и железобетон в Украине. 2001. №1. С. 14–17.

10. *Зоценко М.Л., Великодний Ю.Й., Борт О.В., Біда С.В.* Особливості оцінювання стійкості схилів Полтавського лесового плато // Будівельні конструкції: міжвід. наук.-техн. зб. К.: НДІБК, 2008. Вип. 71. Кн. 2. С. 178–189.

А.Н. Богомолов, М.Ю. Нестратов, О.А. Богомолова, С.И. Шиян, Т.К. Акчурин

ОБЕСПЕЧЕНИЕ УСТОЙЧИВОСТИ ОСНОВАНИЯ ПОДЗЕМНОЙ АВТОСТОЯНКИ В ЦЕНТРАЛЬНОМ РАЙОНЕ Г. ВОЛГОГРАДА

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

В статье рассматривается вопрос об обеспечении устойчивости основания подземной парковки в Центральном районе г. Волгограда. Расчет проведен на основе анализа напряженно-деформированного состояния грунтового массива. Предложены рекомендации по обеспечению устойчивости объекта и предотвращению деформаций основания.

Здание автостоянки в Центральном районе г. Волгограда является составной частью торгово-развлекательного комплекса «Пирамида».

Необходимость его обследования определена требованиями п. 4.2 Свода Правил СП 13-102-2003 «Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений» в связи с выявлением дефектов и повреждений конструкций и деформаций грунтового основания.

Так как основанием сооружения служит береговой склон реки Царица, то степень его устойчивости определяет степень эксплуатационной безопасности сооружения.

В геологическом строении площадки, на которой расположен объект, принимают участие отложения четвертичной и палеогеновой систем. Отложения четвертичной системы представлены современными техногенными накоплениями, верхнечетвертичными хвалынскими грунтами.

Палеогеновая система представлена осадками мечеткинской и царицынской свиты палеогена. Современные техногенные образования развиты повсеместно и представлены перемешанным грунтом: суглинком, супесью и песком коричневато-зелёного и зеленовато-серого цвета, с гнёздами и прослоями песка, с включением строительного мусора (кирпич, дерево, бетон) 5–50 %. Толщина техногена составляет 1,5–7,0 м. Верхнечетвертичные хвалынские отложения представлены суглинком, глиной и песком. Общая толщина слоя хвалынских отложений 0,5–7,5 м: суглинок зеленовато-серый слоистый, ожелезненный, толщиной 0,5–2,1 м; глина зеленовато-серая, коричневая, «шоколадная», слоистая, ожелезнённая, по наслоению с налётом пылеватого песка; толщина слоя глин изменяется от 0,5 до 2,5 м; песок зеленовато-серый, мелкий, глинистый, маловлажный. Толщина слоя 0,5–1,0 м.

Отложения палеогеновой системы встречены на глубине 4,0–9,2 м (отметки 18,16–29,62 м) и представлены отложениями мечеткинской и царицынской свиты: мечёткинская свита это песчано-алевритовая порода, толщина слоя которой составляет 3,1–3,5 м, имеет зеленовато-серый цвет, слабо сцементирована и включает конкреции песчаника до 30%. Царицынская свита мощностью от 9,4 до 16,0 м представлена песком, песчано-алевритовой породой, алевролитом и алевролитом с прослоями аргиллита: песок ржаво-желтовато-зелёный, средней крупности, маловлажный, ожелезненный, распространён в кровле отложений царицынской свиты, толщиной 1,1–1,4 м; песчано-алевритовая порода зеленовато-серая, серая, неравномерно сцементированная, с включением конкреций песчаника 5–30%, ожелезнённая, толщиной 2,5–7,8 м; алевролит тёмно-серый, сцементированный, трещиноватый, ожелезненный, толщиной 0,4–3,2 м; алевролит тёмно-серый, сцементированный, трещиноватый с прослоями и линзочками алевролита чёрного слоистого, ожелезнённого. Вскрытая толщина слоя 0,5–4,1 м. На отметках 7,96 и 6,16 м прослои песчаника серого, крепкого, трещиноватого, толщиной 0,5 и 0,3 м.

Гидрогеологические условия площадки изысканий характеризуется наличием водоносного горизонта на глубине 6,9–15,7 м или на отметках 15,26–21,22 м в отложениях царицынской свиты палеогена, движущегося в сторону р. Волги и р. Царицы. Колебание уровней водоносного горизонта происходит за счет сезонных колебаний и особенно техногенных факторов (интенсивные утечки из водонесущих коммуникаций, сокращение площадей испарения и полива зеленых насаждений) на 1,0–1,5м.

Водовмещающими служат песчано-алевритовые породы царицынской свиты палеогена с коэффициентом фильтрации пород $К_ф$ = 0.32м/сут.

Инженерно-геологические разрезы исследуемого объекта включают 9 инженерно-геологических элементов, расчетные значения физико-механических свойств которых изменяются в следующих пределах: плотность грунта ρ = 1,61–1,89 т/м^3; влажность W = 0,07–0,38; коэффициент пористости e = 0,66–1,12; влажность на пределе текучести L_p = 0,32–0,63, удельное сцепление C = 5–48 кПа, угол внутреннего трения φ = 14-37°.

Расчет устойчивости склона проведен по поперечному сечению I-I (см. расчетную схему на рис. 1). Для этого использована компьютерная программа [1], в которой для определения напряжений формализован метод конечных элементов [2], а для построения наиболее вероятной поверхности скольжения и вычисления соответственного значения коэффициента запаса устойчивости метод, описанный в работах [3, 4].

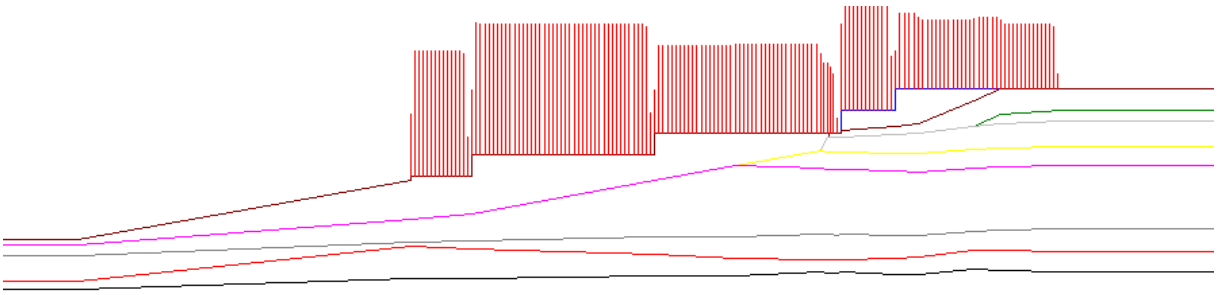


Рис. 1. Расчетная схема нагруженного откоса

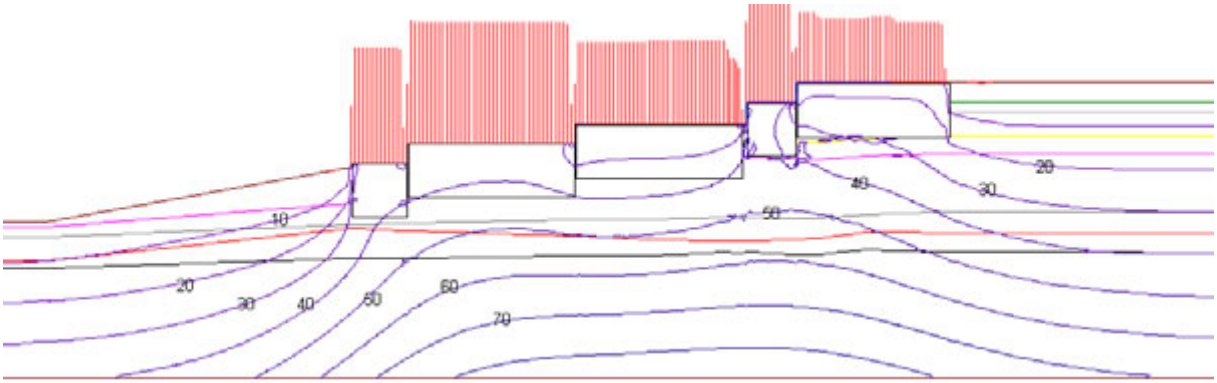
Особенностью проведения вычислений явилось то, что для учета фундаментов из буронабивных висячих свай пришлось ввести понятие «свайно-грунтовый массив», физико-механические свойства которого определены как средневзвешенные значения физико-механических свойств арматуры, бетонного камня и собственно грунтов основания [4]. Полученные расчетные характеристики приведены в табл. 1.

Таблица 1

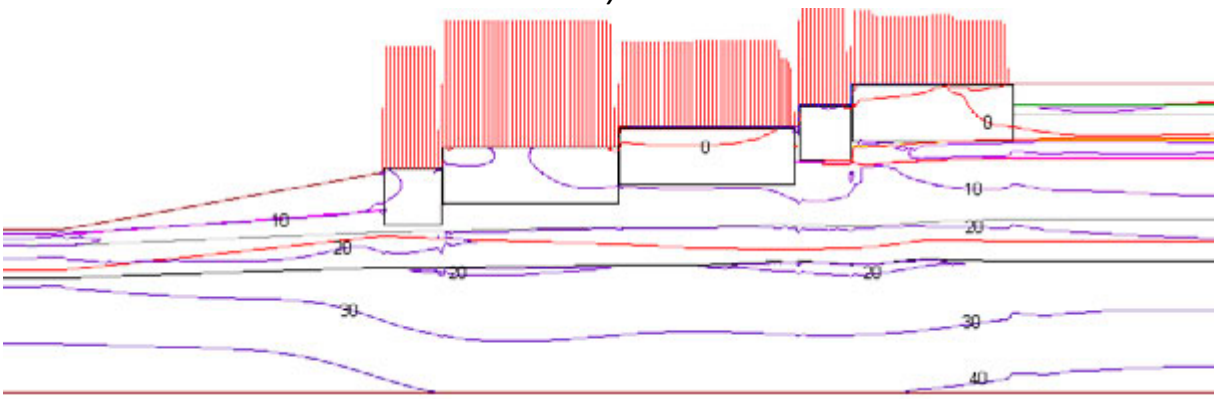
Площадь основания, $S_{осн}$ (м^2)	3200,00
Общая площадь сечений свай, $S_{св}$ (м^2)	46,13
Эквивалентные расчетные прочностные характеристики	Грунт и свайное поле
Удельное сцепление, С (МПа)	24,800
Угол внутреннего трения, φ (град)	28,384
Объемный вес, γ (т/м^3)	1,898
Модуль деформации, E_0 (МПа)	10,414
Коэффициенту бокового давления, ξ_0	0,743

Анализ напряженно-деформированного состояния основания показывает, это изолинии вертикальных σ_z напряжений имеют плавный характер, существенные концентрации их отсутствуют (см. рис. 2, *а*).

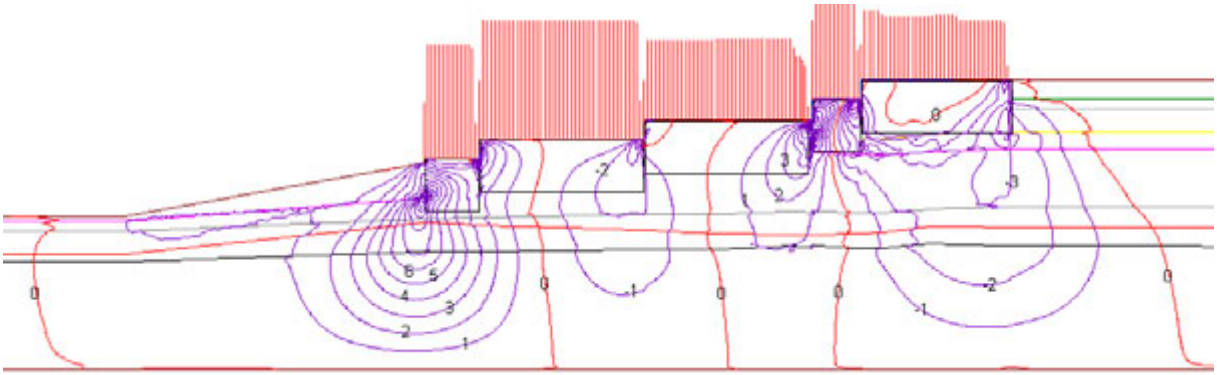
Изолинии горизонтальных σ_y напряжений имеют значительные скачки в сечениях, где наблюдается изменение интенсивности внешней нагрузки. Кроме того, в верхней части склона непосредственно под зданием парковки, горизонтальные напряжения являются растягивающими, что должно способствовать образованию и развитию областей пластического состояния грунта (см. рис. 2, *б*).



а)



б)



в)

Рис. 2. Картины изолиний вертикальных σ_z (*а*),
горизонтальных σ_x (*б*) и касательныхτ_{zx} (*в*) напряжений

Картины изолинии касательных τ_{zy} напряжений показывают, что последние имеют существенные концентрации в сечениях, с резким изменением интенсивности внешнего воздействия. Кроме того, численные значения напряжений несколько раз изменяют свой знак по длине поперечного сечения расчетной схемы. Это обстоятельство также способствует развитию областей пластического состояния грунта и, как следствие, снижению несущей способности грунтового основания (см. рис. 2, *в*).

В результате проведения расчетов устойчивости откоса установлено:

1. Наиболее вероятная поверхность скольжения проходит по контакту концов свай с грунтовым основанием. Численное значение коэффициента запаса устойчивости, вычисленное для физико-механических свойств грунтов основания (см. табл. 1) при их естественной влажности, равно К = 1,36. Численное значение соответствующего коэффициента запаса устойчивости, вычисленное при значениях физико-механических свойств грунта, соответствующих его полному водонасыщению, как это требует СНиП [5], равно $К_{вод}$ = 0,81.

2. Области пластического состояния грунта при условиях его полного водонасыщения охватывают практически всю активную зону фундаментов (свайно-грунтовое пространство), что является недопустимым с точки зрения обеспечения безопасной работы основания. Если расчет произведен при значениях физико-механических свойств грунта, соответствующих его природной плотности-влажности, то размер этих зон гораздо меньше, и они расположены ниже активной зоны фундаментов (см. рис. 4).

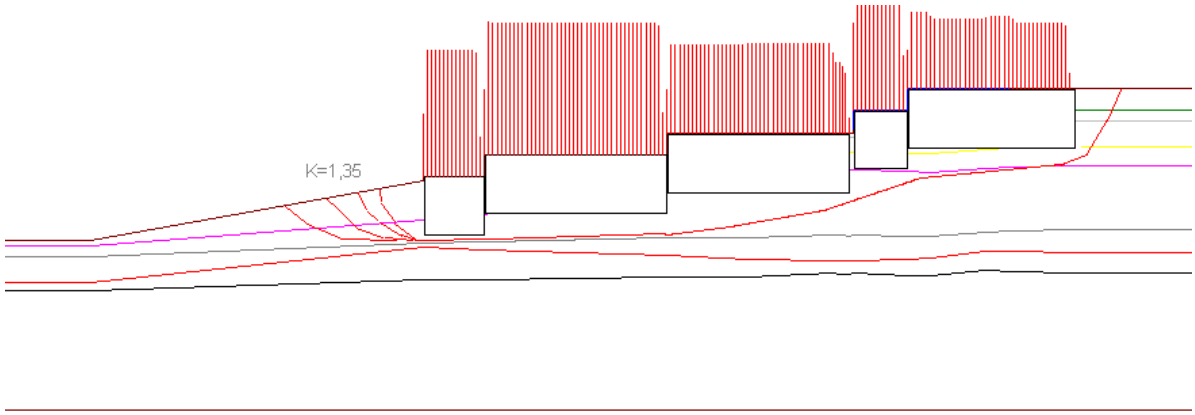


Рис. 3. Наиболее вероятные линии скольжения, проходящие через основания свайно-грунтового массива

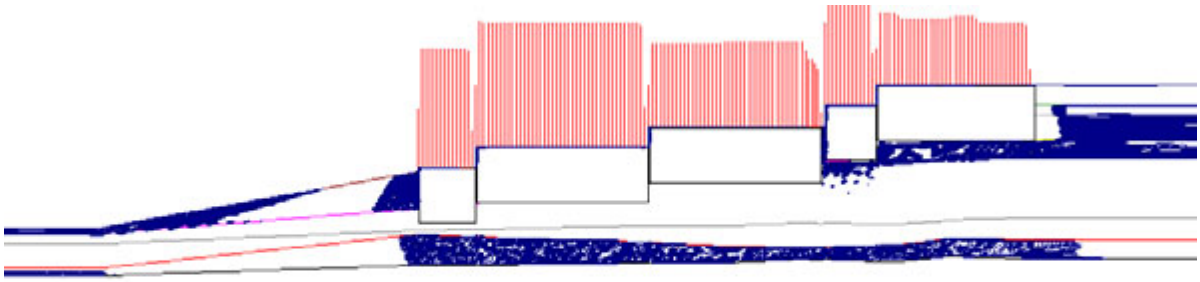


Рис. 4. Области пластических деформаций в основании гаражного комплекса

Выводы. На момент проведения работ было установлено, что в случае полного водонасыщения грунтов основания расчетное значение коэффициента запаса устойчивости основания $К_{вод}$ = 0,81 существенно меньше нормативного значения К = 1,3. По этой же причине получают значительное развитие области пластических деформаций грунта основания в активной зоне фундамента. Эти обстоятельства вызывают смещения сооружения вдоль расчетной поверхности скольжения и осадки отдельных элементов свайных фундаментов, которые запроектированы как висячие. Данные явления могли спровоцировать появление наклонных трещин в несущих элементах покрытия (балках), которые были выявлены при обследовании строительных конструкций.

Для обеспечения устойчивости сооружения на наклонном основании необходимо:

– незамедлительно разгрузить покрытие от временно-длительных нагрузок от веса автомобилей и веса асфальтового покрытия. Произвести усиление железобетонных балок покрытия согласно проекту, разработанному специализированной организацией;

– путем регулирования гидрогеологической обстановки (устройство дренажной системы и т.п.) исключить возможность полного водонасыщения грунтов основания свайных фундаментов.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Богомолов А.Н., Ушаков А.Н., Редин А.В.* Программа «Несущая способность» для ПЭВМ // Информационный лист № 312-96, ЦНТИ. Волгоград, 1996.

2. *Фадеев А.Б.* Метод конечных элементов в геомеханике. М.: Недра, 1987.

3. *Цветков В.*К. Расчет устойчивости откосов и склонов. Нижне-Волж. кн. изд-во, 1979.

4. Богомолов А.Н. Расчет несущей способности оснований сооружений и устойчивости грунтовых массивов в упругопластической постановке. Пермь: ПГТУ, 1996.

5. СНиП 2.02.01-83*. Основания зданий и сооружений / Минстрой России. М.: ГП ЦПП, 1995.

Н.И. Большакова

УСТОЙЧИВОСТЬ СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ СТЕН С ОСЛАБЛЕННЫМИ СОЕДИНЕНИЯМИ ОБРАЗУЮЩИХ ЭЛЕМЕНТОВ

Пермский государственный технический университет

Коэффициент снижения критической нагрузки по сравнению с монолитной пластиной с идентичными жесткостными и геометрическими параметрами существенным образом зависит от количества составляющих пластину панелей, соотношения их размеров и условий закрепления краев. Полученные соотношения позволяют также оценить остаточный запас устойчивости для пластин с магистральными трещинами.

Рассматриваемая ниже задача возникает при расчете сопротивления выпучиванию сборно-монолитных стен зданий и сооружений различного назначения, технологических ограждений, пролетных строений автодорожных мостов, собранных из прямоугольных плит с ослабленными стыками, стен в грунте, образованных секущимися набивными или грунтоцементными сваями и т.д., т.е. конструкций, соединение элементов которых допускает взаимное угловое смешение. Аналогичная задача возникает так же и при оценке остаточного запаса устойчивости поврежденных в процессе эксплуатации монолитных плит с магистральными трещинами.

Рассматривается сборная пластинка, кромки которой в системе координат (x, y) описываются уравнениями $x = 0$, $x = a$, $y = 0$, $y = b$. Пластинка состоит из шарнирно соединенных панелей размерами $a \times b_k$ и сжимается в срединной плоскости распределенной нагрузкой, действующей в направлении поперек стыков.

Численно исследовано влияние на критическое значение параметра нагрузки числа составляющих пластину панелей, формы эпюры распределенной нагрузки, соотношений между размерами и жесткостями панелей, относительной ширины пластины и условий опирания контура. Использованный численный алгоритм базируется на методе наименьших квадратов на границе, в котором для каждой панели в качестве координатных берутся функции, точно удовлетворяющие уравнению устойчивости панели.

Установлено, что независимо от условий опирания контура пластины с увеличением числа панелей значение критической нагрузки стремится к некоторому пределу, совпадающему со значением, полученным для полубезмоментной пластины, а потеря устойчивости происходит «складыванием»,

при этом изгиб панели в поперечном направлении практически отсутствует. С приемлемой для практики точностью для пластин, состоящих более чем из трех панелей, можно пользоваться формулой критической нагрузки, полученной на основе теории конструктивно полубезмоментных пластин [1].

Анализ результатов расчета критических нагрузок для сборных квадратных пластин при неравномерном сжатии распределенной нагрузкой в направлении поперек стыков [2] позволил сделать следующее обобщение. Отношения критических нагрузок для двухпанельной и полубезмоментной пластин к критической нагрузке для неразрезной пластины с соответствующим опиранием контура не зависит от условий закрепления поперечных (в направлении поперек шарнирных стыков) кромок панелей и степени неравномерности распределения сжимающих усилий и совпадают со значениями, полученными для шарнирно опертой пластины при равномерном сжатии поперек стыков. Величина коэффициента снижения критической нагрузки n_∞ при переходе от неразрезной пластины к полубезмоментной составляет: при шарнирно опертых продольных краях пластины $n_\infty = 0{,}27$, при опирании шарнир – заделка $n_\infty = 0{,}24$, при опирании заделка – заделка $n_\infty = 0{,}17$.

Однако, при малом числе панелей, в частности, когда сборная пластина состоит из двух панелей неодинаковых размеров и с разными жесткостными характеристиками, условия опирания контура пластины, отношение его размеров, а также форма линеаризации условий на шарнирных стыках, оказывает существенное влияние на значение критической нагрузки. Задача расчета на устойчивость в подобной постановке возникает, например, в случае разрушения омоноличенного стыка или при появлении магистральной вертикальной трещины в стене ограждающего подземного сооружения полигонального плана, работающего в условиях всестороннего бокового давления грунта.

Для выяснения закономерностей изменения критической нагрузки в зависимости от геометрических и механических параметров панелей при потере устойчивости двухпанельной пластины был проведен вычислительный эксперимент. Рассматривалась пластина, состоящая из двух панелей длиной а, шириной b_1 и b_2, при различных условиях закрепления краев $y = 0, b$ и шарнирном опирании при $x = 0, a$, пластина сжимается равномерно распределенной нагрузкой N_y.

В вычислительном эксперименте по варьированию отношения b_2/b_1 был обнаружен следующий механический эффект. Будем говорить об изменении

относительной критической нагрузки $\overline{N}_{кр}$, отнесенной к критической нагрузке для случая $b_1 = b_2$ при соответствующих условиях опирания контура.

Если узкая панель b_2 ($b_2 < b_1$) прилегает к шарнирному краю, то с уменьшением отношения b_2/b_1 относительная критическая нагрузка $\overline{N}_{кр}$ уменьшается линейно (естественно, пока панель b_2 можно считать пластинкой), стремясь к значению, получаемому на основе полубезмоментного уравнения устойчивости. Если узкая панель b_2 прилегает к защемленному краю, то относительная критическая нагрузка $N_{кр}$ нелинейно возрастает с уменьшением отношения b_2/b_1, достигая максимума при $b_2/b_1 \approx 0{,}25$, а затем практически не меняется.

Вычислительный эксперимент по варьированию a/b, при $b_1 = b_2 = b$, выявил существенно нелинейную зависимость от a/b снижения критической нагрузки $\overline{N}_{кр}$ при переходе от неразрезной шарнирноопертой пластины к двухпанельной. Чем уже пластина в направлении сжатия, тем больше уменьшается критическая сила при введении шарнира: при $a/b > 5$ значение $\overline{N}_{кр} \approx 0{,}04$, т.е. критическая нагрузка уменьшается в 25 раз. Для вытянутых в направлении сжатия пластин, с $a/b < 0{,}7$, критическая сила снижается приблизительно в два раза, т.е. $N_{кр} \approx 0{,}5$. Отличие критической нагрузки для двухпанельной пластинки от полубезмоментной уменьшатся с увеличением отношения a/b, так при $a/b = 1$, отличие для шарнирного опирания составляет 48%, при $a/b = 2$–13,8%, при $a/b = 5$–2,1%.

Основываясь на результатах [2] , можно распространить закономерности, выявленные в результате расчетов, на другие условия закрепления краев $x = 0$, a и неравномерное сжатие. В таблице приведены значения относительной критической нагрузки $\overline{N}_{кр}$, при этом под случаем 1 понимается вариант, когда узкая панель прилегает к шарнирноопертому краю, под случаем 2 – к защемлению. Под относительной шириной панели понимается отношение b_2/b_1. Величина критической нагрузки при $b_1=b_2$ может быть вычислена по данным работы [2].

Таблица 1

	Относительная ширина панели									
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
Случай 1	0,73	0,76	0,79	0,82	0,85	0,88	0,91	0,94	0,97	1,0
Случай 2	2,20	2,25	1,95	1,55	1,30	1,17	1,10	1,05	1,01	1,0

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Гейзен Р.Е.* Сборные пластины и оболочки с неполными системами связей объединения. Пермь: ППИ, 1991. 438 с.

2. *Большакова Н.И.* Влияние ослабленных стыков на устойчивость сборных пластин при неравномерном сжатии // Тр. V Междунар. конф. по проблемам свайного фундаментостроения. ТII. Пермь: Перм. гос. техн. ун-т, 1996. с. 20–23.

УДК 624.131

Ф.Г. Габибов, А.Т. Амрахов, Р.А. Мамедли, Н.А. Сафарова, С.И. Шиян

ОРГАНИЗАЦИЯ ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ОБЕСПЕЧЕНИЯ НАДЕЖНОСТИ НА СЛОЖНЫХ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЭКОЛОГИЧЕСКИХ И ГЕОТЕНИЧЕСКИХ ОБЪЕКТАХ

Азербайджанский научно-исследовательский
институт строительства и архитектуры,
Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Рассмотрены условия необходимые для достижения требуемого совпадения теоретических характеристик надежности, принятых в проектных документах сложного инженерно-геоэкологического или геотехнического объекта, с натурными величинами в начальные и последующие периоды изысканий, строительства и эксплуатации объекта. Рассмотрены основные функции служб надежности и отдела технического контроля.

Проблемы надежности технических систем подробно освящены в работах Э.Д. Хенли и Х. Кумамато [6], Л.Н. Александровской [1], Ц.Е. Мирцхулавы [5] и других. Отдельным вопросам надежности в геотехнике посвящены монографии Н.Н. Ермолаева и В.В. Михеева [4] и В.Б. Швеца, В.Л. Тарасова и Н.С. Швец [7].

В предыдущих исследованиях авторов [2, 3] освящены основы методов инженерного прогнозирования надежности и контроля качества сложных инженерно-геоэкологических и геотехнических объектов.

При проектировании, строительстве (формировании), реконструкции и эксплуатации сложных инженерно-геоэкологических и геотехнических объектов необходимо обеспечить действительные (натурные) характеристики надежности отдельных инженерно-геологических, геоэкологических элементов, частей, фрагментов, конструкций и объектов в целом, отвечающие нормативным требованиям. Это может быть достигнуто рациональной организацией технологических процессов производства, обеспечивающей гарантированное качество выполнения изыскательских, про-

ектных и строительных работ, а также гарантированное качество эксплуатации сложных инженерно-геоэкологических и геотехнических объектов.

Для достижения требуемого совпадения теоретических характеристик надежности, принятых в проектных документах сложного инженерно-геоэкологического или геотехнического объекта, с действительными (натурными) величинами в начальные и последующие периоды инженерно-геологических и геоэкологических изысканий, строительства (формирования) и эксплуатации, необходимо: 1) запроектировать технологическое оборудование так, чтобы обеспечить заданные физико-механические, физико-химические и геометрические характеристики качества при проведении геотехнических работ, строительстве отдельных конструкций и объекта в целом; 2) запроектировать производственные процессы с учетом стабильности и ритмичности осуществления отдельных технологических операций в пределах установленных специальными нормативными документами допускаемых отклонений характеристик надежности.

Первая задача решается путем разработки нормативов точности технологического оборудования для инженерно-геологических и геоэкологических изысканий. Для производства геотехнических работ и для изготовления и монтажа строительных конструкций.

Вторая задача основана на вероятностном расчете мощностей отдельных производственных звеньев, связанных определенной технологической последовательностью, и организации активного производственного контроля качества.

Служба надежности должна быть тесно связана с отделами технического контроля, которые являются ее составной частью. Различие состоит в том, что отделы технического контроля занимаются контролем качества в процессе инженерно-геологических и геоэкологических изысканий, геотехнических работ, строительства и при сдаче сложного инженерно-геоэкологического и геотехнического объектов в эксплуатацию, а служба надежности обеспечивает требуемые параметры качества в течение всего срока эксплуатации сложных объектов.

В то время как функции отделов технического контроля, сводятся к поддержке заданного уровня строительного производства и эксплуатации сложного инженерно-геоэкологического и геотехнического объекта, главной задачей службы надежности является совершенствование изыскательских, проектных, строительных и эксплуатационных процессов с целью

повышения уровня устойчивости грунтов, инженерно-экологической устойчивости, надежности элементов, узлов и конструкций.

Особое значение служба надежности имеет при организации работ на крупных объектах с повторяющимися внешними и внутренними воздействиями, элементами и конструкциями.

Решение поставленной задачи обеспечивается выполнением соответствующих требований службы надежности.

При инженерно-геологических и геоэкологических изысканиях объектов: установление и выявление закономерностей реакции геосреды на природные и антропогенно-техногенные воздействия; выявление пределов сохранения устойчивости на территории расположения. Развития и действиясложного инженерно-геоэкологического и геотехнического объекта, выявление риска геотехнических и геоэкологических неопределенностей.

При проектировании объектов: установлении количественных характеристик и долговечности элементов, узлов и конструкции, а также устойчивости геосреды с учетом предъявляемых к сложному инженерно - геоэкологическому или геотехническому объекту эксплуатационных требований и технических возможностей производственной базы, предназначенной для его возведения (формирования) или реконструкции; разработка рекомендаций по обеспечению ремонтопригодности и равнонадежности геоструктуры частей, элементов и конструкций объекта; пересмотр существующих и включение в проект новых технических решений, способствующих повышению уровня надежности проектируемого сложного инженерно-геолэкологического или геотехнического объекта; корректирование проектных решений по результатам испытаний основных ответственных частей и конструкций объекта; анализ точности технологических процессов производства и установление производственных допусков физико-механических, физико-химических и геометрических характеристик качества грунтов и конструкций; организация производственного приемочного контроля качества с учетом характеристик надежности; совершенствование технологических процессов подготовки производства и повышение степени однородности и надежности грунтов, строительных материалов и конструктивных элементов; испытание грунтовых оснований, экранов, конструкций и сооружений.

При эксплуатации сложных инженерно-геоэкологических и геотехнических объектов: сбор и накопление статистических сведений о надежно-

сти и об отказах геоструктурных элементов и конструкций по специальной методике, обработка результатов наблюдений и установление характеристик действительной надежности объектов; изучение экономической эффективности укрепления, закрепления потерявших устойчивость грунтов и оценка ремонтопригодности оборудования и конструкций; изучение воздействий внешней среды и антропогенно – техногенных нагрузок при эксплуатации сооружений и объектов в целом на долговечность грунтов, технологического оборудования и конструкций, накопление статистических данных по усталости и старению материалов и износу отдельных элементов сложных объектов.

Общие вопросы:

– теоретические и экспериментальные исследования надежности грунтовых и геологических структур, технологического оборудования и конструкций; анализ причин постепенных и внезапных отказов;

– разработка методики сбора экспериментальных данных о характеристиках надежности и методов статистической обработки результатов наблюдений; разработка терминологии и методов количественной оценки характеристик надежности;

– разработка методов и средств измерений для количественной оценки характеристик надежности;

– разработка рекомендации по повышению надежности грунтовых структур, конструкций и сооружений;

– координация исследований в области надежности в строительстве (формировании) и реконструкции сложных инженерно-геоэкологических или геотехнических объектов;

– разработка нормативных документов;

– распространение знаний о надежности.

Кроме того, в зависимости от ведомственной подчиненности на службы надежности могут быть возложены:

– разработка технических условий на надежность сложных инженерно-геоэкологических или геотехнических объектов;

– ревизия инженерно-геологических и геоэкологических изысканий по достижению максимально высокой надежности грунтовых массивов и геологической среды и сложных объектов в целом;

– ревизия проектных решений по обеспечению максимально возможной надежности грунтов, конструкций и сооружений;

– изучение и оформление договорных требований надежности;

– согласование условий надежности с поставщиками строительных материалов, технического и технологического оборудования, а также с субподрядными организациями;

– экономическая оценка предполагаемых и действительных результатов внедрения рекомендаций по повышению надежности грунтовых структур, конструкций и сооружений;

– составление планов и отчетов о повышении надежности сложных инженерно-геоэкологических или геотехнических объектов.

Обеспечение требуемого уровня надежности может быть достигнуто только в результате четкого взаимодействия службы надежности с производственно–техническими и инженерно-экологическими звеньями. Это связано с тем, что обеспечение надежности не дополнение к изысканиям, проектированию, строительству (формированию), реконструкции и эксплуатации сложных инженерно-геоэкологических или геотехнических объектов, а неотъемлемая составная часть этих видов деятельности. Вместе с тем служба надежности должна быть независимой и подчиняться руководителю организации.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Александровская Л.Н. и др*. Безопасность и надежность технических систем. М., Логос, 2008. 376 с.

2. *Габибов Ф.Г., Амрахов А.Т., Мамедов Ф.Ш., Махмудов К.С*. Основы методики инженерного прогнозирования надежности сооружений в сложных инженерно-геологических условиях. В кн.: «Моделирование при решении геоэкологических задач», Сергеевские чтения, Выпуск 11, М., ГЕОС, 2009. С. 160–164.

3. *Габибов Ф.Г., Амрахов А.Т., Мамедов Ф.Ш*. О методах контроля качества сложных инженерно-геоэкологических и геотехнических объектов. В кн.: «Международный год планеты Земля: задачи геоэкологии и гидрогеологии», Сергеевские чтения, Выпуск 10, М., ГЕОС, 2008. С. 394–398.

4. *Ермолаев Н.Н., Михеев В.В.* Надежность оснований сооружений. Ленинград, Стройиздат, 1976. 152 с.

5. *Мирцхулава Ц.Е*. О надежности крупных каналов. М., Колос, 1981. 318 с.

6. *Хенли Э.Д., Кумамото Х*. Надежность технических систем и оценка риска. М., Машиностроение, 1984. 523 с.

7. *Швец В.Б., Тарасов В.Л., Швец Н.С*. Надежность оснований и фундаментов. М., Стройиздат, 1980. 158 с.

Ф.Г. Габибов, Р.А. Мамедли, А.Т. Амрахов, Н.А. Сафарова, С.И. Шиян

КОНСТРУКЦИЯ ПОДПОРНОЙ СТЕНКИ ИЗ ГРУНТОЗАПОЛНЕННЫХ ВЕРТИКАЛЬНЫХ ОБОЛОЧЕК С ЖЕСТКИМИ СЕРДЕЧНИКАМИ

Азербайджанский научно-исследовательский
институт строительства и архитектуры,
Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Представлена новая конструкция подпорной стенки, выполненной из цилиндрических оболочек, собранных из утилизированных покрышек, которые нанизаны на свайные сердечники. Представлена методика расчета разработанной конструкции.

В последние годы инженеры обратили внимание на возможность использования утилизированных покрышек в дорожном и гидротехническом строительстве в качестве подпорных и защитных сооружений. Разработанные конструкции подразделяются на три груши: 1) конструкции, покрывающие откосы и берега из целых покрышек или их обрезов, соединенные между собой стяжками, петлями, заклепками и т.д.; 2) блочные конструкции, представляющие из себя скрепленные тросами и петлями в блоки покрышки; 3) блочно – свайные конструкции, включающие блоки из покрышек, которые фиксируются в грунте при помощи свай

Разработана новая конструкция подпорной стенки (рис. 1), которая состоит на полых оболочек, состоящих из уложенных друг на друга, отслуживших свой, срок автомобильных покрышек (1). По центральной оси оболочек рас полагаются, заглубленные в грунт основания, стержни-сваи (2). Внутренняя полость оболочек заполняется грунтом (3). Затем при необходимости производится обратная засыпка (4) в пространство между берегом и стенкой. Покрышки соединяются по соприкасающимся боковым фланцам (5) при помощи зажимных скоб (6).

Подпорная стенка возводится следующим образом. Вначале в грунт основания на необходимую глубину забиваются сваи (2). Затем подбираются утилизированные автопокрышки (1) одинакового типоразмера и нанизываются на сваи сверху так, чтобы центральная ось будущей оболочки проходила по центру сваи. Расстояния между сваями подбираются так, чтобы стенки оболочек соприкасались друг с другом. При установке очередной покрышки сверху предыдущей по соприкасающимся боковым

фланцам (5) изнутри оболочки производится соединение их при помощи как минимум двух, расположенных на равном расстоянии по окружности тора, металлических скоб (6). Затем, после монтажа оболочек, внутреннее пространство между стенками, уложенных друг на друга покрышек (1) и свай (2) заполняются местным грунтом (3), желательно несвязанным. На этом монтаж сооружения заканчивается.

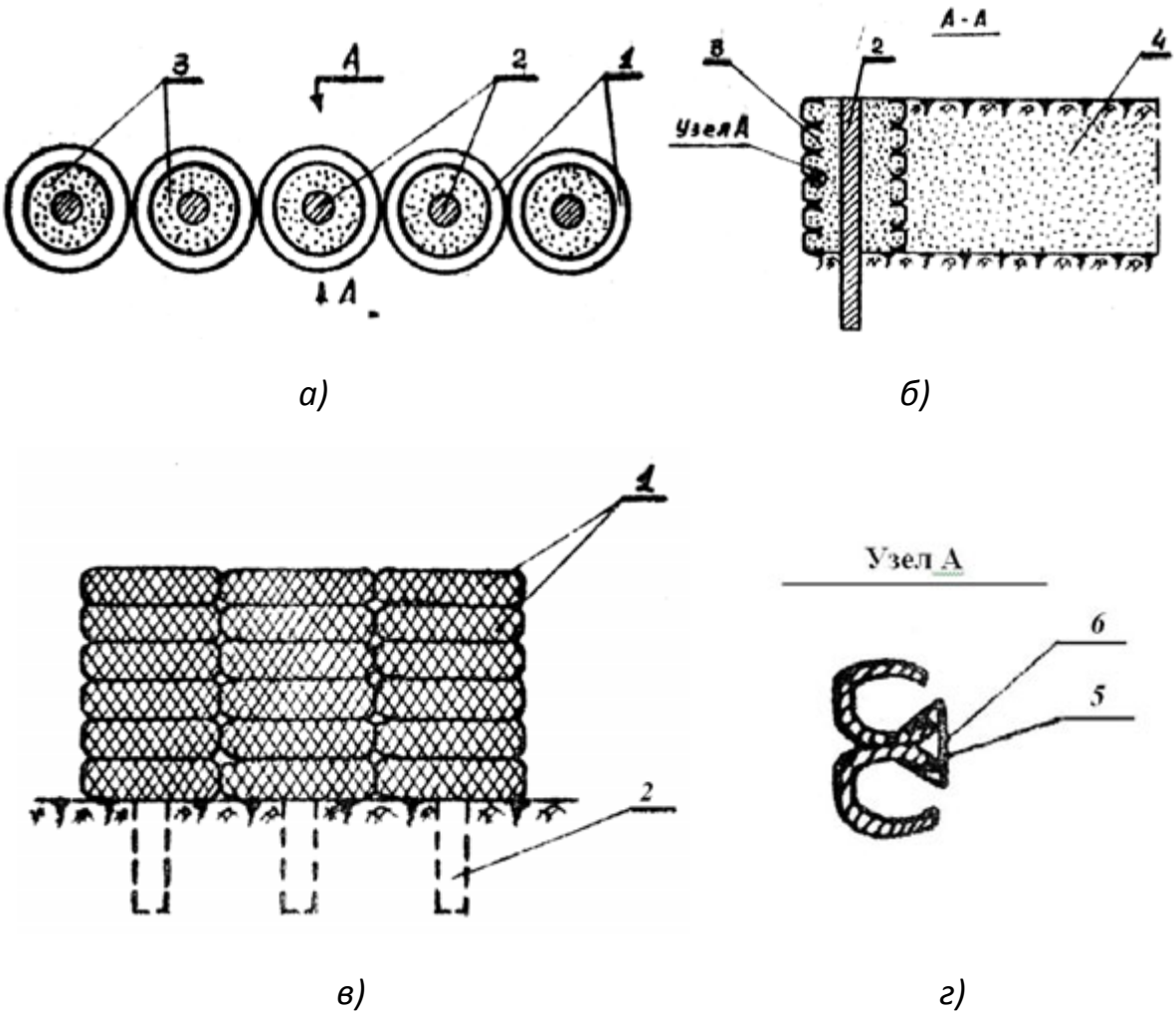


Рис 1. Конструкция подпорной стенки с жесткими сердечниками:
а – вид сверху; *б* – сечение А-А; *в* – вид с фронта; *г* – узел А

При монтаже оболочек можно обойтись и без скоб (6), т.к. упругая распорная реакция грунта заполнения (3) позволяет предотвратить перемещение покрышек в горизонтальной плоскости.

Указанная подпорная стенка рассчитывается на оползневое давление грунта. Расчет производится аналогично расчету свайнопанельиой удерживающей стены по известной методике.

Согласно теории предельного равновесия связно-сыпучей среды сдвиговые деформации в области предельной напряженной среды всегда происходят по двум семействам поверхностей скольжения, располагающихся симметрично относительно направления главного напряжения и пересекающихся между собой под углом

$$\theta = 90^0 - \varphi, \tag{1}$$

где φ – угол внутреннего трения грунта.

Следовательно, в каждом поперечном сечении свайной опоры, обтекаемых оползнем, призма обтекания может быть представлена в виде трехгранника, опирающегося своим основанием на сваю, а боковые грани его пересекается пол углом θ. Если на боковой грани или поверхности такой призмы приложена сила оползневого давления, интенсивностью ΔT, те условие предельного равновесия на этих гранях может быть записано в виде

$$\Delta T\, d \cos\frac{\theta}{2} ctg\frac{\theta}{2} = \Delta T \cos\frac{\theta}{2} + c\, d\, ctg\frac{\theta}{2}, \tag{2}$$

где d – длина основания призмы обтекания, равная диаметру поперечного сечения при круглой его форме или длине стороны при квадратной форме поперечного сечения заглубленной конструкции.

Расчетную величину заглубления в неподвижный подстилающий грунт свайной опоры можно определить из решения кубического уравнения вида:

$$\begin{gathered} a_1 P_{\max} h^3 \left[2P_{\max} \left(a_1 h_1 + \frac{1}{2} a_2 \right) a_1 R_T \right] h^2 - \\ - \left[R_T \left(2a_1 h_1 + a_2 \right) \right] h - \left[2R_T^2 + 1,5 h_1 R_T P_{\max} \right] = 0, \end{gathered} \tag{3}$$

где h – расчетная величина заглубления свайной опоры в неподвижный подстилающий грунт оползня; h_1 – вертикальная мощность оползневого тела в точке установки свайной опоры (определяется по плану из мощности оползня); P_T – равнодействующая оползневого давления на сваю, определяемая по формуле

$$R_T = \Delta T' h_1, \tag{4}$$

где $\Delta T'$ – интенсивность воспринимаемой части оползневого давления на сваю, определяемая по формуле

$$\Delta T' = \frac{\left(\Delta T \sin\frac{\theta}{2} tg\varphi + c\right) d\cos\beta}{h_1\, tg\frac{\theta}{2}}, \tag{5}$$

где ΔT – величина оползневого давления в точке установки сваи, определяемая по плаву силового поля оползневого давления; d – диаметр поперечного сечения сваи; c – удельное сцепления грунта; β – угол падения грунтовых слоев; a_1 – коэффициент, определяемый по формуле

$$a_1 = \frac{d\gamma \sin\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right)\cos\beta}{\sin\left(\frac{\theta}{2} - \beta\right)}\left(\sin\frac{\theta}{2} + \cos\frac{\theta}{2} tg\varphi\right), \tag{6}$$

где γ – объемный вес грунтов оползневой массы; a_2 - коэффициент, определяемый по формуле

$$a_2 = \frac{c\, d\cos\beta}{\sin\left(\frac{\theta}{2} - \beta\right)}, \tag{7}$$

$P_{\max}$ – реактивная сила уплотнения грунтов на границе между оползневым телом и подстилающим грунтом, определяемая по формуле

$$P_{\max} = \frac{\ell_y E_0}{1 - \frac{2\mu_0^{\ 2}}{1 - \mu_0}}, \tag{8}$$

где E_0 – модуль общей деформации грунтов подстилающей толщи; μ_0 – коэффициент относительной компрессионной деформации грунтов подстилающей толщи; ℓ_y – величина относительной деформации грунтов на границе между оползневым телом и подстилающей толщей, значение которой можно определить по формуле

$$\ell_y = 1 - \gamma / \gamma_{кр}, \tag{9}$$

где $\gamma_{кр}$ – критическая плотность грунтов подстилающей толщи.

Вертикальную высоту стены, исключающую возможность переползания ее оползнем сверху определяет по формуле

$$h_c = \frac{\Delta T\left(\cos\frac{\theta}{2} - \sin\frac{\theta}{2} tg\varphi\right)\sin\frac{\theta}{4}}{\cos\frac{\theta}{2} - \left[\frac{1}{4} h_2 \gamma \cos\left(\frac{\theta}{2} + \beta\right)\left(tg\varphi + tg\frac{\theta}{4}\right)\right] + \frac{c}{2\cos\frac{\theta}{4}}}, \qquad (10)$$

где h_2 – вертикальная мощность оползневого тела; β – угол падения поверхности скольжения оползня в точке установки свайной стойки.

А.С. Глаголева

ТЕХНОЛОГИЯ И ПРИМЕНЕНИЕ ГРУНТОНАПОЛНЯЕМЫХ ОБОЛОЧЕК В СТРОИТЕЛЬСТВЕ

Южно-Российский Государственный технический университет
(Новочеркасский политехнический институт)

Широкое распространение в настоящее время получили мероприятия по увеличению несущей способности оснований фундаментов за счет композитных (полимерных) материалов, в том числе из грунтонаполняемых и грунтоармированных элементов. Для более широкого внедрения подобных устройств укрепления основания требуется разработка новых конструкций, определение их оптимальных параметров. Работа данных сооружений осуществляется следующим образом. На грунтонаполняемую оболочку воздействуют внешние (давление грунта засыпки) и внутренние (давление наполнителя) нагрузки. Она может быть выполнена из композитных (полимерных) материалов, обладающих памятью и восстанавливающей способностью, позволяющей сохранять проектное положение сооружения во время эксплуатации.

Для производства композитных материалов используют натуральные или искусственные полимеры, среди которых наиболее распространены: арамид AR; полиамид PA (или PA6 и PA6.6); полиэфир PET (часто PES, PETP); полиэтилен PE (часто PEHD – полиэтилен высокого давления); поливинилхлорид PVC; полипропилен PP. Прочность на растяжение полимеров зависит от скорости приложения нагрузки, причем чем она медленнее, тем меньше прочность на растяжение для всех типов полимеров. Расхождение результатов составляет от 10% для PA, PP и PET и от 60% для PE. Удлинение

при разрыве увеличивается с уменьшением скорости растяжения для PE и PP, а для PA, PES и PET влияние ее нагружения незначительно.

Физические, механические и гидравлические свойства геосинтетических материалов важны при проектировании и определении марки материала, они существенно зависят от сырья и способа производства. В таблице приведены зависимости температуры и изменение механических свойств полимеров

Таблица 1

Влияние температуры на механические свойства полимеров

Свойства	Температура, °С									
	-20	0	20	40	80	120	140	160	180	195
Прочность на растяжение, Н										
PE	47	44	36	26	9	-	-	-	-	-
PP	131	130	133	127	88	62	46	-	-	-
PP / PETP	92	87	85	80	68	45	34	-	-	-
PA6.6	150	142	136	134	118	98	-	81	-	71
PA6	156	149	138	137	127	107	-	89	66	-
PETP	89	85	83	80	71	61	-	52	-	43
Удлинение при разрыве, %										
PE	11	14	25	51	>50	-	-	-	-	-
PP	11	12	14	16	32	80	140	-	-	-
PP / PETP	9	9	10	11	13	22	47	-	-	-
PA6.6	22	23	23	24	24	25	-	-	-	-
PA6	22	24	22	24	26	29	-	36	27	-
PETP	10	10	10	11	11	12	-	14	-	19

В блок-схеме (рис. 1) представлена схема организации и технологии усиления основания с помощью грунтонаполняемых оболочек. По данной схеме в банке данных формируются сведения о существующих технических решениях, их технических характеристиках, технологиях возведения подобных конструкций.

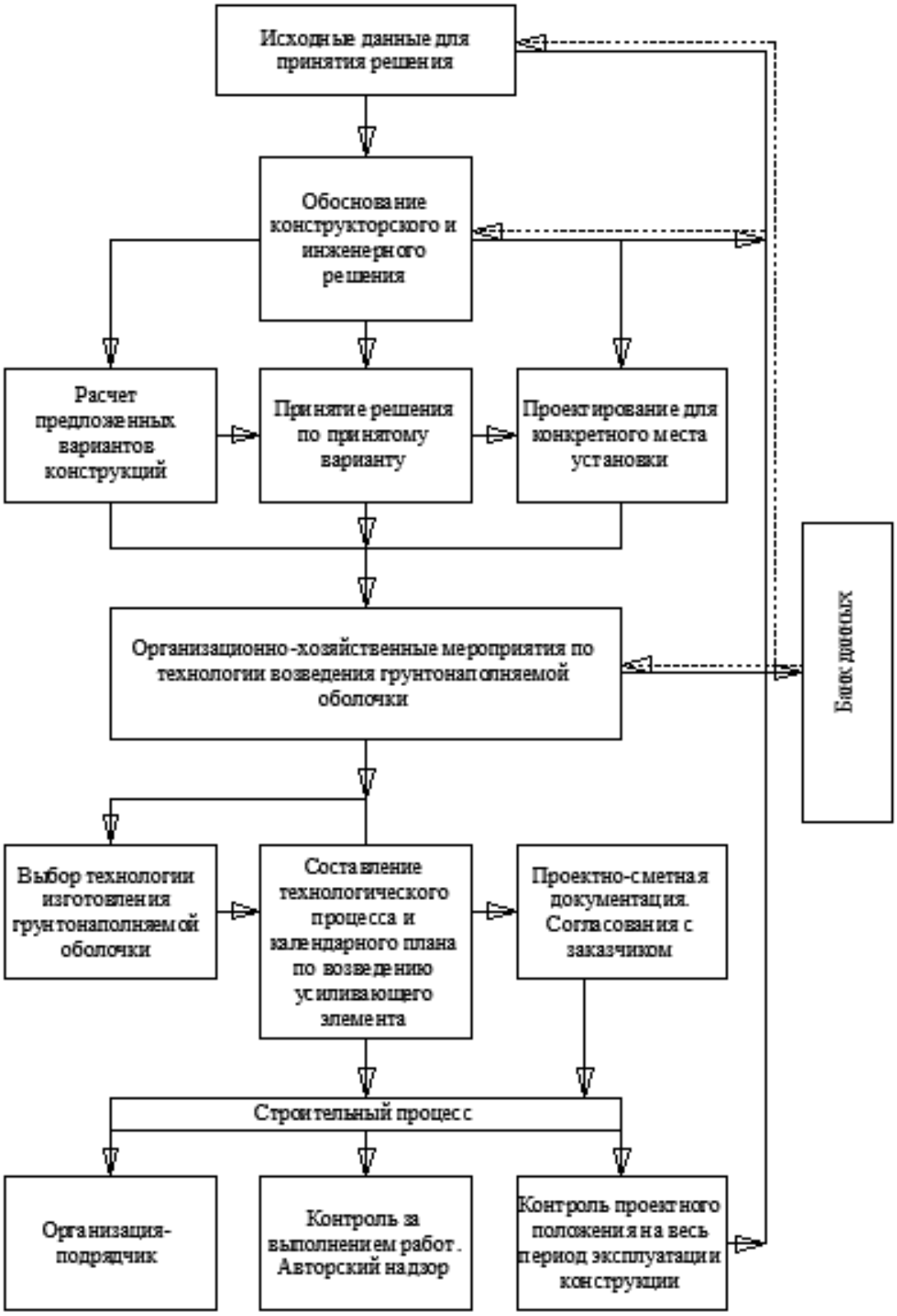


Рис. 1. Блок-схема организации и технологии усиления основания с помощью грунтонаполняемых оболочек

После выполнения строительного процесса усиления техногенного грунта с помощью грунтонаполняемых оболочек ведется постоянный мониторинг состояния возводимых конструкций и оснований.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Кашарина Т.П.* Совершенствование конструкций, методов научного обоснования, проектирования и технологии возведения облегченных гидротехнических сооружений. Автореф. Дисс на соиск. уч.степ. докт. техн. наук, М.: Изд. ООО «Эдэль – М » 2000. С. 56.

2. *Глаголева А.С.* Усиление оснований зданий с помощью грунто-наполняемых оболочек. Научно-практические и теоретические проблемы геотехники. Межвузовский тематический сборник трудов. Том 1, СПб, 2009г., С. 117–120.

3. *Кашарина Т.П., Глаголева А.С., Жмайлова О.В.* Анализ теоретических зависимостей для расчета грунто-наполняемых оболочек. Наука, техника и технология XXI в. (НТТ-2009) // Материалы IV международной научно-технической конференции. Нальчик, 2009. С. 346–350.

4. *Глаголева А.С., Галашев Ю.В.* Экспериментальная установка по изучению работы грунтонаполняемой оболочки под нагрузкой. Актуальные проблемы фундаментостроения на юге России: материалы Российской науч.-практ. конф; посвященной памяти проф. Ю.Н. Мурзенко и А.П. Пшеничкина, 14–15 июля 2010; Новочеркасск / Юж.-Рос. гос. техн. ун-т (НПИ), 2010. С. 68.

5. *Кашарина Т.П., Жмайлова О.В., Глаголева А.С.* Современные методики расчета укрепления оснований грунтонаполняемым элементом малоэтажных строений на техногенных грунтах. Малоэтажное строительство в рамках Национального проекта «Доступное и комфортное жилье гражданам России»: технологии и материалы, проблемы и перспективы развития в Волгоградской области: материалы Международной научно-практической конференции. Волгоград: ВолгГАСУ, 2009. 484 с.

6. Рекомендации по применению в малоэтажном строительстве грунтонаполняемых элементов при усилении оснований на техногенных грунтах. Разработаны под руководством д.т.н. проф. Кашариной Т.П., Жмайловой О.В., Глаголевой А.С., к.т.н. проф. Чеботаревым М.А., инженерами Авдониной Ю.Н., Бурлуцкой А.В.

7. *Кашарина Т.П.* Мягкие гидросооружения на малых реках и каналах. М.: Мелиорация и водное хозяйство, 1997.

И.В. Глушков, В.С. Беликов, Л.А. Бартоломей

К РАСЧЕТУ ОГРАЖДЕНИЙ КОТЛОВАНОВ

Пермский государственный технический университет

Выполнено сравнение результатов расчета ограждения котлована с результатами мониторинга и испытаний на объекте: «Легкоатлетический манеж в г. Тюмени».

Площадка строительства расположена в историческом районе г. Тюмени, в квартале улиц Ирбитская – Луначарского – Казанская – Ямская. Объект находится в плотной городской застройке в окружении зданий различной этажности и назначения, а также водонесущих коммуникаций.

Строящийся легкоатлетический манеж, одноэтажный высотой около 10 м, прямоугольный с размерами в плане примерно 116 х 70 м. Под всем комплексом предусмотрен подземный двухэтажный паркинг. Несущие конструкции – монолитный железобетонный каркас, с шагом колонн 6,0х6,0 м и 6,0х12,0 м с ограждениями из пенобетонных блоков с эффективным утеплителем. Фундаменты приняты комбинированные свайно-плитные. Заглубление фундамента от поверхности земли около 6,0 м.

Строительные решения проекта предусматривали устройство на период строительства ограждения котлована из буросекущих свай с анкерным креплением. Диаметр буросекущих свай принят 620 мм. Грунтовые анкера выполнялись по технологии «геокомпозит». Глубина бурения инъекционных скважин для устройства анкеров принята 12,0 м. Инъекционная скважина обсаживается на всю глубину перфорированной трубой. Корневая часть анкера составляет 6,0 м, минимальный диаметр зоны распространения раствора составляет 1,0 м. Перфорированная труба остается в скважине после окончания работ и выполняет роль анкерной тяги.

Район, где расположена площадка исследований, относится к потенциально подтопляемым территориям г. Тюмени. В настоящее время ситуация усугубляется общим потеплением климата, приводящим к переходу южных районов Тюменской области из категории неустойчиво увлажненных, в категорию устойчивого избыточного увлажнения.

В геоморфологическом отношении площадка расположена на IV правобережной надпойменной террасе р. Туры. В геологическом строении до глубины 22,0 м принимают участие современные техногенные образования, слой почвы, а также среднечетвертичные слои озерно-аллювиального генезиса.

По результатам инженерно-геологических изысканий на площадке выделены следующие инженерно-геологические элементы грунтов (ИГЭ):

Таблица 1

	Насыпной грунт.
ИГЭ-1	Суглинок тяжелый, полутвёрдый, ожелезненный, карбонатизированный, гумусированный, с содержанием органического вещества до 5 %. $\gamma_{0,85}$ = 18,95 кН/м^3; $\gamma_{0,95}$ = 18,90 кН/м^3; $c_{0,85}$ = 23,0 кПа; $c_{0,95}$ = 21,0 кПа; $\varphi_{0,85}$ = 17,9^o; $\varphi_{0,95}$ = 17,4^o; E_o = 12,6 МПа; E_{ur} = 25,0 МПа; W = 0,20.
ИГЭ-2	Песок мелкий водонасыщенный, от средней плотности до плотного, с включением суглинка мягкопластичного, гнезд ожелезнения и органического вещества до 5 %. $\gamma_{0,85}$ = 19,38 кН/м^3; $\gamma_{0,95}$ = 19,31 кН/м^3; $c_{0,85}$ = 2,0 кПа; $c_{0,95}$ = 0; $\varphi_{0,85}$ = 34,0^o; $\varphi_{0,95}$ = 33,5^o; E_o = 26,6 МПа; E_{ur} = 45,0 МПа; W = 0,21.
ИГЭ-3	Суглинок тяжелый, текучепластичный, слабоопесчаненный, ожелезненный, гумусированный, с примесью органического вещества (от 5 до 10 %). $\gamma_{0,85}$ = 17,65 кН/м^3; $\gamma_{0,95}$ = 17,62 кН/м^3; $c_{0,85}$ = 16,0 кПа; $c_{0,95}$ = 14,0 кПа; $\varphi_{0,85}$ = 17,1^o; $\varphi_{0,95}$ = 16,5^o; E_o = 4,3 МПа; E_{ur} = 18,0 МПа; W = 0,37.
ИГЭ-4	Суглинок тяжелый, тугопластичный, ожелезненный, гумусированный, с примесью органического вещества (от 5 до 10 %). $\gamma_{0,85}$ = 18,06 кН/м^3; $\gamma_{0,95}$ = 17,96 кН/м^3; $c_{0,85}$ = 22,0 кПа; $c_{0,95}$ = 20,0 кПа; $\varphi_{0,85}$ = 16,0^o; $\varphi_{0,95}$ = 15,5^o; E_o = 7,5 МПа; E_{ur} = 19,0 МПа; W = 0,31.
ИГЭ-5	Переслаивание суглинка лёгкого, мягкопластичного, ожелезненного, гумусированного с песком мелким водонасыщенным от средней плотности до плотного, с супесью пластичной, с включением гнезд ожелезнения, с содержанием органического вещества до 5 %. $\gamma_{0,85}$ = 18,89 кН/м^3; $\gamma_{0,95}$ = 18,77 кН/м^3; $c_{0,85}$ = 12,0 кПа; $c_{0,95}$ = 9,0 кПа; $\varphi_{0,85}$ = 23,2^o; $\varphi_{0,95}$ = 22,5^o; E_o = 15,3 МПа; E_{ur} = 32,0 МПа; W = 0,24.
ИГЭ-6	Супесь пластичная, ожелезненная, гумусированная, с содержанием органического вещества до 5 %. $\gamma_{0,85}$ = 18,80 кН/м^3; $\gamma_{0,95}$ = 18,71 кН/м^3; $c_{0,85}$ = 7,0 кПа; $c_{0,95}$ = 5,0 кПа; $\varphi_{0,85}$ = 27,7^o; $\varphi_{0,95}$ = 27,1^o; E_o = 12,6 МПа; E_{ur} = 25,0 МПа; W = 0,21.
ИГЭ-7	Глина лёгкая, тугопластичная, опесчаненная, ожелезненная, гумусированная, с содержанием органического вещества до 5 %. $\gamma_{0,85}$ = 18,75 кН/м^3; $\gamma_{0,95}$ = 18,65 кН/м^3; $c_{0,85}$ = 26,0 кПа; $c_{0,95}$ = 20,0 кПа; $\varphi_{0,85}$ = 7,5^o; $\varphi_{0,95}$ = 6,1^o; E_o = 10,8 МПа; E_{ur} = 20,0 МПа; W = 0,26.

При разработке рабочего проекта ограждения котлована выполнен комплекс геотехнических расчетов в программных комплексах Plaxis и MSheet. Грунты, слагающие основание, представлялись упругопластической моделью упрочняющегося грунта. Расчетная область основания позволяла учесть неоднородность грунтовой среды, возможность проведения расчета одновременно по двум предельным состояниям с учетом совместной работы системы «ограждающая конструкция котлована – грунтовое основание», образование зон предельного равновесия в основании.

В результате изучения инженерно-геологических условий площадки строительства были предварительные расчеты, в которых варьировались следующие параметры:

– несущая способность грунтовых анкеров путем изменения длины корневой части, угла наклона и расхода цемента при инъецировании;

– заделка «стены в грунте» с подбором оптимального шага анкеров.

Выполненные расчеты позволили в плоской и пространственной постановке численно смоделировать все этапы разработки котлована.

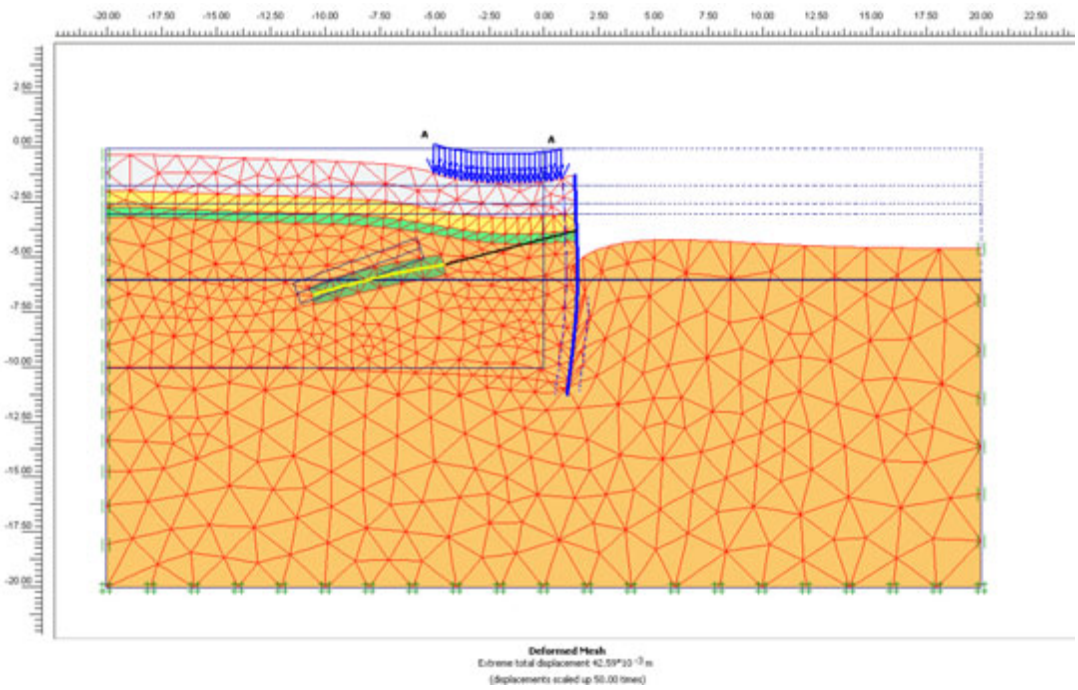


Рис. 1. Деформированная схема системы
«основание – ограждение котлована»

Из анализа результатов выполненных расчетов получены следующие данные, необходимые для проектирования (табл. 2):

Таблица 2

Ограждение котлована	
Диаметр буросекущих свай, мм	620
Глубина заделки подпорной стены Н, м	10,0
Шаг пересекающих свай, м	1,50
Расчетное значение изгибающего момента *M*, кН·м	211
Расчетное значение поперечной силы *Q*, кН	179
Максимальное горизонтальное перемещение подпорной стены U_x, см	4,5
Грунтовые анкера	
Длина анкера *l*, м	12,0
Длина корневой части l_1, м	6,0
Абсолютная отметка устройства, м	73,5
Угол наклона к горизонтали α, град	20
Шаг анкеров а, м	3,0
Расчетная нагрузка *N*, кН	500

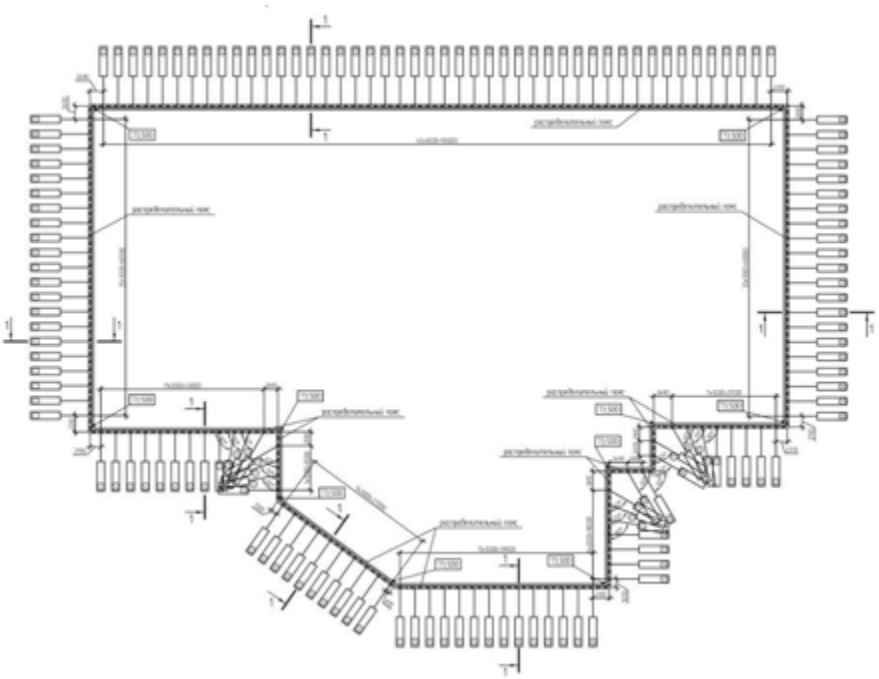


Рис. 2. Схема расположения элементов ограждения котлована

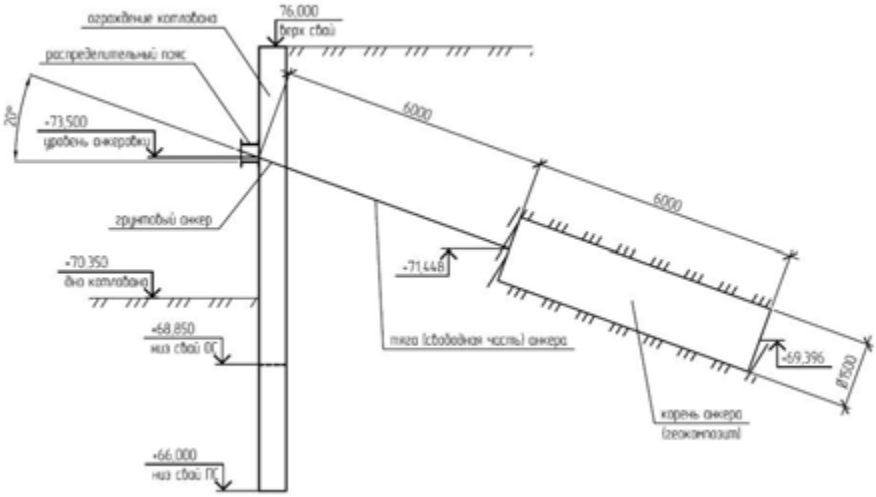


Рис. 3. Поперечное сечение ограждения котлована

При разработке котлована и в период устройства нулевого цикла здания был организован комплекс мероприятий, включающий мониторинг за перемещениями и напряжениями в основании, контроль усилий в пересекающих сваях ограждения, давления грунта на ограждение, а также длительные статические испытания грунтовых анкеров в соответствии с ВСН 506-88 для определения и изменения во времени их несущей способности.

В настоящее время строительство объекта продолжается, формируются результаты мониторинга. Результаты экспериментальных исследований в целом свидетельствуют о соответствии принятых в расчете и проекте ограждения котлована параметрах. Результаты испытаний грунтовых анкеров представлены ниже (рис. 4–6).

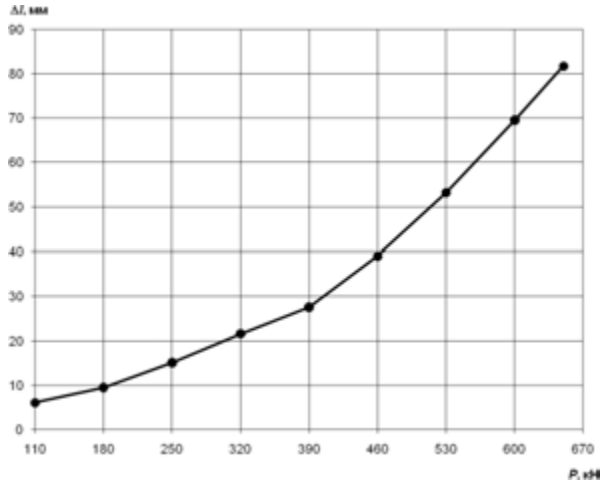


Рис. 4. Зависимость между перемещением анкера Δl и нагрузкой P

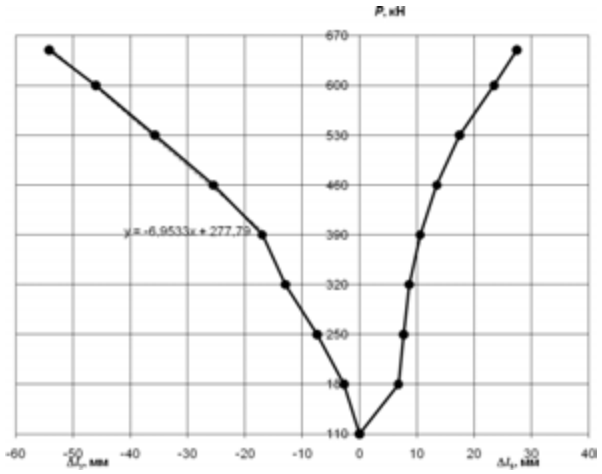


Рис. 5. Зависимость между нагрузкой *P*
и упругими Δl_y и остаточными Δl_s перемещениями

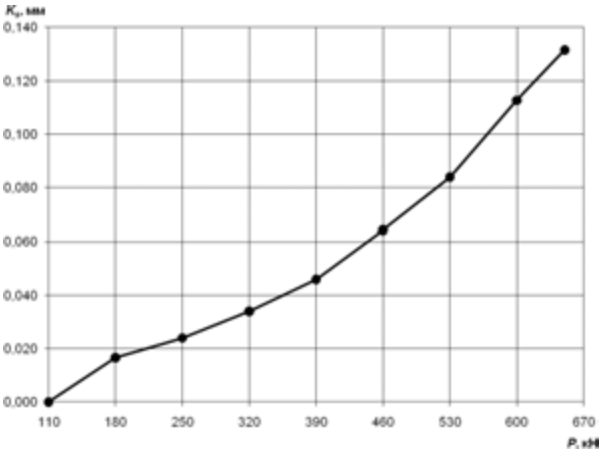


Рис. 6. Зависимость между коэффициентом ползучести K_s
и нагрузкой на анкер *P*

Рис. 7. Фрагмент испытания грунтового анкера

Полученные зависимости имеют выраженный нелинейный характер. Установлено, что при длительных статических испытаниях анкеров в водонасыщенных глинистых грунтах активно проявляются явления ползучести и течения. Длительное деформирование глинистого грунта может оказывать существенное влияние на работу анкеров и ограждений, особенно при продолжительном времени строительства капитальных объектов. При проведении практических расчетов и численном моделировании ограждений котлованов подобные факторы, как правило, не учитываются из-за сложности и несовершенства методики расчета.

Необходимо проведение экспериментально-теоретических исследований для совершенствования теории расчета ограждений котлованов с учетом длительной прочности водонасыщенных глинистых грунтов.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Вялов С.С.* Реологические основы механики грунтов. М.: Высшая школа, 1978.

2. *Зарецкий Ю.К.* Теория консолидации грунтов. М.: Наука, 1967.

3. *Зарецкий Ю.К.* Вязкопластичность грунтов и расчеты сооружений. М.: тройиздат, 1988.

4. *Маслов Н.Н.* Основы инженерной геологии и механики грунтов. М.: Высшая школа, 1982.

5. *Месчан С.Р.* Реологические процессы в глинистых грунтах. Ереван: Айастэн, 1992.

А.Л. Готман, М.А. Суворов

ОПЫТ РАЗРАБОТКИ ПРОТИВООПОЛЗНЕВЫХ МЕРОПРИЯТИЙ

БашНИИстрой, г. Уфа

На примере строительства жилого дома в г. Уфе рассмотрены противооползневые мероприятия, обеспечивающие устойчивость склона оврага. В результате выполненных расчетов устойчивости склона предложено выполнение закрепления массивов грунта под зданием и на бровке оврага. Улучшение свойств грунта осуществляется с использованием метода защелачивания и метода цементации.

В настоящее время строительство часто осуществляется на территориях, расположенных на склонах или вблизи них, в связи с чем остро встал вопрос инженерной защиты территорий от образования и активизации оползневых процессов. Возникновение оползней приводит к недопустимым деформациям, нарушению устойчивости и даже разрушению различных инженерных сооружений. В настоящий момент наиболее актуальным

является вопрос обеспечения устойчивости склонов в условиях стесненной городской застройки.

Одним из примеров вариантного проектирования противооползневых мероприятий является 12-этажный жилой дом по ул. Сочинской в г. Уфа, расположенный вблизи бровки линейно протяженного оврага (рис. 1).

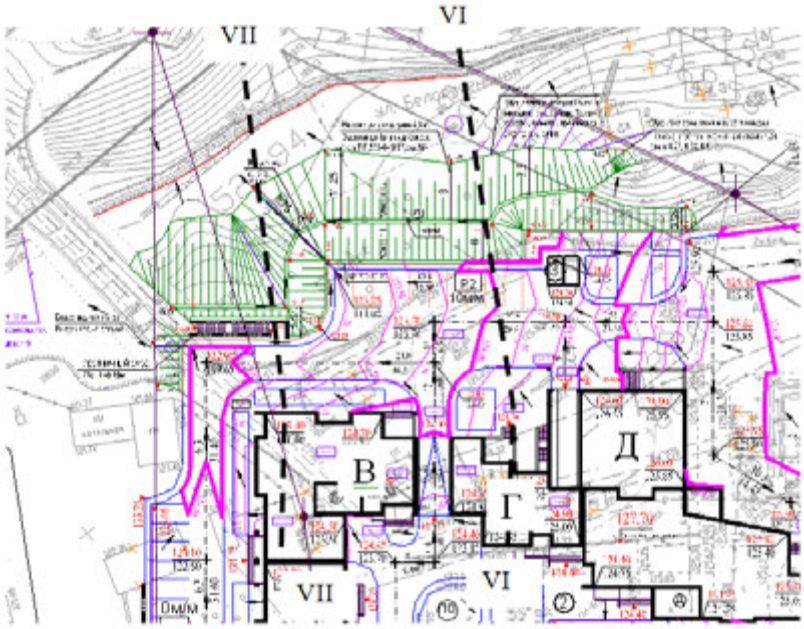


Рис. 1. Общий план площадки строительства со схематичным указанием линий инженерно-геологических разрезов VI–VI и VII–VII

На площадке выполнены инженерно-геологические изыскания и расчеты устойчивости склонов в природном состоянии (без учета нагрузок от зданий) по линиям инженерно-геологических разрезов VI–VI и VII–VII. Места расположения линий инженерно-геологических разрезов приведены на рис. 1.

Геологический разрез площадки до исследованной глубины 80,0 м сложен четвертичной, неогеновой и пермской системами. Было выделено 7 инженерно-геологических элемента (далее ИГЭ):

ИГЭ 1 – насыпной грунт – суглинок, почва, щебень, строительный мусор. Мощность отложений составляет 1,6–7,0 м;

ИГЭ 2 – супесь пластичная четвертичная и общесыртовая, распространена на большей территории площадки, в самой верхней части разреза до глубины 7–10 м; отложения включают частые прослойки пылеватого песка и суглинка;

ИГЭ 3 – песок пылеватый, плотный четвертичный и общесыртовый, встречается в виде отдельных прослоев мощностью 1–3 м на глубинах 2–13 м; песок содержит частые прослои супеси;

ИГЭ 4 – суглинок тугопластичный четвертичный и общесыртовый, содержит частые прослои супеси, пылеватого песка и углистые вкрапления;

ИГЭ 5 – глина полутвердая акчагыльская. полутвердая, плотная, с редкими тонкими прослоями песка; мощность отложений 12–18 м;

ИГЭ 6 – дезинтегрированная карбонатная порода (разуплотненная зона), представляет остаточный продукт выветривания и выщелачивания карбонатных глин и мергелей; отложения встречены по всему участку на глубинах 50–75 м;

ИГЭ 7 – гипс темно-серый, серый, выветрелый, трещиноватый, массивный, скрытокристаллический, низкой прочности, залегает ниже глубины 68–78 м.

Физико-механические характеристики грунтов, принятые в расчетах по данным инженерно-геологических изысканий приведены в табл. 1.

Таблица 1

Физико-механические характеристики грунтов

Наименование показателя	Расчетные значения						
	ИГЭ 1	ИГЭ 2	ИГЭ 3	ИГЭ 4	ИГЭ 5	ИГЭ 6	ИГЭ 7
γ, т/м^3	1,80	1,977	1,976	1,981	1,986	2,0	2,25
ф, град	10	25	35/30	21/19	17	17	18
c, МПа	0,005	0,010	0	0,019/0,017	0,028	0,028	0,04
E, МПа	10	30	20	14	20	20	50

Примечание: в числителе приведены значения при естественной влажности, в знаменателе – при водонасыщении

Гидрогеологические условия изучаемого участка и смежной территории характеризуются развитием 3-х водоносных горизонтов и комплексов: горизонт грунтовых вод в глинисто-песчаных отложениях четвертичной системы и общесыртовой свиты (максимальный прогнозный уровень на глубинах 5–7 м), водоносный комплекс неогеновой системы и горизонт карстовых вод в гипсах кунгурского яруса. На устойчивость склона влияние оказывает только верхний горизонт грунтовых вод.

Коэффициент фильтрации водонасыщенных суглинков по данным откачки воды составил 0,5 м/сут, водоносных песков – 3,0 м/сут. Средневзвешенный коэффициент фильтрации толщи, представленной прослоями суглинков, супесей, песков, принимается 1,5 м/сут.

По результатам рассмотрения инженерно-геологической обстановки на площадке строительства было выявлено, что склон природного рельефа является неустойчивым даже без учета нагрузок от строящихся зданий. Для разреза по линии инженерно-геологического разреза VI–VI коэффициенты устойчивости составили 0,71–0,86, для разреза по линии VII–VII коэффициенты устойчивости составили 0,83–0,99.

Изучение проектной схемы организации рельефа (рис. 1) показало, что на прилегающей к бровке оврага территории предполагается частичная срезка и частичная подсыпка грунта с изменением отметок рельефа с 119,65–127,40 на 122,90–125,80 м. Величина срезки и подсыпки достигает до 2-3 м. Склоны оврага предполагается выположить с организацией уклонов 1:1 в верхней части склона и 1:1,5 – в нижней части склона. Проектная равномерно распределенная нагрузка от зданий составляет p = 0,25МПа (25 т/м^2).

Таким образом, необходимыми являются расчеты склона с учета планировки склона, нагрузок от зданий и вариантного проектирования противооползневых мероприятий.

Противооползневые мероприятия рассматривались в следующих вариантах:

– повышение устойчивости склона путем устройства свайно-плитных фундаментов здания;

– повышение устойчивости склона путем устройства плитных фундаментах на искусственно улучшенном (закрепленном) основании;

– устройство закрепленной шпонки грунта на склоне путем цементации, защелачивания или силикатизации грунтов;

– комбинация нескольких из вышеуказанных вариантов.

Характеристики закрепленных грунтов приняты по опыту устройства институтом «БашНИИстрой» шпонки из закрепленного грунта методом защелачивания в аналогичных грунтовых условиях на расположенном в 0,5 км 14-этажном жилом доме в микрорайоне «Дружба-1».

Таблица 2

Физико-механические характеристики грунтов
после закрепления, принятые в расчетах

Наименование показателя	Расчетные значения (нормативные значения)	
	ИГЭ 1, ИГЭ-2, ИГЭ-4, ИГЭ-5	ИГЭ-3
γ, г/см^3	2,08	2,1
ф, град.	25	35
c, МПа	0,17	0,05
E, МПа	40	50

Расчеты устойчивости склона выполнялись на ЭВМ с использованием лицензионной программы: *PLAXIS 2D*, версия 8. Программа PLAXIS предусмотрена для выполнения двухмерного конечно-элементного анализа. Для решения рассматриваемой задачи использована модель плоской деформации, предусматривающая рассмотрение участка откоса шириной 1,0 м. Модель грунтов в расчетах принималась Мора-Кулона (Mohr-Coulomb).

Расчеты по программе *PLAXIS* определяют участки грунтового массива с наименьшей устойчивостью, выделяя возможные участки сдвига и выявляя все возможные плоскости скольжения. При этом определяются как оползни консеквентного типа (скольжения и покровные), так и инсеквентной структуры (сдвиг по близкой к круглоцилиндрической поверхности).

Приводящиеся далее коэффициенты запаса по результатам расчетов с помощью программы *PLAXIS 2D* получены по результатам расчета методом «*φ-c reduction*» (методом снижения значения угла внутреннего трения и сцепления грунтов, слагающих сечение) и показывает величину снижения *φ* и *c*, при котором произойдет сдвиг массива грунтов по круглоцилиндрической поверхности (общая потеря устойчивости).

Основной задачей расчетов являлась оценка оползневой опасности участка. При анализе полученных результатов были приняты следующие нормативные коэффициенты устойчивости склона: $K_{уп}$=1,25 – для всех линий скольжения, опасных для зданий с этажностью свыше 9 этажей (далее глубинный сдвиг) и $K_{уп}$ =1,15 – для всех линий скольжения, не представляющих угрозы потери устойчивости, либо угрозы неравномерных осадок зданий, при этом в зону оползня попадают внутриквартальные проезды и водонесущие коммуникации (далее локальный сдвиг).

Были выполнены геотехнические расчеты устойчивости склонов по линиям инженерно-геологических разрезов VI–VI и VII–VII.

Расчеты по линии инженерно-геологического разреза VII–VII показали, что при принятых фундаментах в виде монолитной железобетонной плиты на естественном основании вследствие выдавливания грунта из-под здания в сторону оврага склон будет неустойчив, а также возможны неравномерные осадки блок-секции В с возникновением крена здания в сторону оврага. Исключить неравномерные осадки возможно лишь путем передачи напряжений от фундаментной плиты на грунты, расположенные ниже возможных линий оползневых сдвигов, что можно осуществить путем замены плитных фундаментов на естественном основании на свайно-плитные фундаменты либо на плитные фундаменты на искусственно улучшенном (закрепленном) основании, при которых равномерность осадок обеспечивается. Глубина закрепления по расчету должна составить не менее 7,0 м. Для избежания неравномерности осадок закрепление должно осуществляться под всей площадью плиты фундамента блок-секции В.

Расчеты устойчивости склона при приложении полных проектных нагрузок от здания показали, что при отсутствии противооползневых мероприятий устойчивость склона по линии VI–VI недостаточна (коэффициент устойчивости $К_у$ = 0,71–0,98 < $К_{уп}$ = 1,15). Склон природного рельефа по линии VII–VII характеризуется коэффициентом устойчивости $К_у$ = 0,83–1,01 < $К_{уп}$ = 1,25, т.е. склон также будет неустойчив.

При противооползневых мероприятиях в виде закрепления грунта в основании склона устойчивость склона по линии VI–VI будет обеспечена с коэффициентом устойчивости $К_у$ = 1,2 > $К_{уп}$ = 1,15 для локальных сдвигов и $К_у$ > $К_{уп}$ = 1,25 для глубинного сдвига.

При противооползневых мероприятиях в виде закрепления грунта в районе бровки склона устойчивость склона будет обеспечена при глубине закрепления не менее 15 м для линии VI–VI и не менее 25 м для линии VII–VII при минимальной ширине участка закрепления не менее чем 6,0 м.

При противооползневых мероприятиях по линии VII-VII в виде закрепления грунта под фундаментами здания (плитные фундаменты на искусственном основании). склон будет малоустойчив. $К_у$ = 1,19 < $К_{уп}$ = 1,25.

При противооползневых мероприятиях по линии VII–VII в виде закрепления грунта под фундаментами здания и закрепления грунта в основании склон устойчивость склона будет обеспечена с коэффициентом устой-

чивости $К_у$ = 1,208 > $К_{уп}$ = 1,15 для локальных сдвигов и $К_у$ = 1,26 > $К_{уп}$ = 1,25 для глубинного сдвига.

При противооползневых мероприятиях по линии VII-VII в виде закрепления грунта под фундаментами здания и закрепления грунта у бровки склона устойчивость склона проектного рельефа будет обеспечена с коэффициентом устойчивости $К_у$ = 1,257 > $К_{уп}$ = 1,25 (рис. 2, 3).

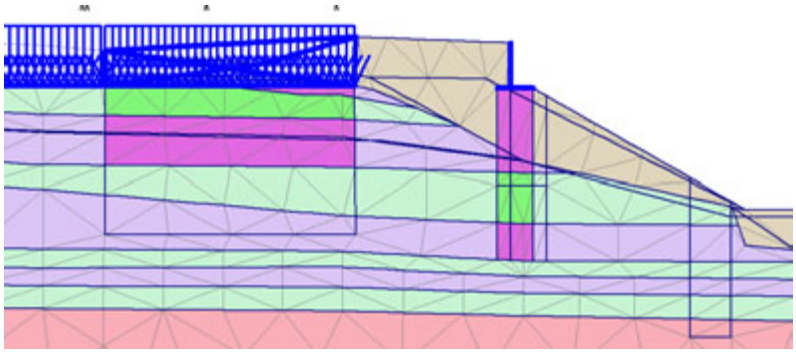


Рис. 2. Расчетная схема склона по линии VII-VII при проектных отметках грунта с учетом закрепления грунта под зданием и на бровке склона

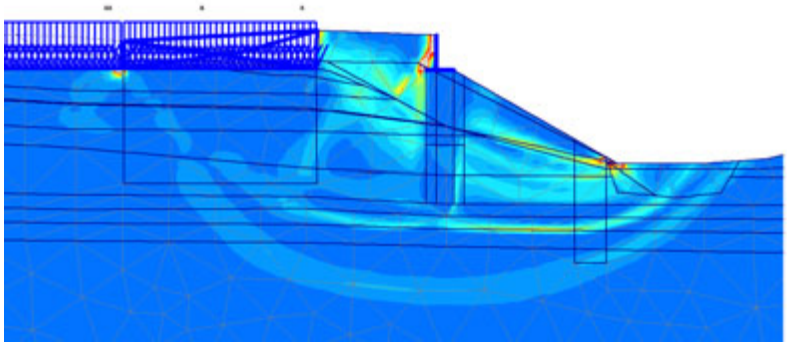


Рис. 3. Схема расположения зон наибольших сдвиговых деформаций (коэффициент устойчивости 1,257)

При противооползневых мероприятиях по линии VII-VII в виде свайно-плитных фундаментов склон проектного рельефа характеризуется коэффициентом устойчивости $К_у$ = 1,16 < $К_{уп}$ = 1,25, т.е. склон будет малоустойчив. При противооползневых мероприятиях по линии VII–VII в виде свайно-плитных фундаментов и закрепления грунта в основании склона устойчивость склона проектного рельефа будет обеспечена с коэффициентом устойчивости $К_у$ = 1,257 > $К_{уп}$ = 1,25. По результатам расчетов для обеспечения устойчивости склона и равномерности осадок фундаментов при применении варианта со свайно-плитными фундаментами необходимо применение свай длиной не менее 10,0 м.

По результатам анализа обстановки на площадке с учетом возможности производства работ выявлено, что наиболее целесообразным является варианты с искусственным улучшением физико-механических характеристик (закреплением) грунтов. Закрепление грунтов возможно выполнять различными методами. Из анализа инженерно-геологической обстановки на площадке выбраны как наиболее эффективные для грунтов площадки строительства два метода закрепления – цементация грунтов и защелачивание грунтов.

Цементация грунтов наиболее эффективна для закрепления песков, супесей и насыпных грунтов. Использование данного метода в глинах и суглинках значительно менее эффективно и малопрогнозируемо. Преимуществом данного метода является также возможность его использования с неизвлекаемыми инъекторами из металлических труб, что также повышает устойчивость склона.

Защелачивание грунтов является наиболее эффективным методом для закрепления грунтов, содержащих глинистую фракцию – глин, суглинков, супесей. Для песков данный метод малоэффективен.

Учитывая распространение на площадке различных видов глинистых и песчаных грунтов, принято решение выполнить закрепление грунтов в следующем виде:

– защелачивание грунтов вблизи бровки оврага у блок-секций Г–Д.

– цементация грунтов с использованием неизвлекаемых инъекторов вблизи бровки оврага у блок-секции В и защелачивание грунтов под зданием блок-секции В.

Закрепление грунтов защелачиванием или цементацией приводит к значительному снижению (в разы) фильтрации грунтовых вод через закрепленный массив грунта. Исходя из наличия на площадке строительства грунтовых вод с уклоном в сторону естественной дрены площадки – русла оврага, для исключения значительного повышения уровня грунтовых вод закрепление грунтов предусмотрено с пропусками для фильтрации грунтовых вод между закрепленными участками. Длина пропусков принять равной 2,0 м при длине закрепленного участка 6,0–8,0 м. Наличие пропусков учтено при расчете устойчивости площадки строительства путем введения эквивалентной (пониженной) прочности закрепленных грунтов.

По результатам расчетов разработан проект закрепления грунтов. В настоящее время идет реализация проекта.

А.М. Демин, Н.П. Горбачева, А.Б. Рулев

АНАЛИЗ ВОЗНИКНОВЕНИЯ И РАЗВИТИЯ ОПОЛЗНЕВЫХ ПРОЦЕССОВ

Всероссийский институт научной и технической информации
Российской академии наук

Приведены результаты анализа деформационных процессов, происходящих в уступах карьеров и в отвалах. В основу анализа положено представление о природных процессах как системах, обладающих ядрами деформаций, разрядка которых происходит в пределах конусов деформаций, а также обладающих широтными энергетическими уровнями гравитационного происхождения и квантовыми переходами, на которых происходит изменение механизма деформирования. Показано, что квантовые переходы происходят на высотах 17–20 м, 26–28 м, 38–40 м и 48–50 м. В силу масштабного эффекта, который проявляет себя на всех материальных уровнях: микро, макро и мега ячейках пространства, полученные результаты позволят производить предварительную оценку устойчивости на различных иерархических уровнях.

Первоначальное нарушение общей структурной прочности пород происходит за счет перераспределения напряжений в процессе образования открытой горной выработки. Наблюдается разуплотнение массива горных пород, обусловленное снятием природной нагрузки в процессе выемки вскрыши. В отвалах наоборот, происходит сжатие пород, связанное с уплотнением горной массы, разрыхленной в процессе разработки. Возникающие деформации выражаются в изменении взаимного расположения зёрен породы, что вызывает изменения сил взаимодействия между ними, т.е. возникновение напряжений. Вдоль силовых линий упругого поля, в напряженной приоткосной области, происходят перемещения (смещения) частиц среды, зарождаются ядра деформаций. Ядро растягивающих деформаций U образуется на верхней бровке уступа (реакция верхней площадки уступа); диаметрально противоположно ему, на подошве образуется ядро деформаций сжатия O (реакция отпора основания); в основании откоса формируется ядро деформаций сдвига T (реакция зоны опорного давления откоса). Диаметрально противоположно ядру сдвига, над дневной поверхностью, образуется мнимое ядро M (электромагнитного происхождения), регулирующее процесс сдвижения оползня (рис. 1). Ядра деформаций являются накопителями потенциальной энергии. Уступ устойчив за счет того, что в наиболее напряженные места (в ядра деформаций) стекается энергия напряжений. Ядро деформаций, подобно ядру Земли, состоит из нескольких зон, разделенных оболочками. Зона пластичности

ядра способна активно аккумулировать энергию, упрочняясь до предела, и, разряжаясь в последствии, способствовать росту трещин. Процесс деформирования развивается в объеме физического тела. Приоткосная часть уступа (отвала) может быть уподоблена физическому телу, поскольку обладает границами. Вдоль поверхностей обнажения уступа расположен особый слой со специфичными свойствами, поскольку поверхности обнажения свободны от напряжений (разгружены). Вспомним, что из-за наличия такого разгруженного поверхностного слоя, прежде чем бурить скважину, приходится сначала забуриваться. Существует так же граница раздела между приоткосной структурно нарушенной частью уступа (на которую распространяется деформирующее влияние откоса, вызванное дефицитом гравитационных масс) и не разуплотненным массивом горных пород. Граница эта вертикальна, поскольку гравитационные силы всегда направлены к центру Земли, и работа сил тяготения зависит от высоты и не зависит от формы пути. Вдоль вертикальной границы раздела расположены ядра сдвигающих усилий *S* (реакция бокового отпора). Таким образом, приоткосная часть уступа (отвала) может быть уподоблена физическому телу, имеющему границы, и, следовательно, вполне определенный объем, в котором будет происходить деформационный процесс.

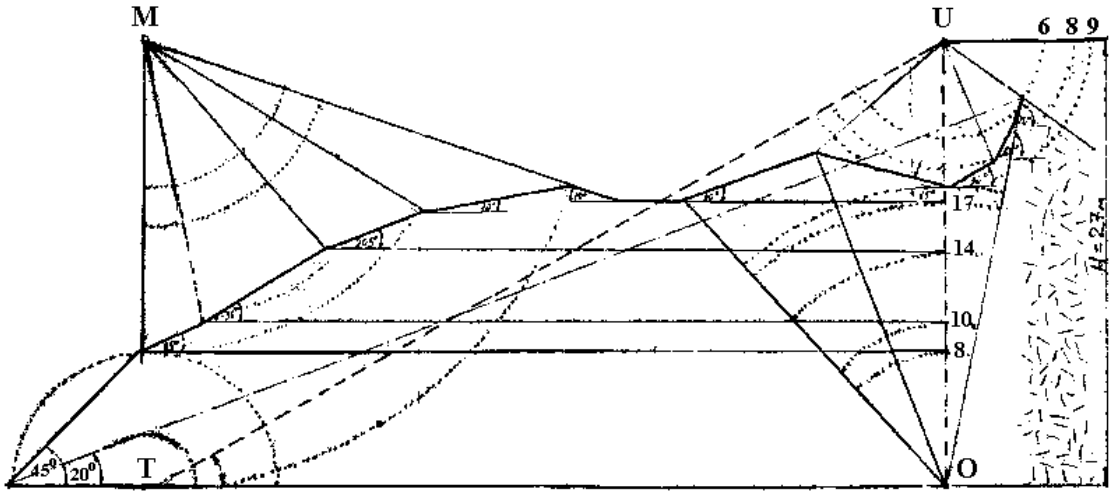


Рис. 1. Профиль деформированного отвала
(O, U, T, M – ядра деформаций)

Известно, что количественной мерой движения служит энергия. Энергия частиц, движения которых происходят в ограниченном объеме пространства, может принимать дискретный ряд значений, распределяясь вдоль горизонтально расположенных квантовых энергетических уровней,

гравитационного происхождения. В силу закона сохранения энергии, система при переходе с более высокого уровня энергии на более низкий уровень отдает порцию энергии, а при обратном переходе – получает, поскольку гравитационное поле, как и электромагнитное поле, подчиняется квантовым законам. Переход системы из одного энергетического состояния в другое происходит скачкообразно. В природе происходят постоянные переходы от статического, накопительного состояния, к динамическому состоянию с испусканием волн гравитационного и электромагнитного происхождения. Согласно принципу суперпозиции, каждая волна сохраняет свою суверенность и всегда может быть выделена, каким бы сложным не оказался деформационный процесс. Трещина на каждом этапе своего существования – от зарождения до стремительного лавинообразного роста – непрерывно излучает упругие волны в диапазонах от неслышимого инфразвука через весь слышимый нами спектр до ультразвука, также не воспринимаемого нашим слуховым аппаратом. На рассматриваемом подготовительном этапе деформации протекают в основном на молекулярном уровне, и не приводят к нарушениям устойчивости.

Разрыхленная в процессе выемки и складируемая в отвалы горная масса, под действием силы тяжести, начинает уплотняться. Процесс уплотнения отвальной массы ведет к упрочнению упругих связей посредством поглощения энергии силы тяжести пластическим деформированием. К такому выводу можно придти путем анализа кривой, характеризующей процесс формирования вертикального смещения верхней площадки отвалов в период оседания (рис. 2). Кривая имеет S – образный вид и расположена в конусе деформаций равном 17°, т.е. в области упругих деформаций [1]. Надо иметь в виду, что каждая точка, составляющая кривую, это отдельный случай осадки отвалов нескальных пород, зафиксированный в разные годы маркшейдерской службой при разработке ряда буроугольных месторождений. Несмотря на разнообразие исходных условий, разброс точек на кривой оказался незначительным. Из графика видно, что фиксируется осадка отвала только в приоткосной зоне, шириной до 10 м, а таких приоткосных зон у отвала может быть несколько, в зависимости от технологии отвалообразования. Осадка увеличивается с ростом высоты отвала и достигает наибольших размеров при высоте откоса 17, 24, 33 и 42 м. Это происходит потому, что вдоль широтных гравитационных уровней 17, 24, 33 и 41 наблюдаются максимальные продольные подвижки [2].

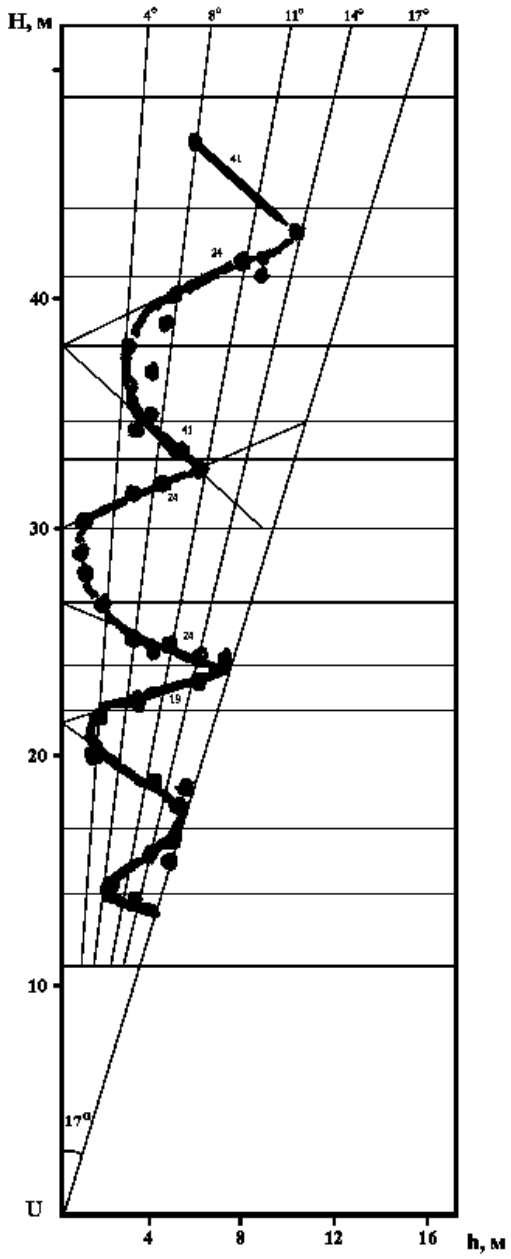


Рис. 2 Зависимость вертикального смещения верхней площадки при осадке отвалов *h* от высоты отвала *H*

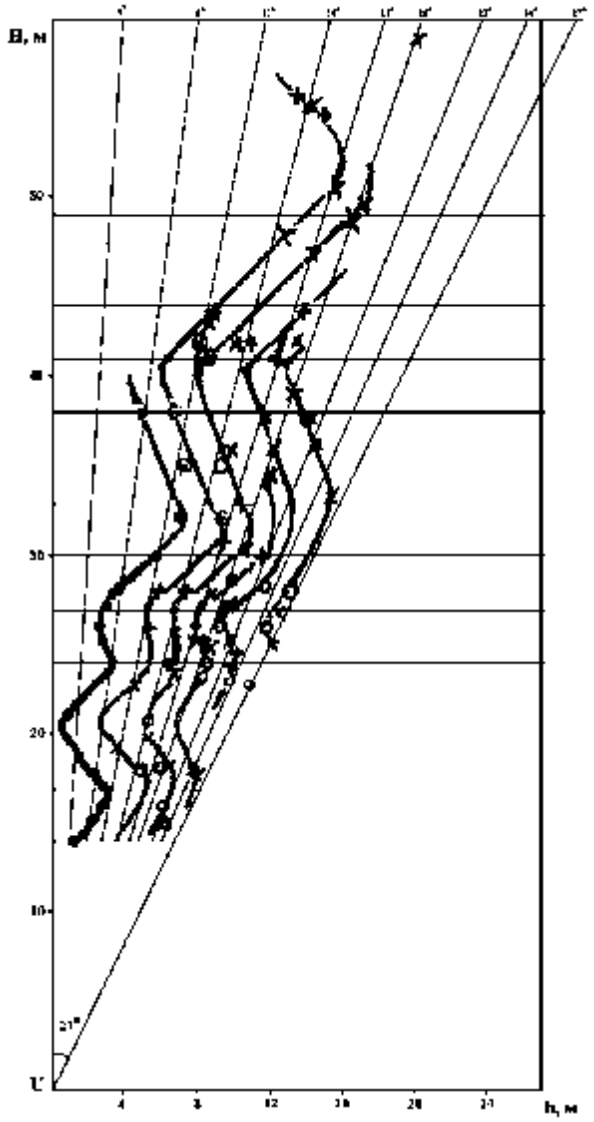


Рис. 3. Зависимость вертикального смещения верхней площадки h от высоты откоса H

Наименьшая величина осадки наблюдается при высоте откоса 20–21 м, 28–30 м и 36–39 м (т.е. в интервале двух-трех метров относительное смещение минимальное). На этих высотах относительные горизонтальные перемещения вдоль гравитационных уровней 22, 27 и 38 минимальны. Величина относительного удлинения вдоль уровней варьирует в тех же пределах, в которых обычно изменяется коэффициент пластичности. В ранее вы-

полненных работах нами было обосновано наличие горизонтальных гравитационных уровней и показано, что вдоль одних уровней происходят горизонтальные подвижки, вызывающие разуплотнение среды, а вдоль других, наоборот, наблюдается сжатие среды. Расположение широтных уровней по глубине стационарно в любой иерархической системе измерений, поэтому появляется возможность прогноза ослабленных участков. При рассмотрении S-образной кривой, изображенной на рис. 2, обращает внимание изменение характера деформирования с увеличением высоты: часть кривой до высоты 27–28 м отличается резкими сменами направления кривой, выше характер кривой изменяется – кривая становиться положе, изменяются углы наклона её участков. Углы наклона кривых являются характеристиками деформационного процесса и показывают, что до высоты 28 м осадка отвала вызвана объемным деформированием (углы наклона кривых до 24°), а при более высоких отвалах – сдвигами (углы 41°), т. е. механизм деформирования отвалов изменился в интервале 28–30 м.

Напряжение в приоткосном массиве нарастает за счет внешних воздействий, в том числе и синоптического характера, и за счет внутреннего изменения напряженного состояния, в том числе за счет разгрузки водоносных горизонтов при осушении карьеров и в результате тектонических напряжений. Ядра деформации, по мере накопления энергии, наращивают количество напряжённых зон. По мере нарастания зональности ядер, происходит их наложение друг на друга. Так, наложение зон от ядра деформаций сжатия O (реакция основания) и ядра растяжения U (реакция верхней площадки) приводит к образованию трещин в средней части откоса, которые далее распространяются вверх, выходя на дневную поверхность на расстоянии 6 м, 8 м и 9 м (см. рис. 1). На отвалах месторождений КМА (рассматривается как пример) расстояние трещин отрыва от бровки верхней площадки отвала колебалось от 3–4 до 20 м. Дальнейшее развитие процесса было связано с расширением и углублением трещин, а затем и с осадкой верхней площадки. При этом обнажилась поверхность отрыва. С левой стороны оползня поверхность отрыва прослеживалась от верхней бровки до подошвы отвала, в центральной части – на длине 6–7 м, считая от верхней бровки, а с правой стороны поверхность отрыва терялась в откосе. Поверхность отрыва в ряде случаев располагалась вертикально или под углом, который изменялся от 60 до 70° в левой части, до 70–80° в правой части. При преобладании глинистых пород угол наклона видимой части поверхности отрыва составлял 55–72°. Длина наклонной обнажившейся

части поверхности отрыва достигала 2,5–5 м [3]. Наблюдаемая разница в развитии оползневого процесса правой и левой сторон отвалов происходит под действием сил Кориолиса. Вращение Земли с запада на восток влияет на направление движения тел на земной поверхности, на течение воды в реках и на перемещение масс воздуха. Вне зависимости от направления их движения, вследствие общего закона движения по поверхности вращающегося тела (закон Кориолиса), всегда сохраняется стремление движущихся тел в северном полушарии отклониться в правую сторону. Как показала практика, после появления трещин отрыва не всегда происходит нарушение устойчивости горных выработок. Согласно исследованиям А. Н. Ставрогина, трещины отрыва локализуются в достаточно узкой вертикально расположенной области, и их развитие сопровождается генерированием сигналов акустической эмиссии (АЭ). После прохождения области, где формируются трещины отрыва, дальнейшее деформирование происходит путем сдвига по плоскостям сдвига и практически без генерирования сигналов акустической эмиссии [4]. Вертикальные смещения по трещинам отрыва совершаются сравнительно медленно и развиваются в пределах конуса деформаций 27°, исходящего из приповерхностного ядра деформаций U (рис. 3). Угол раствора конуса 27° указывает, что процесс ветвления трещин еще не наступил. Следует обратить внимание, что на рис. 3 нанесены вертикальные смещения отвалов (светлые кружочки), уступов (темные кружочки) и бортов карьеров (крестики). Закон деформирования для всех одинаков, поскольку все точки легли на подобные друг другу кривые. Сравнивая графики (см. рис. 2 и 3) видим, что максимальные и минимальные значения вертикальных смещений наблюдаются в окрестности одних и тех же высот H, хотя характер кривых различен. Это говорит о том, что экстремальные значения вертикальных смещений формируются на одинаковых энергетических уровнях, а характер протекания процессов различен, поскольку происходит под разными углами. Часто оседание верхней площадки отвалов сопровождается вспучиванием откоса вблизи подошвы. Высота выдавливаемого из откоса слоя зависит от высоты отвала H. Выдавливание начинает проявляться при высоте уступов 14 м и достигает максимума при H = 40–42 м. При дальнейшем увеличении высоты откоса величина выдавливания уменьшается [3]. Формирование вертикальных смещений происходили при взаимодействии ядер деформаций сжатия O и растяжения U. Ядра T и M при разрядке производят сдвиговые деформации. Согласно нашим наблюдениям, поверхность скольжения описывается дугой окружности, проведенной из ядра M, которое находиться над зем-

ной поверхностью (диаметрально противоположно ядру Т) на высоте отвала. Формированию вогнутой поверхности скольжения помогают силы, стремящиеся к сглаживанию земной поверхности. Природа этих сглаживающих (денудационных) сил электромагнитная. Доказано [5], что процесс трещинообразования и разрушения горных пород сопровождается импульсным электромагнитным излучением (ЭМИ) чрезвычайно широкого спектра. Исследованию механизма сдвижения оползня мы посвятили отдельную статью, и в данной работе процесс разрушения и сдвижения не рассматривается.

Итак, были проанализированы различного происхождения вертикальные подвижки. Деформационные кривые имели S-образный вид. Сравнивая между собой вышеприведенный графический материал, можно констатировать тот факт, что изменение характера деформирования проистекает дискретным образом и наблюдается в окрестности одних и тех же высот откосов: 17–20 м, 26–28 м, 38–40 м и 48–50 м. На этих высотных отметках происходит накопление потенциальной энергии, путем сжатия среды вдоль гравитационных широтных уровней. При разрядке накопленных напряжений, совершается переход потенциальной энергии в кинетическую энергию с изменением процесса деформирования. Поскольку наблюдения выполнены с привлечением базы данных «Оползни в карьерах», собранной за 80-летний период, то можно говорить о том, что нами была выявлена одна из закономерностей сложного многоступенчатого закона деформирования. В силу того, что в природе, как известно, существует так называемый масштабный эффект, который проявляет себя на всех материальных уровнях: микро, макро и мега ячейках пространства, то полученные результаты могут найти применение при оценке устойчивости на любом иерархическом уровне.

Работа выполнена при финансовой поддержке РФФИ проект № 09-05-0020а.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Дёмин А.М., Горбачёва Н.П., Рулёв А.Б.* Взаимосвязь конусов деформаций с высотой уступа и шириной захвата при оползнях в карьерах // Изв. Вузов. Горный журнал. 2003. №6. С. 97–100.

2. *Демин А.М., Горбачева Н.П., Рулев А.Б.* Энергетические уровни и их роль в развитии геодинамических процессов // Геодинамика и напряженное состояние недр Земли. Новосибирск, ИГД СО РАН. 2006. С. 78–83.

3. *Демин А.М.* Закономерности проявлений деформаций откосов в карьерах. М.; Наука, 1981. 144 с.

4. *Ставрогин А.Н., Зарецкий-Феоктистов Г.Г., Танов Г.И.* Исследование акустической эмиссии при деформировании горных пород в условиях сложного осесимметричного напряженного состояния // ФТПРПИ, 1986, №5. С. 16–27.

5. *Курленя М.В., Кулаков Г.И., Марков В.А., Яковицкая Г.Е.* Электромагнитное излучение горных пород и его особенности при оценке состояния и свойств скальных массивов // Инженерная геология, 1992, №5. С. 60–63.

В.П. Дыба

ОЦЕНКИ ЧИСЛЕННЫХ ЭКСПЕРИМЕНТОВ В ОБЛАСТИ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ

Южно-Российский государственный технический университет
(Новочеркасский политехнический институт)

Полученные в численных экспериментах графики зависимостей для фундаментов на грунтовом основании «нагрузка – осадка» должны попадать при около предельных нагрузках в «коридор» между нижней и верхней оценкой несущей способности. В противном случае численный эксперимент должен быть отброшен.

Сложившийся подход к расчету оснований и фундаментов по предельным состояниям предполагает вычисление полей напряжений и деформаций в процессе возрастания нагрузки и времени, т.е. требуется описание истории изменения напряженно деформированного состояния системы «основание – железобетонный фундамент». Считается, что это можно сделать с использованием современных моделей грунта (физических уравнений) и конечно элементного метода решения соответствующих краевых задач. При этом предельную нагрузку пытаются определить по обрушению процесса численных вычислений.

Но предельную нагрузку (Ultimate Limit State) можно оценить и без описания истории изменения НДС в основании и фундаменте методами предельного анализа. Более того, оценку можно получить, не пользуясь «реальными» полями напряжений и деформаций и историей их изменений при допредельных нагрузках.

Источником предельного анализа являются идеи, высказанные А.А. Гвоздевым [1]. Позднее эти идеи были опубликованы в работах Д. Драккера, В. Прагера [2] и других авторов.

Предельный анализ пластических систем является естественным и органичным методом расчета сооружений, их фундаментов и оснований по

несущей способности. Предельный анализ не ставит перед собой сложную задачу изучения напряженно-деформированного состояния пластической системы при возрастании нагрузок на систему вплоть до предельной. Такая задача может оказаться неразрешимой. Одна из основных причин заключается в практической невозможности создания модели грунтовой среды, описывающей поведение грунта при сложном нагружении, когда уже нельзя принять гипотезу о постоянной соосности тензоров напряжений и деформаций. Проблематичной является и численная реализация подобных моделей при нагрузках, возрастающих до предельной нагрузки.

В этом заключается преимущество предельного анализа по сравнению с традиционным подходом, когда предельную нагрузку пытаются определить по последним точкам рассчитанного графика «нагрузка – стабилизированная осадка»

Предельный анализ оперирует следующими множествами: а) множеством статически допустимых полей напряжений во всей системе «основание – железобетонный фундамент», т.е. полей напряжений, удовлетворяющих уравнениям равновесия и условию неположительности функции текучести; б) множеством кинематически допустимых полей скоростей, не противоречащих ассоциированному (нормальному) закону текучести. Причем, каждому статически допустимому полю напряжений соответствует нижняя оценка предельной нагрузки, а каждое кинематически допустимое поле скоростей порождает верхнюю оценку предельной нагрузки.

Несмотря на то, что основные теоремы предельного анализа получены для модели жесткопластического тела, представляется допустимым применение предельного анализа в задачах, где используются модели среды, в которых траектории нагружения ограничиваются поверхностью текучести.

Верхние и нижние оценки образуют «коридор», которых содержит неизвестную предельную нагрузку. Важным является вопрос о получении как угодно узкого «коридора». Другими словами, является ли нижняя грань множества верхних оценок одновременно верхней гранью множества нижних оценок?

В работах Б. Найроля [3] и Я.А. Каменяржа [4] дан положительный ответ на поставленный вопрос в случаях, когда в пространстве напряжений: а) поверхности текучести ограничены; б) поверхности текучести цилиндрические; в) ноль пространства напряжений для всякой точки тела лежит внутри поверхности текучести и удален от нее не меньше, чем на $\delta>0$ (например,

при условии Кулона-Мора с ненулевым сцеплением). Автору неизвестно есть ли утвердительный ответ для случая, когда ноль пространства напряжений лежит на поверхности текучести, что характерно для сухих песков.

Важность поставленного вопроса определяется и тем, что, как правило, получение множества верхних оценок является задачей более простой по сравнению с задачей получения нижних оценок. Положительный ответ позволяет рассматривать минимальную верхнюю оценку в качестве искомой несущей способности.

В работе [5] для получения верхних оценок ленточных железобетонных фундаментов на связном основании предполагаемая пластическая область основания разрезается на жесткие блоки, которые могут скользить один относительно другого, преодолевая силу сцепления. Такой прием допускается, так как произвольное кинематически допустимое поле скоростей, согласно принципам предельного анализа, может иметь разрывы касательной составляющей скорости. Основание под гибким железобетонным фундаментом разделяется на жесткие блоки не только плоскими, но и кругло цилиндрическими поверхностями скольжения. Сам железобетонный фундамент разделяется трещинами на жесткие части, соединенные пластическими шарнирами.

Соотношения между скоростями пластической деформации выделенных блоков остаются жестко фиксированными, эти скорости определяются с точностью до общего произвольного множителя.

Однопараметрическое множество кинематически допустимых полей скоростей с параметром l_x представлено на рис. 1.

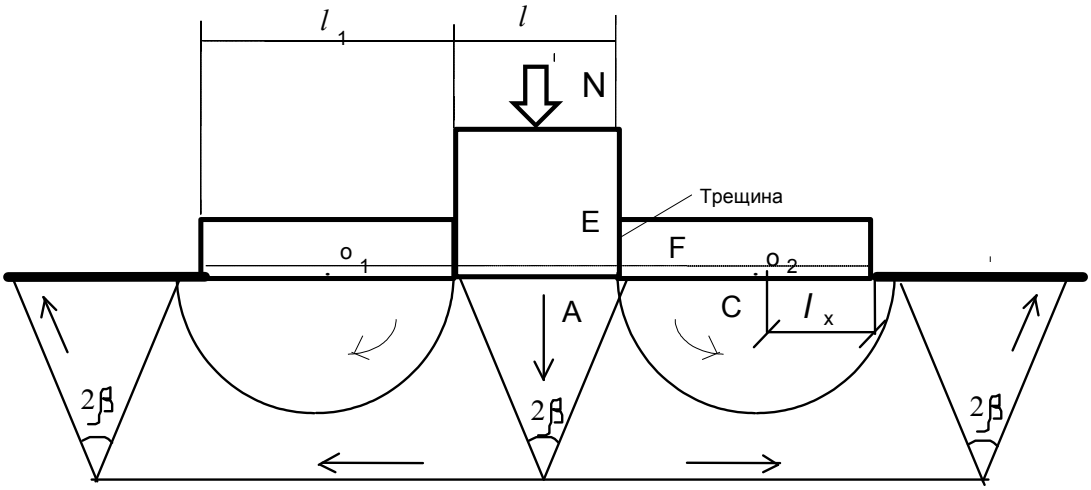


Рис. 1. Схема разрушения системы «фундамент – основание»

Ему соответствует множество верхних оценок (1), зависящих от параметра l_x.

$$N^* = 2l \cdot c \cdot \left[2h\left(\frac{1}{l_1 - l_x} + \frac{1}{l} \right) + \left(\frac{1}{h} + \frac{\pi}{l} \right)\left(l_1 - l_x \right) + \frac{\sigma_T}{c}\frac{h}{l}\frac{A_1}{l_1 - l_x} \right]. \quad (1)$$

Параметр l_x в формуле (1) произвольный. Так как лучшая верхняя оценка N^* – минимальная, то продифференцировав выражение (1) по l_x и приравняв производную нулю, получим оптимальное значение параметра (2).

$$l_x = l_1 - \sqrt{\frac{hl}{l + \pi h}\left(2h + \frac{\sigma_T}{c} A_1 \frac{h}{l} \right)}. \quad (2)$$

Для грунтовой среды, обладающей трением, описанный прием построения полей скоростей не может быть использован, так как в этом случае скольжение обязательно сопровождается изменением объема. Поэтому, если разбить грунтовое основание с внутренним трением на жесткие блоки, то при попытке взаимного скольжения обязаны появиться трещины, пустоты.

Другими словами, кусочно-постоянное *начальное* поле скоростей с разрывами касательной составляющей скорости по линиям скольжения блоков уже не будет удовлетворять ассоциированному закону течения. В этом случае следует применять «мягкие» деформируемые блоки.

В работах [6] и [7] разработан метод расчета верхних оценок несущей способности штампов и гибких железобетонных фундаментов на грунтовых основаниях, обладающих трением и сцеплением. Для построения возможных полей скоростей в грунтовом основании (рис. 2) используются треугольные блоки, в каждом из которых скорости деформаций от точки к точке не меняются. Следовательно, компоненты скоростей являются линейными функциями координат, поэтому равенство скоростей в двух угловых точках соседних блоков гарантирует их непрерывность по всей границе. Параметры, определяющие поле скоростей, являются координатами точек в пространстве допустимых вариантов. При нахождении оптимальных параметров, соответствующих наименьшей верхней оценке, использовались так называемые ЛПτ – последовательности.

В примере, представленном на рис. 2, рассчитанная верхняя оценка несущей способности системы «основание – фундамент» равна 1522,75 кН/м. При этом предельное сопротивление основания, вычисленное по формуле (5.30) СП 50-101-2004 для той же ширины фундамента и тех же характеристик грунта, составляет 2196 кН/м.

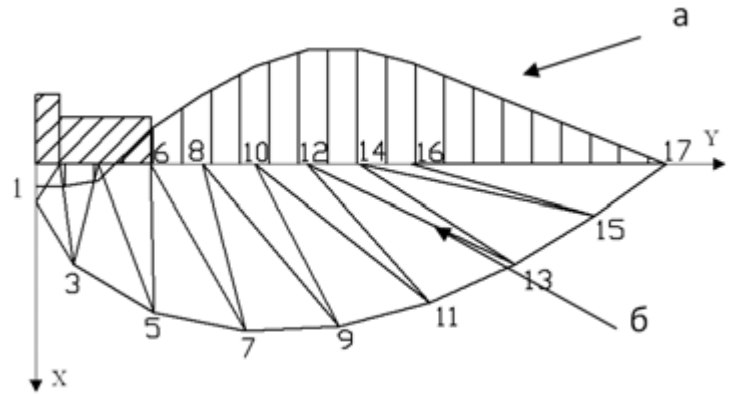


Рис. 2. Пример расчета верхней оценки несущей способности железобетонного фундамента: *а* – эпюра вертикальных скоростей на уровне подошвы; *б* – область ассоциированного течения разделенная на блоки простейшего течения.

Ширина жесткой части фундамента 0,3 м; длина консоли плиты фундамента 0,6 м; пригрузка 27,0 кПа; сцепление грунта 21,0 кПа; объемный вес грунта 18,0 кН/м^2; угол внутреннего трения грунта 30°; расчетное сопротивление арматуры 360000 кПа; площадь рабочей арматуры 10,0 см^2; расстояние от центра арматуры до центра сжатой зоны бетона: 15,0 см.

Ясно, что при проектировании требуется знание в первую очередь нижней оценки несущей способности. Верхняя оценка может показать лишь величину интервала нагрузок, по которому можно судить о возможной степени использования реальной несущей способности системы «основание-фундамент».

При построении нижней оценки несущей способности системы «фундамент–основание» необходимо указывать равновесные поля напряжений в теле фундамента и во всем неограниченном основании, причем для этих полей условия прочности не должны превышаться. В частном случае штампа такое поле напряжений может быть построено только в основании, т.к. в штампе допустимо любое поле напряжений.

Для условия прочности

$$\sigma_3 = -C + A\sigma_1 \tag{3}$$

обобщенное решение Прандтля, представляющее собой комбинацию двух простейших предельных напряженных состояний, соединенных решением типа простой волны, дает следующую формулу предельной интенсивности полосовой нагрузки *P* с пригрузкой *q*

$$P = Ae^{\frac{\pi(A-1)}{2\sqrt{A}}}\left(q + \frac{C}{A-1}\right) - \frac{C}{A-1}. \tag{4}$$

Будет ли справедливо утверждение о том, что нагрузка (4) является нижней оценкой несущей способности штампа конечной ширины?

Первый ответ на подобный вопрос дали M. Sayir и H. Ziegler в опубликованной в 1968 г. работе «Zum Prandtlschen Stempelproblem» [8]. Для среды без внутреннего трения (A = 1) они получили статически допустимое продолжение решения Прандтля на все полупространство. Сложность формул полученного решения есть следствие выдвинутых авторами условий, которые не являются необходимыми для построения статически допустимого поля напряжений и не требуются условиями теоремы А.А. Гвоздева о нижней оценке несущей способности. Это следующие условия: а) поле напряжений непрерывно; б) величина дополнительных напряжений стремится к нулю на бесконечности.

Были и последующие предложения по статически допустимому продолжению на всю полуплоскость полей напряжений решения Прандтля [9], [10].

Рассмотрим случай, когда подошву ленточного гибкого железобетонного фундамента можно принять гладкой, а грунтовую среду – невесомой. Принимаем под фундаментом прандтлевское предельное распределение напряжений, причем размер зоны пассивного простейшего напряженного состояния не совпадает с размерами призмы продавливания (рис. 3).

Поле напряжений в теле фундамента будет статически допустимым (для случая разрушения изгибом), если в самом опасном сечении изгибающий момент не превысит предельно допустимого значения $M_{\bullet\text{р}}$, определенного площадью арматуры на погонный метр A_1 и расстоянием $h^{\bullet}$ от нее до центра сжатой зоны бетона.

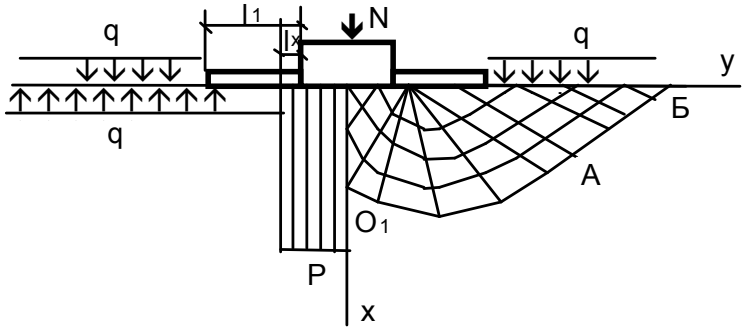


Рис. 3. К построению нижней оценки несущей способности

Нижняя оценка, равная площади эпюры давлений под подошвой фундамента, будет выглядеть так:

$$N_* = (l + 2l_x)P + 2(l_1 - l_x)q. \qquad (5)$$

В формуле (5) величина P определяется по уже рассмотренной формуле (4), а величина l_x определяется так

$$l_x = \sqrt{\frac{2M_{\text{пр}} - ql_1^2}{P - q}}.$$

Для того чтобы повысить нижнюю оценку за счет учета объемного веса грунта, используется прием В.В. Соколовского.

При условии справедливости гипотезы о том, что нагрузка, найденная по формуле (5.30) из СП 50-101-2004 и распределенная равномерно по соответствующему прямоугольнику, имеет статически допустимое продолжение на все грунтовое основание, нижние оценки несущей способности для гибких железобетонных квадратных и прямоугольных фундаментов представлены в работе [11].

Основные результаты приложения предельного анализа в области оснований и фундаментов представлены в монографии автора «Оценки несущей способности фундаментов» [12, 13].

Полученные оценки несущей способности могут быть использованы при расчете фундаментов и оснований как непосредственно, так и для контроля численных экспериментов (рис. 4).

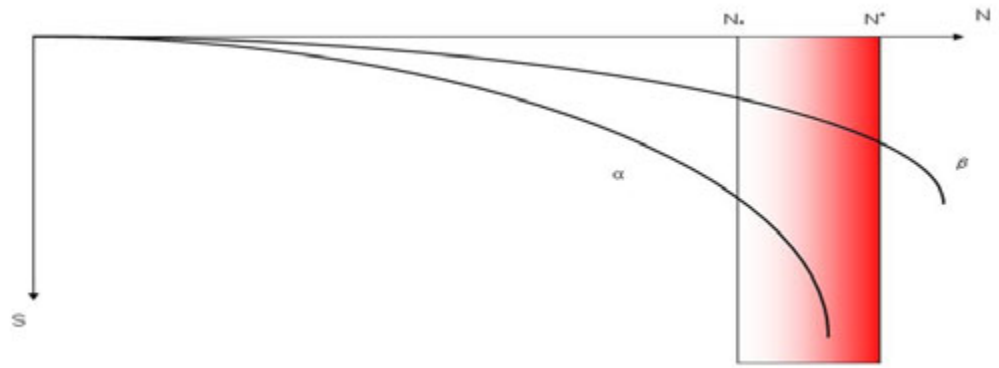


Рис. 4. Полученные в численном эксперименте зависимости осадки от нагрузки. Кривая α попадает в «коридор» между нижней и верхней оценкой несущей способности, а кривая β – нет, и ее следует отбросить

Численный эксперимент, в отличие от численного решения, не оценивает величины ошибки, т.е. не оценивает возможной величины отклонения от неизвестного точного решения поставленной задачи. Поэтому контроль численных экспериментов при опасных около предельных нагрузках является весьма актуальной задачей.

Поэтому появилось требование двух численных экспериментов разными программными средствами при исследовании одной задачи.

Однако в большинстве программных комплексов используется классический метод конечных треугольных упругих элементов, и, следовательно, контроль путем сравнения различных численных экспериментов теряет смысл.

В практике расчетов сооружений и их оснований и фундаментов широкое применение получили программные комплексы, реализующие метод конечных элементов (МКЭ). По проектным и учебным заведениям распространяются ПК SCAD, «Мираж», «Лира», «ProFEt & Stark ES», ANSYS, PLAXIS, GEOSLOPE, FEM-models, Z-soil, FLACK, Design Space и многие другие.

МКЭ является следствием известных методов Бубнова-Галеркина и метода Ритца и излагается на языке линейной алгебры.

При решении задач плоской деформации в классическом варианте МКЭ основание разбивается на треугольные элементы, в каждом из которых перемещения являются линейными функциями координат, а деформации постоянны. Конечные элементы являются линейно упругими. Решение ищется в виде линейной комбинации линейно независимых базисных функций. Относительно коэффициентов этой линейной комбинации решается система линейных алгебраических уравнений.

Не вызывает вопросов получение с помощью МКЭ решений линейной теории упругости, в том числе задач для неоднородной упругой среды. Вполне возможно, что метод конечных элементов при пошаговом нагружении и изменении на каждом шаге упругих характеристик конечных элементов дает хорошие приближения в случае нелинейно-упругого тела и в случае гипоупругой модели среды.

Современные модели грунтовой среды основаны на представлении о пластическом течении грунтовой среды и на понятии критического состояния грунтовой среды. Вопрос о возможности правильного решения краевых задач для таких моделей классическим МКЭ в некотором смысле равносилен вопросу о представлении пластического распределения напряжений распределением напряжений в некотором неоднородном упругом теле.
Отрицательный ответ на данный вопрос доказывается примером.

Рассмотрим упругое распределение напряжений вне цилиндрической полости, нагруженной изнутри равномерно распределенным давлением.

В силу симметрии задачи компоненты напряжений зависят только от радиуса r, $\tau_{r\theta} = 0$ и уравнение равновесия останется только одно:

$$\frac{d\sigma_r}{dr}+\frac{\sigma_r-\sigma_\theta}{r}=0. \qquad (6)$$

Уравнение (6) замыкается условием сплошности

$$\Delta\left(\sigma_r+\sigma_\theta\right)=0, \qquad (7)$$

где оператор $\Delta=\frac{\partial^2}{\partial r^2}+\frac{1}{r}\frac{\partial}{\partial r}+\frac{1}{r^2}\frac{\partial}{\partial\varphi^2}$.

Системе уравнений (6) и (7) удовлетворяет следующее поле напряжений

$$\sigma_r=\sigma_3=-\frac{a}{r^2},\ \sigma_\theta=\sigma_1=\frac{a}{r^2}, \qquad (8)$$

где a – произвольная постоянная.

Пусть полость окружают концентрические кольца с разными модулями упругости. Так как в каждой паре соседних колец распределение напряжений подчиняется закону (8), то из непрерывности напряжений на границе следует, что постоянная a в каждом кольце будет одна и та же. Следовательно, в случае, когда неоднородность среды определяется зависимостью модуля упругости от радиуса $E = E(r)$, распределение напряжений вне полости будет определяться законом (8).

При применении классического МКЭ и в случае физически нелинейной задачи всем конечным элементам, находящиеся на одном расстоянии от центра полости, будет соответствовать одно и то же значение модуля упругости. Тогда и распределение напряжений в численном эксперименте будет близко к (8).

С другой стороны, пластическое распределение напряжений вокруг полости будет определяться решением системы уравнений (1) и (6):

$$\begin{aligned}\sigma_r&=\sigma_3=-C+\tfrac{A}{A-1}\left(C-r_o r^{-\frac{A-1}{A}}\right),\\ \sigma_\theta&=\sigma_1=\tfrac{1}{A-1}\left(C-r_o r^{-\frac{A-1}{A}}\right).\end{aligned} \qquad (9)$$

где r_o – произвольная постоянная.

Сравнивая (8) и (9), отмечаем, что законы распределения напряжений разные, причем (9) зависит от прочностных характеристик грунта, а (8) – нет.

Из проведенного сравнения очевидно, что МКЭ малоэффективен для решения задач теории пластического течения.

Заметим, что сделанный нами вывод касается только классических упругих конечных элементов.

Контроль численных экспериментов при расчете оснований и фундаментов по предельным состояниям является неотъемлемым элементом надежного расчета оснований и фундаментов по предельным состояниям.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Гвоздев А.А.* Определение величины разрушающей нагрузки для систем, претерпевающих пластические деформации // Труды конференции по пластическим деформациям. М.; Л.: Изд-во АН СССР, 1938. С. 19–30.

2. *Drucker D.C., Prager W., Greenberg H.J.* Extended limit design theorems for continuous media // Quart. Appl. Math. 1951. V. 9. P. 381. (рус. пер.: Друккер Д., Прагер В., Гринберг Х. Расширенные теоремы о предельном состоянии для непрерывной среды // Механика, сб. пер. 1953. №1. С. 98–107).

3. *Nayroies B.* Essai de theore fonctionele des structures rigides plastiques parfaits // J. Mecanique. 1970, V. 9,No. 3. P. 491–506.

4. *Каменярж Я.А.* Предельный анализ пластических тел и конструкций. М.: Наука. Физматлит, 1997. 512 с.

5. *Дыба В.П.* Оценки несущей способности железобетонных фундаментов // Исследования и компьютерное проектирование фундаментов и оснований: сб. науч. тр. / Новочерк.гос. техн.ун-т. Новочеркасск, 1996. С. 10–25.

6. *Dyba V.P., Shmatkov S.B., Solomin V.I.* Deformation and strength of flexible foundations.// Proceedings of the fourteenth international conference on soil mechanics and foundation engineering, Hamburg , 6–12 september 1997/ Editor: publications committee of XIV ICSMFE. Rotterdam, Brookfield: A.A.Balkema, 1997. P. 975–977.

7. *Дыба В.П., Скибин Г.М.* Верхние оценки несущей способности ленточных фундаментов // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1997. №6. С. 2–6.

8. *Sayir M, Ziegler H.* Zum Prandtlschen Stempelproblem // Ingenieur – Archiv. 1968.Bd 36, №5. S. 294–302.

9. *Дыба В.П.* Оценки несущей способности системы «фундамент – грунтовое основание» и оптимизация проектных решений. Дис. … д-ра техн. наук. Новочеркасск, 2000. 319 с.

10. *Мурзенко Ю.Н.* Расчет оснований зданий и сооружений в упругопластической стадии работы с применением ЭВМ. Л.: Стройиздат, Ленингр. отд-ние. 1989. 135 с.

11. *Дыба В.П., Устинова О.Е.* Расчет гибких железобетонных фундаментов по первому предельному состоянию // Информационные технологии проектирования и исследование оснований и фундаментов: сб. науч.тр. / Юж.-Рос. гос. техн. ун-т. Новочеркасск: ЮРГТУ, 1999. С. 99–106.

12. *Дыба В.П.* Оценки несущей способности фундаментов / Юж.-Рос. гос. техн. ун-т. Новочеркасск: ЮРГТУ, 2008. 202 с.

13. *Дыба В.П.* Оценки несущей способности фундаментов / Юж.-Рос. гос. техн. ун-т., Новоч. гос. мелиор. акад. 2-е изд., доп. Новочеркасск: 2008. 219 с.

А.Ж. Жусупбеков, В.А. Хомяков

ОСОБЕННОСТИ ОБЕСПЕЧЕНИЯ УСТОЙЧИВОСТИ СКЛОНОВ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ НА ГОРНЫХ УЧАСТКАХ ЗАИЛИЙСКОГО АЛАТАУ

Евразийский национальный университет им. Л.Н. Гумилева,
Казахстанская государственная архитектурно-строительная академия

Рассматриваются особенности геологического строения склонов Заилийского Алатау и определения оползневого давления на участках, претерпевших начальные оползневые процессы в условиях действия сейсмической нагрузки и разработка мероприятий по стабилизации склона

Современные геодинамические процессы в регионе проявляются интенсивно, приобретая в ряде случаев катастрофические размеры. Это обусловлено активностью склоновых процессов в Альпийском орогене, высокой сейсмичностью территории, резкой континентальностью климатических условий и значительными масштабами инженерно-хозяйственной деятельности. Типичными экзогенными процессами региона являются: эрозионно-селевые, просадочные и дефляционные процессы, засоление и заболачивание земель.

Описанное выше многообразие геолого-литологического строения района осложняется анизотропностью и микротрещиноватостью лессовых массивов, что обуславливает более высокие фильтрационные свойства в вертикальном направлении (коэффициент фильтрации составляет 2 м/сут). Кроме этого отмечаются тонкие линзы песка и погребенные почвенные горизонты. Важно отметить, что присутствием различных погребенных почв и горизонтальных прослоек, которые переслаивают общую толщу, осложняется процесс анализа геологического строения и выделения фактического числа инженерно- геологических элементов.

Изысканиями установлено, что в геолого-литологическом строении участка горы Кок-Тюбе, где распологается станция канатной дороги, принимают участие мощная толща лессовидных суглинков эолово-делювиального генезиса средне- и нижнечетвертичного возраста. Мощность суглинков от водоразделов вниз по склону уменьшается постепенно. Это связано с куполообразной формой кровли подстилающих их валунно-галечниковых грунтов. Участок станции канатной дороги сложен мощной толщей нижнеантропогенных отложений. В верхней части разреза до глубины примерно 41 метр залегают лессовидные желтовато бурые суглинки

эолового происхождения. В интервале 41–60 м суглинки очень плотные с включением прослоек глин коричневого цвета и с включением гальки с характерной слоистостью водного происхождения. Ниже залегают флювиогляциальные галечники с включением валунов.

В слое желтовато-бурых суглинков на глубинах от 21,2 до 25,3 м наблюдаются погребенные почвенные горизонты, мощностью от 0,7 до 2,0 метров. Переходы к почвенным горизонтам постепенные и выражены изменением цвета. В нижней части слоя суглинки твердые, очень плотные с прожилками и гнездами гипса и карбонатов, наблюдается вертикальная трещиноватость. Трещин очень много, грунт буквально разбит на куски разметом 3х5см и более.

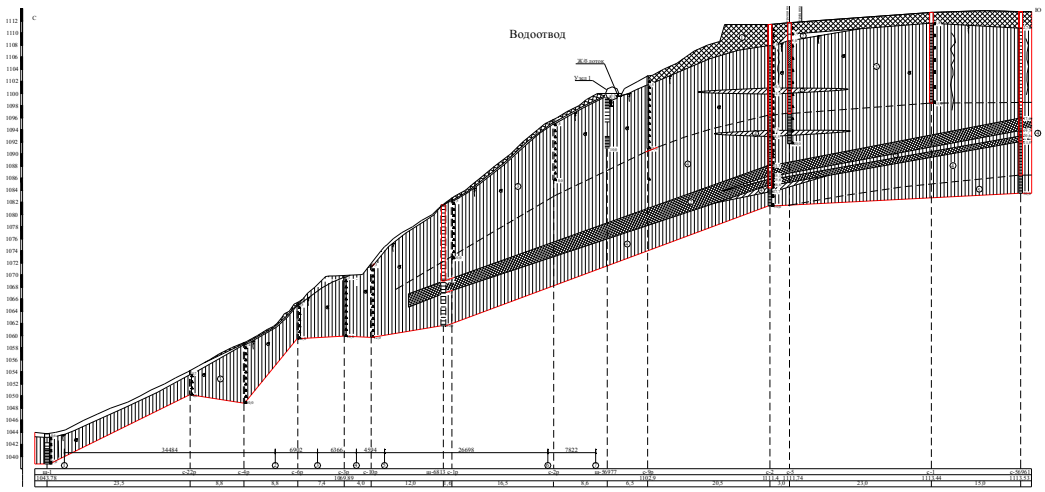


Рис. 1. Геологический разрез склона горы Кок Тюбе

Изыскания в районе строительства международного комплекса лыжных трамплинов на склонах горы в ущелье Ремизовка (г. Алматы) показали еще более сложную неопределенность геологического строения. Здесь установлено, что в геологическом строении принимают участие нижнечетвертичные эолово-пролювиальные отложения, представленные лессовидными суглинками (Q_I), верхнечетвертичные аллювиально-пролювиальные отложения (apQ_{III}), представленные галечниковыми грунтами, перекрытыми суглинками. Суглинки просадочные желтовато-бурого цвета, от твердой до тугопластичной консистенции, карбонатизированные, с глубины 25,0–28,0 м непросадочные. Суглинки вскрыты до глубины 40,0 м.

Погребенный почвенный слой вскрыт в суглинках, слагающих склон на глубинах 7,5 м до 32,6м. Мощность слоя погребенных почв составляет 0,2–3,2м.

На приведенных геологических разрезах (рис 2 и 3) хорошо видно, что погребенные почвы могут располагаться как одним слоем, так и несколькими рядами слоев. Положение и протяженность их определена условиями генезиса склона на протяжении весьма продолжительного времени.

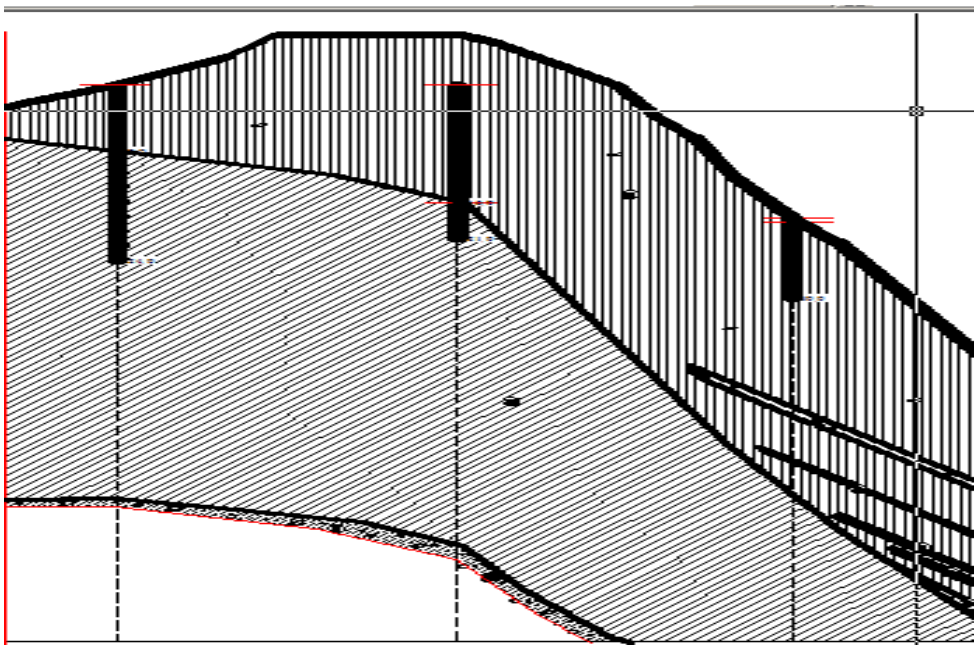


Рис. 2. Геологический разрез склона горы ущелье Ремизовка (строительство международного комплекса лыжных трамплинов в г. Алматы, трамплин К125)

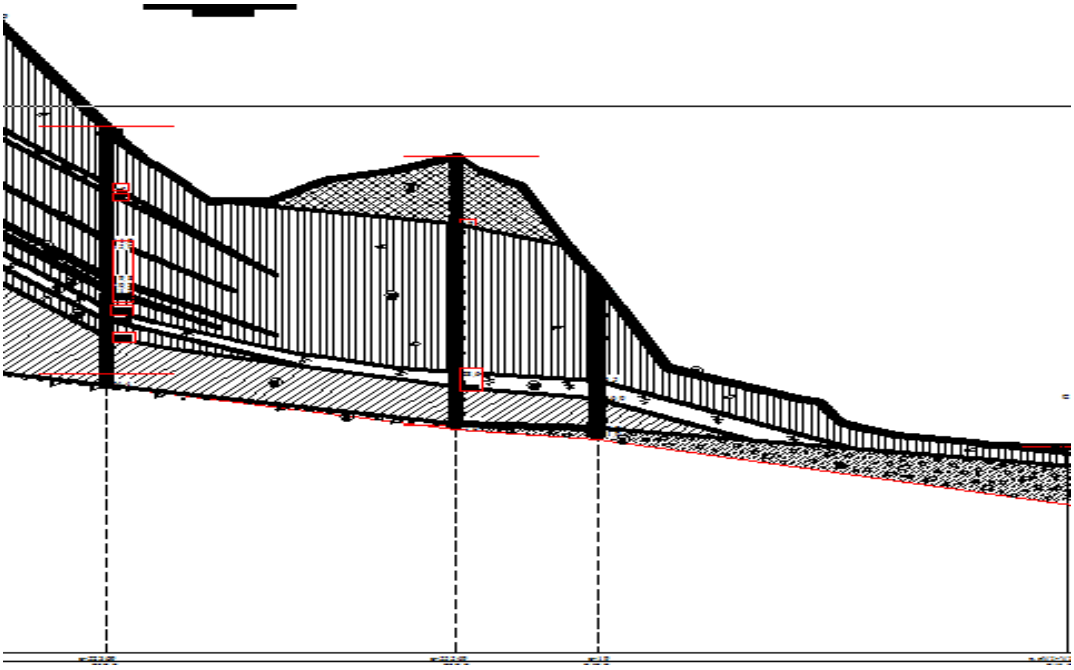


Рис. 3. Геологический разрез склона горы ущелье Ремизовка, продолжение разреза (строительство международного комплекса лыжных трамплинов в г. Алматы, трамплин К125)

Поэтому важной задачей инженерно-геологических исследований является выявить расположение, протяженность и физико-механические свойства грунтов, их формирующих. Как показывает практика именно по погребенным почвам происходит начальные подвижки и развиваются оползневые процессы. Расчет устойчивости склона, в таких случаях, следует проводить по следующей методике.

Предположим, что оползневые массы движутся по поверхности *abcde* породы (рис. 4). Для определения коэффициента устойчивости и величины оползневого давления весь оползающий массив разбивается на ряд отсеков таким образом, чтобы в пределах каждого отсека поверхность скольжения была плоской. Далее определяется вес каждого отсека G_t и раскладывается на нормальную и касательную составляющие к плоскости скольжения каждого отсека. Коэффициент устойчивости для всего сползающего массива *abedea* определяется по известной формуле:

$$k_{st} = \frac{\sum_{1}^{n} T_{уд}}{\sum_{1}^{n} T_{слв}} = \frac{\sum_{1}^{n} N_i tg\varphi_{прив} + c_{прив} L}{\sum_{1}^{n} T_i} \qquad (1)$$

где: $c_{прив}$ и $\varphi_{прив}$ – приведенные значения параметров прочности, определяемые по значениям пиковой и остаточной прочности грунтов, для для деформированных и недеформированных отсеков соответственно по следующему уравнению:

$$\varphi_{прив} = \frac{\varphi_{пик} \cdot l_{уст} + \varphi_{ост} \cdot l_{деф}}{l_{уст} + l_{деф}}, \qquad (2)$$

$$c_{прив} = \frac{c_{пик} \cdot l_{уст} + c_{ост} \cdot l_{деф}}{l_{уст} + l_{деф}}, \qquad (3)$$

где $c_{пик}$ и $\varphi_{пик}$ – параметры прочности, соответствующие пиковой прочности грунтов в пределах устойчивого недеформированного участка; $c_{ост}$ и $\varphi_{ост}$ – параметры прочности, соответствующие остаточной прочности грунтов в пределах деформированного участка.

В предлагаемом методе расчета устойчивости предполагается, что в предельное состояние грунта наступает по сформировавшейся площадке сдвига в верхней части откоса. При этом смещение склона происходит не по всей длине плоскости сдвига, а на участке равном 1/3–1/5 высоты всей сдвигаемой зо-

ны, где интенсивно формируются растягивающие напряжения. Это отмечается в [1, 2] по результатам полевого анализа деформированных склонов.

Для определения оползневого давления рассматривают условия равновесия отдельных отсеков оползня, взяв сумму проекций внешних сил на направление движения каждого отсека. Для удобства начинают рассмотрение с верхнего отсека, затем переходят к соседнему *2* и т. д.

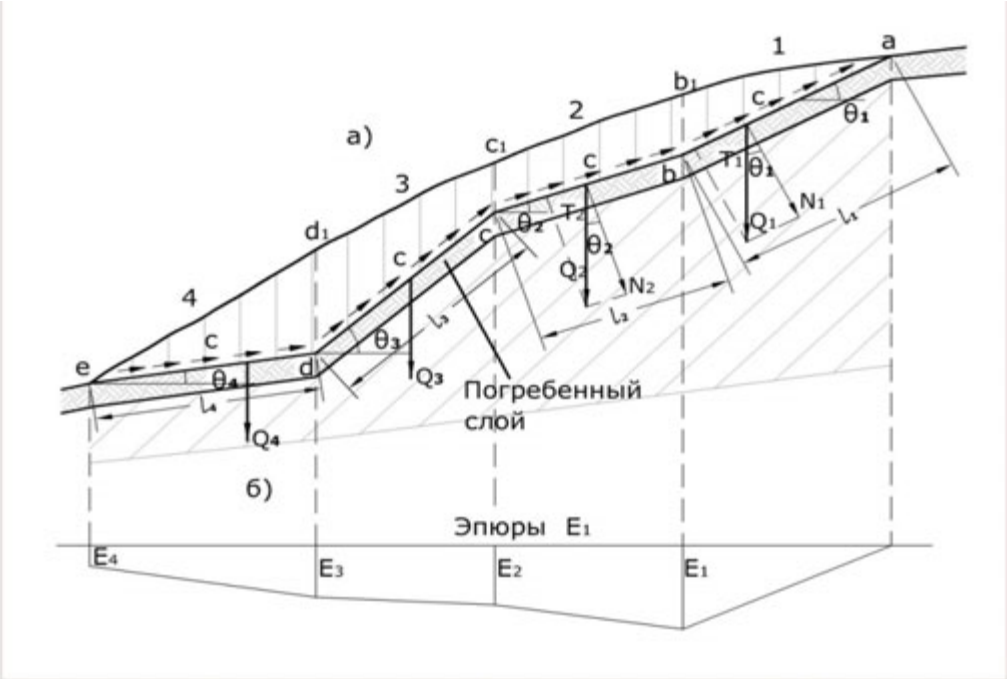


Рис. 4. Схема действия сил при расчете устойчивости прислоненного откоса

Для отсека *1* рассматривают сумму проекций всех сил на плоскость скольжения *ab,* включая и неизвестное давление со стороны соседнего отсека *2,* и приравнивают ее нулю. Таким образом, определяется величина реакций E_u , которая должна быть приложена к отсеку *1* со стороны отсека *2* по направлению *ab,* чтобы отсек *1* находился в равновесии. Величина E_1 и является определяемым оползневым давлением.

С учетом обозначений, указанных на рис. 4, имеем

$$E_1 + f_{прив} N_1 + c_{прив} l_1 - T = 0, \tag{4}$$

$$E_1 + f_{прив} G_1 \cos\theta_1 + c_{прив} l_1 - G_1 \sin\theta_1 = 0. \tag{5}$$

Откуда

$$E_1 = G_1 \sin\theta_1 - f_{прив} G_1 \cos\theta_1 - c_{прив} l_1. \tag{6}$$

При рассмотрении равновесия отсекла *2* необходимо учесть и действие силы E_1, но с обратным знаком. Точно так же рассматривают условия равновесия для всех остальных отсеков. В общем случае для определения оползневого давления любого отсека оползня будет справедливо выражение

$$E_i = G_i \sin\theta_i - f_{прив} G_i \cos\theta_i - c_{прив} l_i + E_{i-1}, \qquad (7)$$

где E_{i-1} – проекция оползневого давления предыдущего отсека на направление скольжения рассматриваемого отсека.

Определив величину оползневого давления для отдельных отсеков оползня, по полученным данным можно построить эпюру оползневых давлений, необходимую для выбора по длине оползня места заложения подпорного сооружения, которое рационально расположить в сечении с минимумом E_i. Умножив величину оползневого давления на коэффициент запаса k_{st}, можно получить расчетное давление на поддерживающее сооружение.

Сейсмическое воздействие учитывается введением в расчет в пределах рассматриваемого откоса грунтового массива дополнительных горизонтальных сил, которые определяются умножением веса грунта на коэффициент k_{hf}. Значения коэффициента k_{hf}, учитывающего сейсмическое воздействие на сдвигающийся отсек грунтового массива, в соответствии с [3] принимается равным 0,05; 0,075 и 0,15 соответственно для расчетной сейсмичности 7, 8 и 9 баллов.

Поскольку большая часть территории прилавковой зоны Алматы и области расположено в районах с расчетной сейсмичностью 10 баллов, то произведение AK_1 рекомендуется принимать равным AK_1 = 0,32.

Равнодействующая сила веса грунта G_i и горизонтальной силы сейсмического воздействия G_i^* определяется по формуле

$$G_{si} = \sqrt{1 + k_{hf}^2}\,. \qquad (8)$$

Определение сдвигающих и удерживающих сил, действующих в пределах выделенного отсека, рис. 5, следует выполнять с использованием следующих выражений:

$$T_{сдв} = G_1 \sin\alpha + G_{si} \cos\alpha\,, \qquad (9)$$

$$T_{уд} = \left(G_i \cos\alpha - G_{si} \sin\alpha\right) tg\varphi + c_i l_i\,. \qquad (10)$$

Используя формулы (1)–(10) и определив величину оползневого давления для отдельных отсеков оползня, по полученным данным можно построить эпюру оползневых давлений, необходимую для выбора по длине оползня места заложения подпорного сооружения, которое рационально расположить в сечении с минимумом E_i. Умножив величину оползневого давления на коэффициент запаса k_{st}, можно получить расчетное давление на поддерживающее сооружение.

При неустойчивом состоянии склона на сейсмические воздействия следует предусмотреть инженерные мероприятия по обеспечению устойчивости склона, в частности закрепление грунта и устройство подпорных стенок на локальных участках [3, 4]. В конструктивном отношении подпорные стенки могут быть в виде классических подпорных стенок и ленточных фундаментов или на свайных фундаментах, а также могут быть запроектированы стенки из буронабивных свай, расположенных «друг к другу» или в виде «секущихся свай».

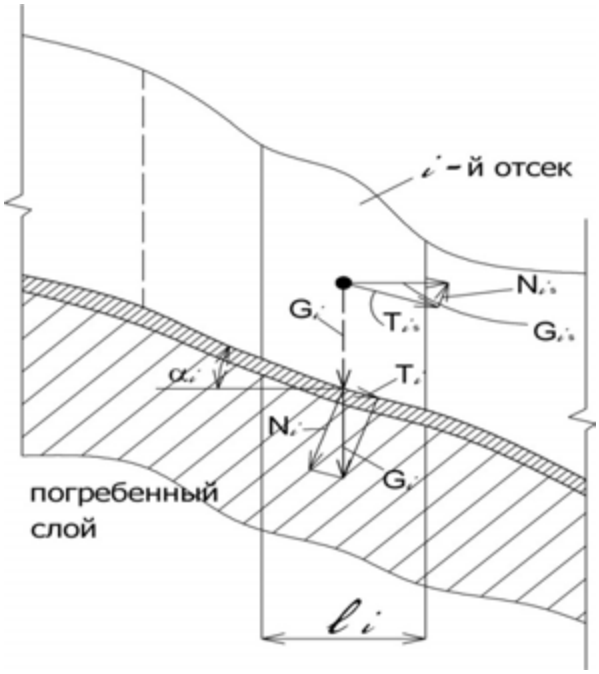


Рис. 5. Схема взаимодействия векторов усилий в отсеке грунтового массива при расчете на сейсмические нагрузки

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Тейлор Д.В.* Основы механики грунтов. М.: Госстройиздат, 345 с.

2. *Бишоп А.У.* Параметры прочности при сдвиге ненарушенных и перемятых образцов грунта. Механика. Новое в зарубежной науке. Определяющие законы механики грунтов. М., Мир, 1975.

3. *Горбунов-Посадов М.И., Ильичев В.А., Крутов В.И. и др.* Основания, фундаменты и подземные сооружения / под общ. ред. Е.А. Сорочана, Ю.Г. Трофименкова. М.:Стройиздат. 1985. 480 с.

4. *Гинзбург Л.Н.* Противооползневые удерживающие конструкции. Москва, Стройиздат, 1979.

Т.С. Иванов, А.Д. Созинов, Д.К. Федоров

ВЫБОР ВАРИАНТА ЗАКРЕПЛЕНИЯ ОПОЛЗНЕВОГО УЧАСТКА КАНАЛА АКСАУТ-КАРДОНИК ДЛЯ ОБЕСПЕЧЕНИЯ БЕЗОПАСНОГО ФУНКЦИОНИРОВАНИЯ СООРУЖЕНИЙ ЗЕЛЕНЧУКСКОЙ ГЭС

ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева»

Канал Аксаут-Кардоник, протяженностью 7,5 км, используется для переброски воды с водозаборов рек Аксаут, Маруха и Б. Зеленчук на Зеленчукскую ГЭС. Забор 50% стока рек производится ежегодно в течении 7 месяцев с апреля по октябрь. Общий расход воды в канале в пределах исследуемого участка в период паводкового стока составляет 80 м^3/сек.

Канал Аксаут-Кардоник проходит в открытой выемке вдоль пологого склона водораздела рек Аксаут-Кардоник. Правый борт канала прорезает склон до глубины 5,0–6,0 м с уклоном порядка 1:2,5, левый борт сложен, в основном, насыпью, образованной из грунтов выемки.

Исследуемый участок относится к древнеоползневому массиву. Оползневой склон, с углами наклона до 30°, расположен в сейсмически активной зоне. Фоновая сейсмичность территории по карте ОСР-97 (шкала МСК-64) составляет 8 баллов. Расчетная сейсмичность с учетом развитых в теле оползня слабых грунтов составляет 9 баллов [1].

При проектировании прогнозировалось возможное развитие оползневого процесса со временем. Фактически склон пришел в движение еще в процессе строительства канала в 1995 г., когда в теле древнеоползневого массива появилась трещина отрыва с уступом высотой 0,8–1,0 м. Площадь оторвавшегося оползневого тела составила более 2 га. Возникла угроза безопасности сооружений Зеленчукских ГЭС, так как возможно перекрытие русла канала материалом оползневого тела. За пять циклов наблюдений по системе мониторинга 1996 г. по 1997 г., горизонтальное смещение оползня в сторону канала составило 15–18 см, вертикальное смещение – 6–8 см. Дальнейшие наблюдения за перемещениями оползня не проводились, а данные кратковременного периода мониторинга утрачены.

Гидрогеологическими наблюдениями по скважинам в теле оползня и по бортам канала выделено два горизонта подземных вод.

При обследовании в июле 2009 г., были зафиксированы размеры оползнеопасного участка склона: его протяженность по низу, вдоль канала, составляет 835,0 м. Максимальное расстояние от вершины оползня до подошвы – 250,0 м. Площадь эллипсовидного участка для проведения инженерных изысканий и обоснования проектных решений по стабилизации оползневых смещений составила 18 Га (см. рис. 1).

Поверхность оползневого склона неровная, с ярко выраженным микрорельефом – эрозионными промоинами, западинами, как правило, увлажненными. В верхней части склона отмечаются типичные признаки оползневого деформирования: разрывы дернины и срывы в виде четко выраженных вертикальных стенок отрыва оползневого цирка от материнского массива [2]; высота стенок до 3,0 м.

В центре оползневого тела зафиксирован язык сползания, вдающийся в русло канала на 2,5–3,0 м.

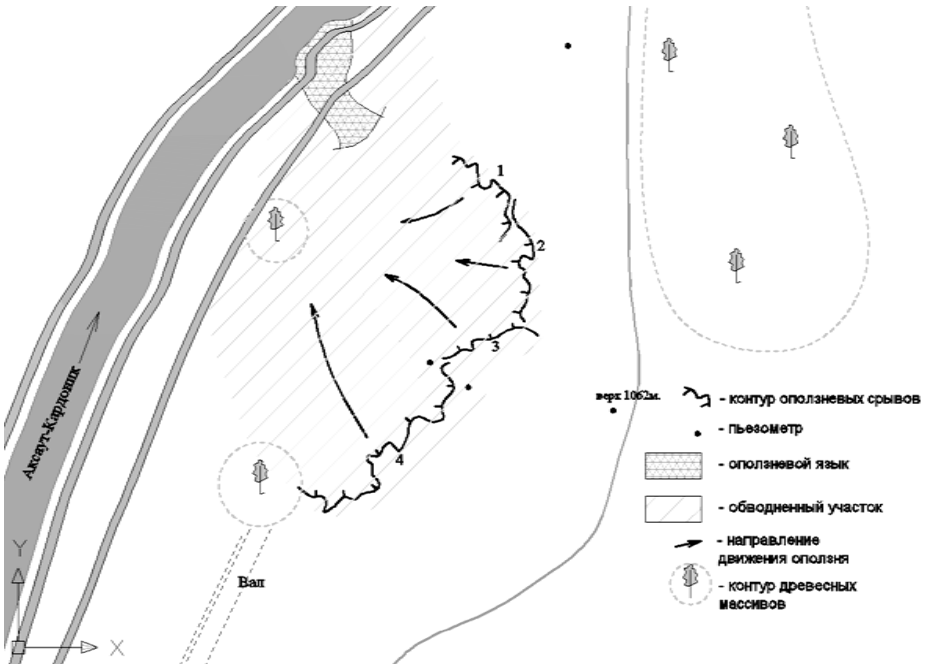


Рис. 1. Схема оползневого участка

Согласно фондовым материалам и проведенным в 2009 году инженерно-геологическим изысканиям оползневой массив на глубину до 40,0 м сложен маловодопроницаемыми, тяжелыми, тугопластичными суглинками, с обломками выветрелого алевролита до 20–30% и трещинами смещения на разных глубинах, с линзами дресвы и щебня алевролита с мяг-

копластичным суглинистым заполнителем [3]. Грунты оползневого массива характеризуются коэффициентом фильтрации $К_ф$ = 0,03 м/сутки, обладают низкими прочностными характеристиками (угол внутреннего трения φ = 10°, сцепление 0,3 т/м^2). Инжерно-геологический разрез в наиболее опасном сечении представлен на рис. 2.

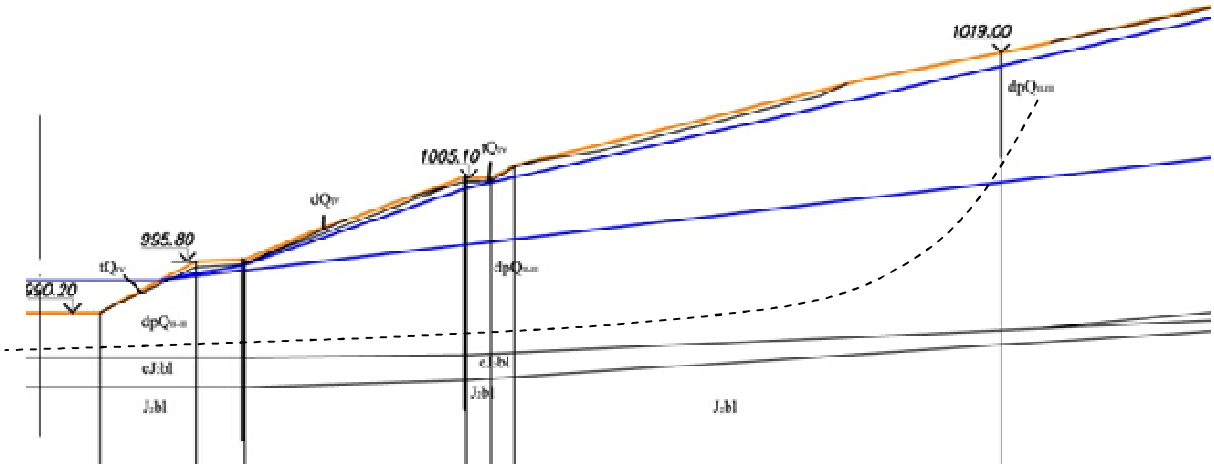


Рис. 2. Разрез оползневого склона в наиболее опасном сечении.
(tQ_{IV} – техногенные грунты; dQ_{IV} – почвенно-растительный слой;
dpQ_{II-III} – грунты слагающие оползень; eJ_2bl – элювиальные грунты;
J_2bl – юрские алевролиты балкарского яруса)

В [4] дан анализ проблем, возникших при инженерно-геологическом обосновании вариантов защиты. Решение данных проблем позволило выполнить проектные проработки по 3-м вариантам закрепления оползневого участка и выбрать оптимальный вариант для исключения возможности обрушения оползневого склона и для обеспечения безопасного функционирования сооружений Зеленчукских ГЭС:

вариант 1: закрепление оползневого склона с частичной его разгрузкой;

вариант 2: закрепление оползневого склона устройством «стены в грунте» и подпорной бетонной стенкой;

вариант 3: закрепление оползневого склона путем понижения уровня грунтовых вод с помощью лучевых дренажных скважин.

Вариант 1 предусматривает вертикальную планировку откосов с устройством поверхностного дренажа на двух уровнях. Заложения откосов котлована 1:3,7 соответствующие углу 15°, простираются по направлению к каналу. На отметке 1 019,0 м выполняется горизонтальная полка шириной от 48,2 м до 56,5 м (см. рис. 3). Проектом предусматривается линейная

двухуровневая система отвода поверхностных вод: верхний ряд по горизонтальной полке на отметке 1 019,0 м и нижний – на отметках правобережной бермы канала.

С целью предотвращения выноса грунтовых частиц, и исключения перемещения поверхностного слоя грунта в результате эрозионного дождевого стока, а также для предотвращения загрязнения дренажей предусматривается покрытие плоскостей, после планировки оползневого склона, геоячейками (георешетками) с заполнением ячеек травосевом. Объемы работ по планированию оползневого склона варьировались от трехсот тысяч до миллиона м^3. В предложенном варианте объем работ по выемке составил порядка 370 тыс. м^3.

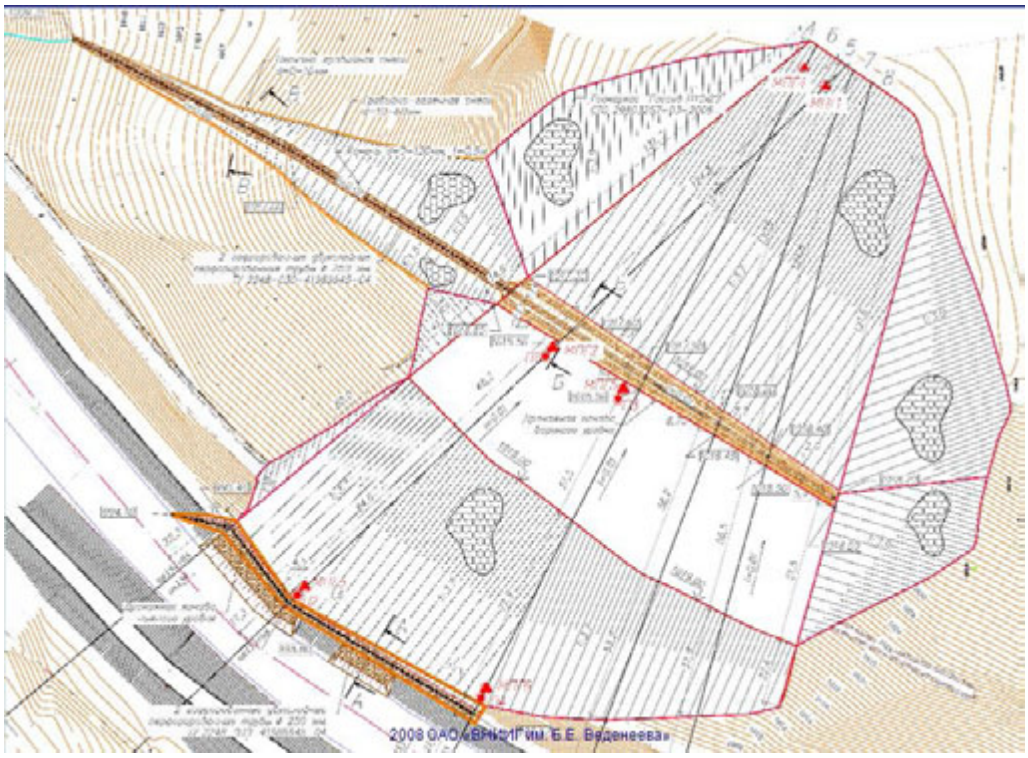


Рис. 3. План мероприятий по варианту 1

В состав мероприятий по Варианту 2 входят (см. рис. 4):

– удерживающие сооружения;

– регулирование стока поверхностных вод с помощью незначительной вертикальной планировки и устройства поверхностного водоотвода.

В состав удерживающих сооружений входят:

– «стена в грунте», которая с отметок правобережной бермы канала перерезает элювиальный слой грунта и заводится в более прочную коренную породу на глубину 1,5 м;

– бетонная подпорная стенка максимальной высотой 12,0 м, длиной около 200 м.

Проектом предусматривается сооружение «стены в грунте» землеройной машиной «Казагранде». Стены траншеи сразу при разработке укрепляются бентонитовыми растворами. Предполагается сооружение 2-х стен в грунте толщиной 1,0 м каждая, на расстоянии 5 метров друг от друга.

«Стена в грунте» сопрягается с бетонной подпорной стенкой анкерным креплением. Высота подпорной стенки в каждом сечении была определена из возможного обрушения откоса оползня при сейсмических воздействиях, путем профилирования этого оползня по линии скольжения под углом 10°.

Высота бетонной подпорной стенки варьируется от 7,0 м до 12,0 м. Ширина гребня бетонной стенки 1,5 м. Заложение низового откоса 1:0,7. Общая длина подпорной бетонной стенки ~ 200м.

Проектом по Варианту 2 также предусмотрено устройство дренажной канавы, незначительная планировка откоса оползневого склона с заложением 1:3.0 в объеме 22,0 тыс. $м^3$, а также трубчатый дренаж на отметках существующей правобережной бермы канала с уклоном 0,01 вниз по течению.

Для предотвращения эрозионных процессов, вызванных дождем и ветром, производится покрытие плоскостей спланированного склона (георешетками).

Рис. 4. План мероприятий по варианту 2

Одной из основных причин формирования оползневых процессов на склоне канала является обводнение пород, слагающих склон. В этих случаях осуществление комплекса мероприятий по укреплению откосов должно содержать дренажные устройства по перехвату потока подземных вод, что способствует улучшению физико-механических характеристик грунтов (прочностных и деформационных), слагающих оползневое тело. Для реализации данных мероприятии был разработан Вариант 3, который включает:

– систему линейного поверхностного дренажа на двух уровнях;

– систему лучевых дренажных скважин;

– снятие растительного слоя и покрытие плоскостей после снятия оползневого тела геоячейками (георешетками).

Запроектированная система лучевых дренажных состоит из 3-х шахтных колодцев (см. рис. 5), в каждом из которых выполняются лучевые скважины верхнего и нижнего ярусов. Запроектирована сеть дренажных скважин длиной до 100,0 м, которые выполняются вглубь откоса под углами в пространстве и к горизонту, с тем чтобы обеспечить пересечение насыщенного элювиального слоя, водонасыщенных слоев суглинка, а также образовавшихся в теле оползня трещин. Запроектирована система самотечного отвода воды из дренажных колодцев.

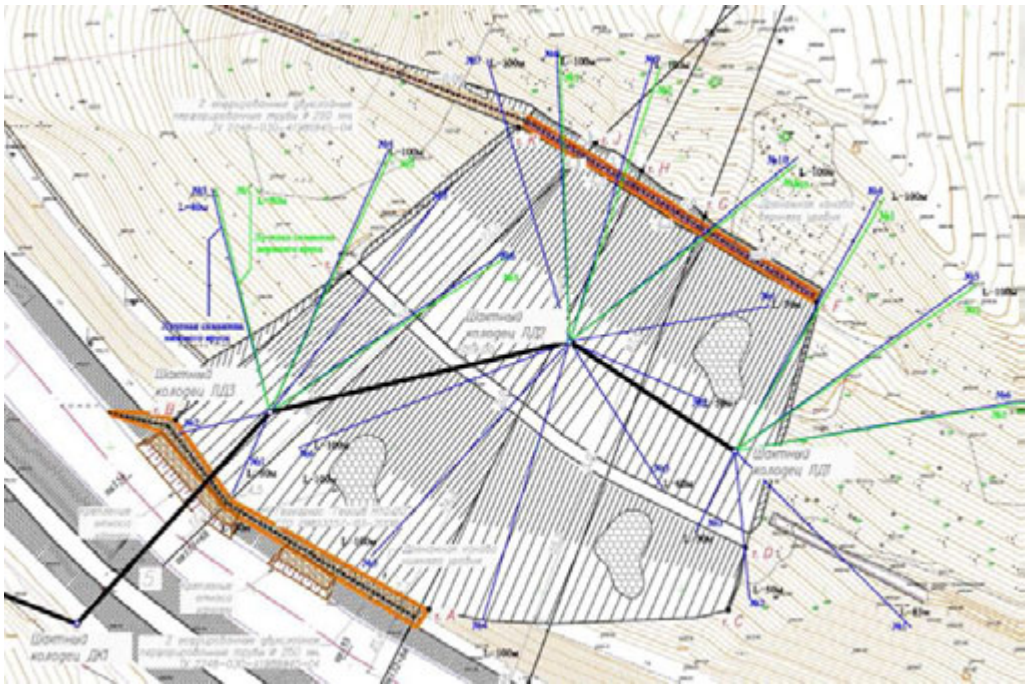


Рис. 5. План мероприятий по варианту 3

В связи со сложностью гидрогеологических условий участка оползневого склона из-за низких коэффициентов фильтрации тяжелых суглинков,

затрудняющих водоотдачу, а следовательно, и скорость снижения кривой депрессии, для оценки эффективности работы системы лучевого дренажа, есть предложение о создании опытного участка для выполнения режимных наблюдений за работой системы дренажа.

Без реализации опытного участка данный вариант не может быть принят в качестве варианта закрепления оползневого участка.

Выводы

На основе технико-экономического анализа эффективности мероприятий по обеспечению устойчивости склона, организации строительства, однотипности производства работ (земляные работы), сроков строительства и стоимости, предпочтительным является Вариант 1. Общая стоимость работ согласно ССРС составила 239 млн. руб. в ценах 2009 г.

Инженерно-геологические и климатические условия исследованного участка создают все условия для дальнейшего развития оползневых процессов, что в конечном итоге приведет к аварии на канале. Стоимость восстановительных работ при этом будет в разы больше, чем стоимость противооползневых мероприятий по варианту 1 закрепления склона с частичной его разгрузкой. Кроме того, авария будет сопряжена с прекращением выработки электроэнергии Зеленчукской ГЭС на время ремонта, которая ежегодно приносит более 500 млн. руб.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СНиП II-7-81* «Строительство в сейсмических районах», Маслов Н.Н.

2. *Золотарев Г.С., Федоренко В.С., Липилин В.И., Нилов Н.Н. и др.* Оползни, селевые потоки и лавины. Инженерная защита территорий. М., Изд-во Моск. ун-та, 1987 г., 180 с.

3. СНиП 11-02-96г. «Инженерные изыскания для строительства. Основные положения».

4. *Орищук Р.Н., Кривоногова Н.Ф., Созинова Т.А., Иванов Т.С., Федоров Д.К.* Проблемы инженерно-геологического обоснования противооползневых мероприятий по береговой зоне канала Зеленчукских ГЭС. // Основания, фундаменты и механика грунтов, 2010. №2. С. 22–25.

Т.П. Кашарина, А.С. Глаголева

АНАЛИЗ ТЕОРЕТИЧЕСКИХ И ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ГРУНТОНАПОЛНЯЕМОЙ ОБОЛОЧКИ

Южно-Российский государственный технический университет
(Новочеркасский политехнический институт)

Авторами предложены [1–5] различные системы укрепления оснований фундаментов грунтонаполняемыми оболочками для техногенных и слабых грунтов, а также подпорные стенки для укрепления побережий естественных и искусственных водоемов, в районе которых ведется строительство объектов.

Расчет грунтонаполняемой оболочки под засыпкой [3] производится с учетом результатов работы К.М. Хуберяна, в которой применяется гипотеза о давлении широкой и неглубокой засыпки (интенсивность вертикального давления засыпки в данной точке поверхности конструкции принимается равной весу столба грунта над этой точкой, а интенсивность горизонтального давления засыпки принимается всюду пропорциональной интенсивности вертикального давления), т.е. используется контактная модель грунта.

Сила натяжения в оболочке находится по следующей формуле:

$$N = \frac{(h+y)\left(\{1-a\}+\{1-am\}y'^2\right)}{y''} + (1-am)\left(hy+\frac{y^2}{2}\right), \qquad (1)$$

где N – сила натяжения в оболочке, $N = \frac{N_0}{\gamma_н b}$, кН/м.

Уравнение, описывающее форму оболочки – уравнение эластики второго рода:

$$y = \left(1-\sqrt{1-\frac{\sin^2\varphi}{k^2}}\right)h, \qquad (2)$$

где φ – угол внутреннего трения грунта засыпки, градусы; k – модуля эллиптических интегралов.

На основании полученных зависимостей составлена программа для расчета замкнутой грунтонаполняемой оболочки под нагрузкой (рис. 1), которая также осуществляет подбор квадрата модуля эллиптических интегралов, описывает её форму.

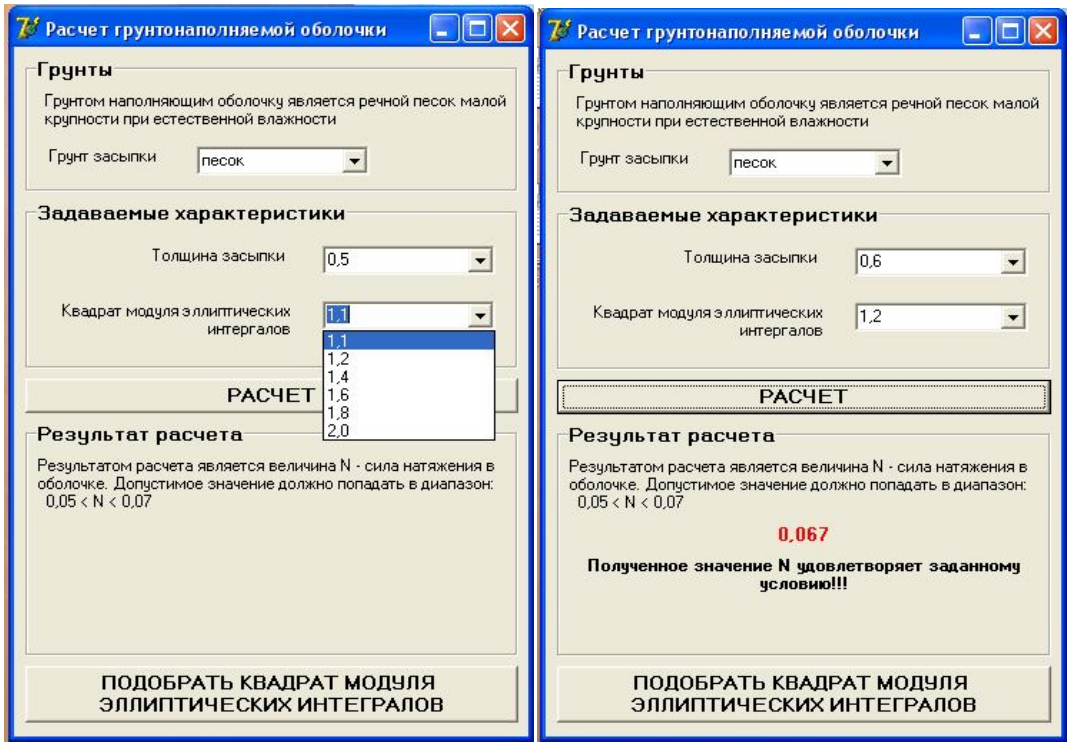


Рис. 1. Программа для расчета грунтонаполняемых элементов

а) *б)* *в)*

Рис. 2. Вид экспериментальной установки (фото):
а – установка с грунтонаполняемой оболочкой до засыпки;
б – установка с грунтонаполняемой оболочкой под засыпкой под начальной нагрузкой; *в* – установка с грунтонаполняемой оболочкой под засыпкой под нагрузкой

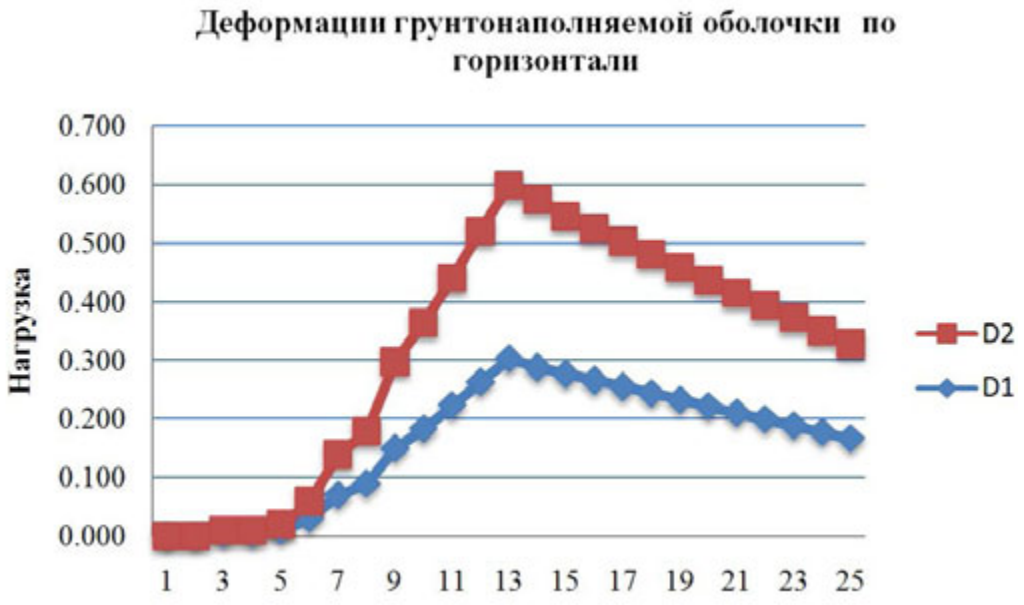


Рис. 3. Графики зависимости деформации грунтонаполняемой оболочки от нагрузки: D1, D2 – деформации в горизонтальном направлении, D3, D4 – деформации в вертикальном направлении

Пример расчета грунтонаполняемой оболочки производен при высоте засыпки над ключом свода 0,6 м, квадрате модуля эллиптических интегралов 1,2 и при размере выделенного участка оболочки 0,01 м. В качестве грунта, наполняющего оболочку, во всех вариантах принят маловлажный речной песок средней крупности с характеристиками: ρ = 1,8 кг/м^3, *в* = 40^0, ф = 24^0.

На основании данных экспериментальных исследований модели (рис. 2) [3, 5], оболочки получены графики зависимости деформации грунтонаполняемой оболочки от воздействия внешних нагрузок (рис. 3), а также её форма.

Сравнение данных теоретических и экспериментальных исследований деформаций грунтонаполняемой оболочки, $D = f(P_1, P_2)$, где P_1 – нагрузка от засыпки, P_2 – модель нагрузки от здания, представлены на рис. 4.

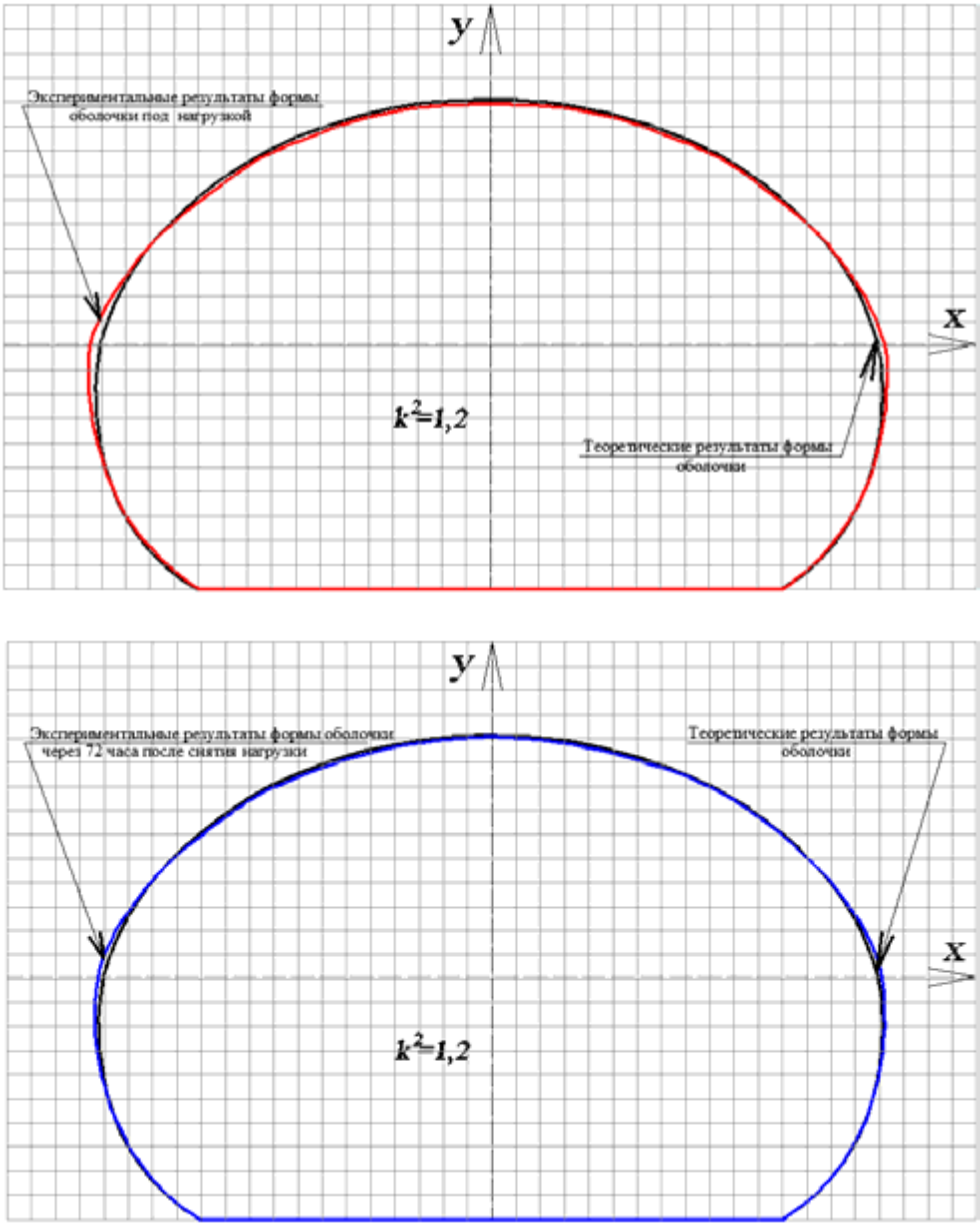


Рис. 4. Сравнение данных теоретических и экспериментальных исследований деформаций грунтонаполняемой оболочки

Проведенные исследования показали, что деформация оболочки начинается при нагрузке P = 0,02 МПа и достигает максимальных значений при P = 0,12 МПа. После снятия нагрузки, через 72 часа при P = 0,08 МПа форма оболочки частично восстанавливается, т.е. «старается» сохранить проектное положение, что соответствует требованиям при усилении оснований зданий и сооружений на техногенных грунтах.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Кашарина Т.П.* Совершенствование конструкций, методов научного обоснования, проектирования и технологии возведения облегченных гидротехнических сооружений. Автореф. Дисс на соиск. уч.степ. докт. техн. наук, М.: Изд. ООО «Эдэль – М » 2000. С. 56.

2. *Глаголева А.С.* Усиление оснований зданий с помощью грунто-наполняемых оболочек. Научно-практические и теоретические проблемы геотехники // Межвузовский тематический сборник трудов. Том 1. СПб, 2009. С. 117–120.

3. *Кашарина Т.П., Глаголева А.С., Жмайлова О.В.* Анализ теоретических зависимостей для расчета грунто-наполняемых оболочек. Наука, техника и технология XXI в. (НТТ-2009) // Материалы IV международной научно-технической конференции. Нальчик, 2009. С. 346–350.

4. *Глаголева А.С., Галашев Ю.В.* Экспериментальная установка по изучению работы грунтонаполняемой оболочки под нагрузкой. Актуальные проблемы фундаментостроения на юге России: материалы Российской науч.-практ. конф; посвященной памяти проф. Ю.Н. Мурзенко и А.П. Пшеничкина, 14–15 июля 2010; Новочеркасск / Юж.-Рос. гос. техн. ун-т (НПИ), 2010. С. 68.

5. *Кашарина Т.П., Жмайлова О.В., Глаголева А.С.* Современные методики расчета укрепления оснований грунтонаполняемым элементом малоэтажных строений на техногенных грунтах. Малоэтажное строительство в рамках Национального проекта «Доступное и комфортное жилье гражданам России»: технологии и материалы, проблемы и перспективы развития в Волгоградской области: материалы Международной научно-практической конференции. Волгоград: ВолгГАСУ, 2009. 484 с.

6. СНиП 2.02.01–83*(2000) Основания и фундаменты, подземные сооружения, – М, Госстрой, 2000г.

7. *Кашарина Т.П.* Мягкие гидросооружения на малых реках и каналах. М.: Мелиорация и водное хозяйство, 1997.

Г.М. Кондрашов

ВЫСОКИЕ ТЕХНОЛОГИИ ЗАЩИТЫ ПОДЗЕМНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ОТ КОРРОЗИИ

Академия бизнеса и управления собственностью, г. Волгоград

В XXI веке благодаря достижениям науки в строительную отрасль пришли продукты высоких технологий — полимерные материалы.

Новые технологии защиты подземных конструкций от коррозии с использованием электрофизических методов и полимеров значительно усиливают функциональные свойства — экологичность, высокую химическую стойкость, необходимую долговечность привычных строительных материалов.

Огромные материальные и трудовые затраты, вложенные в защиту подземных конструкций от коррозии, выдвигают проблему долговечности железобетонных изделий, зданий и сооружений в условиях воздействия коррозионной среды в число важнейших. В кризисное время особо актуальна аналитическая работа, ставящая целью осуществить модернизацию и оптимизацию всех процессов будущего развития теории строительного материаловедения. Настала острая необходимость обсудить малоизученную область электрохимии, которая является весьма важной и перспективной в области защиты железобетонных конструкций от коррозии и может найти множество ценных технических применений. Речь идет о проблеме обеспечения управления строением вещества при пропитке водными дисперсиями строительнвх изделий в интревале очень малых размеров, с использованием электрофизических методов. Все, с чем приходится встречаться в жизни, зависит от масштабных факторов. По мере уменьшения размеров мы будем постоянно сталкиваться с очень необычными физическими явлениями. Кроме того, существует еще и проблема «слипания» материалов под действием сил межмолекулярного взаимодействия (силы Ван-дер-Ваальса), которые могут приводить к необычным эффектам. Существует несколько физических проблем такого типа. Речь идет о возможности располагать атомы в требуемом порядке. В жидкости происходит достаточно хаотическое движение молекул, которое ограничено соседними молекулами. Атомы в жидкости находятся достаточно близко друг к другу и координируют свое положение. Однако эта координация достаточно изменчива. Несколько слов об атоме. Устройство атома включает в себя положительно заряженное ядро, окруженное отри-

цатльно заряженными частицами — электронами. Электроны притягиваются к ядру электрическими силами по закону Кулона. Нильс Бор создал модель, в которой электроны в атоме находятся в определенных квантовых состояниях с фиксированной энергией. Без внешнего воздействия электрон может находиться в определенном квантовом состоянии сколь угодно долго и его энергия не изменяется. А вот переходя с вышележащего уровня энергии на нижележащий, электрон излучает квант (порцию) излучения, частота которого пропорциональна разности энергий уровней. Эти особенности атома и были использованы для обеспечения коррозионной стойкости строительных материалов. При воздействии переменного тока и резонанса меняется частота толчков пропиточного материала, в какой-то момент возникает стоячая волна, гребни и впадины чередуются, т.е. электрон находится в квантовой яме. Электрон притягивается к ядру, следовательно, обладая определенной энергией, он уходит от ядра на определенное расстояние. Электроны с определенной энергией образуют стоячую волну, которая называется волной электронной плотности. Квантовая яма, это определенная зависимость энергии или потенциала частицы от расстояния, отражает притяжение частицы, что обеспечивается электромагнитными силами. Все это богатство возможностей позволяет сформулировать утверждение о том, что могут быть сформированы структуры с практически любой наперед заданной характеристикой и любыми необходимыми на практике свойствами. На основании изложенных представлений о железобетоне в электрическом поле, как о сложной электрохимической и коррозионной системе, представленные теоретические предпосылки физико-химических процессов были использованы для практического применения при пропитке железобетонных конструкций полимерными материалами.

В качестве основных элементов системы «железобетон в электрическом поле» для анализа были выделены: сталь, цементный камень, сквозная пористость, поровая жидкость, двойной электрический слой на границах раздела «сталь — поровая жидкость — цементный камень — полимер». Проведенный анализ позволил использовать электрофизические методы для повышения коррозионной стойкости железобетона. Выявлены закономерности проникания полимера в поровую структуру бетона, позволившие разработать оптимальные технологические режимы и интенсифицировать процесс пропитки впервые в мировой практике в условиях завода-изготовителя железобетонных конструкций. Установлено, что частицы латекса ВХВД-65 имеют отрицательный электрический заряд, поэто-

му был использован эффективный электрофизический способ интенсификаци процесса проникания полимера в поры бетона — пропитка железобетона водными дисперсиями полимеров винилового ряда с использованием тока промышленной частоты и эффекта электрического резонанса.

В предложенной технологии пропитки свая рассматривается в электрической цепи как элемент, обладающий свойтсвами активного сопротивления. При исследовании объединенной модели «ванна с пропиточным составом — свая» были выявлены емкостные свойства сопротивления бетона, что позволило усовершенствовать способ пропитки железобетонных свай с использованием электрического резонанса в цепи. Разработанная технология пропитки конструкций с использованием полимера ВХВД-65 внесена в национальный стандарт Российской Федерации (ГОСТ 52804-2007). Экономическая эффективность при пропитке 1 м^3 железобетона по сравнению с эпоксидным покрытием составила более 4 тыс. руб.

Л.И. Кортиев, В.Х. Кесаонов

ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА УСТОЙЧИВОСТИ ХВЦЕВСКОГО ОПОЛЗНЕВОГО СКЛОНА НА ПК 22+90 ТРАНСКАВКАЗСКОЙ АВТОМАГИСТРАЛИ

Северо-Кавказский горно-металлургический институт
(Государственный технологический университет),
ГУП «Проектная контора «Севосетинавтодора»

В статье описывается экологический риск для дороги и окружающей среды, проведено математическое моделирование в целях определения устойчивости оползневого склона. В статье детально описывается особенности оползневого процесса на конкретном участке Транскам. Для лучшего осмысления и теоретического обоснования наличия экологического риска детально рассматривается механизм оползневого процесса и расчеты по его смещению.

Коэффициент устойчивости оползневого массива на один п.м. ширины участка в обычной практике рассчитывается

$$K = \frac{\sum M_{уд}}{\sum M_{сдв}} = \frac{\sum_{1}^{n}(Q_i f \cos\alpha + c l_i)R}{\sum_{1}^{n}(Q_i \sin\alpha)R}, \qquad (1)$$

где $M_{уд}$ и $M_{сдв}$ – удерживающие и сдвигающие моменты.

При условии $R\cos\alpha = y_i$, $R\sin\alpha = x_i$, $\sum l_i = L$:

$$K = \frac{\sum_1^n Q_i y_i + R_c L}{\sum_1^n Q_i x_i}, \qquad (2)$$

и принимая во внимание то, что при обычных расчетах неоднородная плоскость скольжения разбивается на отсеки с одинаковыми плоскостями скольжения, а вес каждого отсека Q определяется в отдельности при разложении его на нормальные N и касательные T составляющие, и учитывая эти составляющие, коэффициент устойчивости оползневого участка обретает следующий окончательный вид:

$$K = \frac{\sum_1^n (N_i tg\varphi + c_i l_i)}{\sum_1^n T_i}. \qquad (3)$$

В данной статье рассматривается конкретный пример одного из сложных участков Транскама. Тело оползневого массива разбивается на отсеки (рис. 1) (в табл. 1 приведены параметры отсеков оползневого массива).

По выше указанной формуле (3)

$$K = \frac{N_1 t\varphi + c_1 l_1}{T_1} = \frac{Q\cos\varphi_1 \times tg\varphi + c_1 f_1}{Q\sin\alpha_1} = 0{,}89.$$

Аналогично вычисляются коэффициенты устойчивости и для других отсеков:

$К_2$ =0,77; $К_3$ =1,23; $К_4$=0,69; $К_5$=1,02.

Средневзвешенный коэффициент устойчивости определится из выражения

$$\overline{K} = \frac{\sum_1^n K_i l_i}{\sum_1^n l_i}, \qquad (4)$$

где $\overline{K}$ – средневзвешенный коэффициент устойчивости; K_{icp} – коэффициент устойчивости *i*-го отсека; l_i – длина *i*-го отсека, м.

Таблица 1

Параметры отсеков оползневого массива

Параметр	№ отсека				
	1	2	3	4	5
α^0	39	18	28	42	31
ϕ^0	26	26	26	26	26
c, т/м^2	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
γ, т/м^3	1,9	1,9	1,9	1,9	1,9
$H_{ср}$, м	1,5	2,5	1,9	2,6	2,7
l, м	70	60	40	110	90
Q, т	199	285	144	543	462

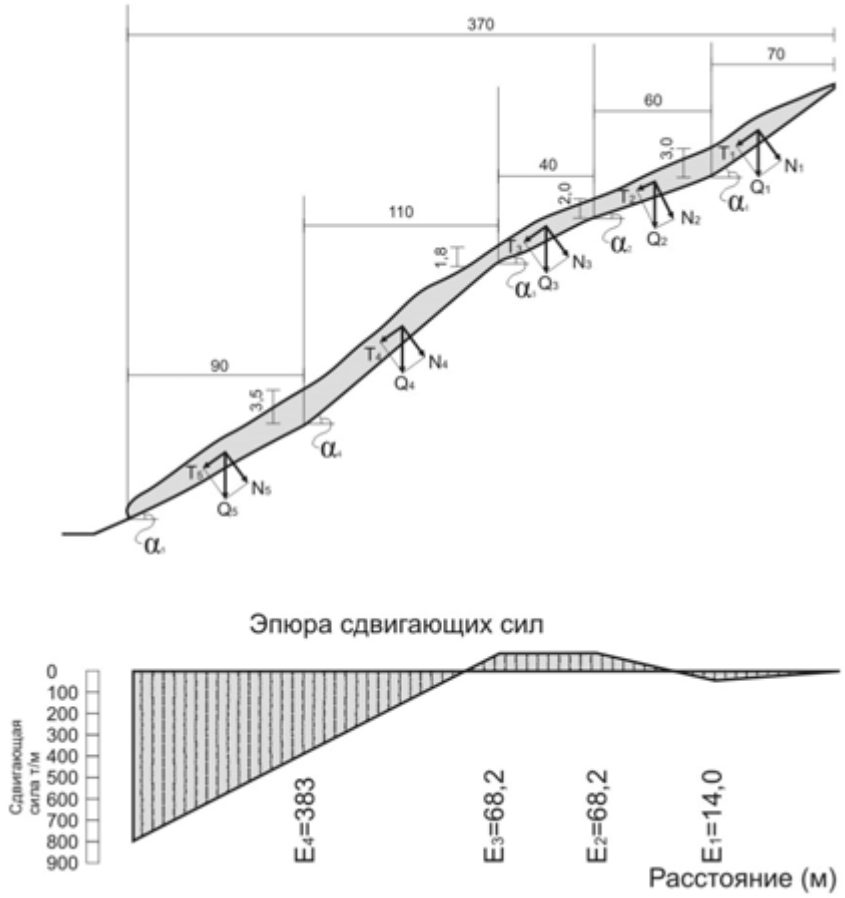


Рис. 1. Схема расчета сдвигающих сил Хвцевского оползня на ПК 22+95 ТрансКАМа

Подставляя расчетные значения K_i и l_i, получается

$$\overline{K} = \frac{0,89 \times 70 + 0,77 \times 60 + 1,23 \times 40 + 0,69 \times 100 + 1,02 \times 90}{70 + 60 + 40 + 110 + 90} = 0,88.$$

Полученный коэффициент устойчивости ниже нормативного ($K_н$ = 1,3÷1,5). Проведенные после расчетов дополнительные исследования подтвердили вывод и показали, что массив горных пород действительно переувлажнен водами поверхностного и подземного стоков, что вызывает оползневую опасность.

Выполненные расчеты дали возможность выявить устойчивости каждого отсека, что позволило оценить экологический риск на данном отрезке дороги.

Обозначим коэффициент экологического риска через $K_{э.р.}$ Следуя логике рассуждений, $K_{i\ эр} = \frac{K_i}{K_n}$, тогда:

$$K_{1эр} = \frac{0,89}{1,4} = 0,64;\ K_{2эр} = 0,55;\ K_{3эр} = 0,88;\ K_{4эр} = 0,49;\ и\ K_{5эр} = 0,55.$$

Средневзвешенный коэффициент экологического риска, определенный по формуле

$$\overline{K} = \frac{\sum_{1}^{n} K_{i\ эр} l_i}{\sum l_i},$$ составит $\overline{K}_{эр} = 0,63$

Если выразит $\overline{K}_{эр}$ в долях вероятности, то можно утверждать, что вероятность экологического риска $P_{эр}$=0,63

Кроме изложенной методики существует ряд методов определения устойчивости склонов и откосов. Так, по методике, предложенной Л.П. Ясюнас [25], вместо коэффициента устойчивости определяется оползневое давление, именуемое сдвигающей силой *E*. По этой методике сдвигающая сила на 1 м ширины оползня определяется из выражения

$$E_i = e_{on_i} l_i H_{cp_i} \tag{5}$$

в котором e_{on_i} может быть определено как

$$e_{on} = \frac{\gamma}{\cos p} \sin(\alpha - \varphi) - \frac{c}{H_{cp}} \tag{6}$$

где $e_{оп}$ – единичная сдвигающая сила от земляного массива, т/м^3; l – длина отсека, м; $H_{ср}$ – средняя мощность оползневого грунта, м; α – угол наклона плоскости скольжения, град.; c – коэффициент сцепления грунта по контакту скольжения, т/м^2; φ – угол внутреннего трения грунтов, град.

Подставляя численные значения из табл. 1 в (5), (6), для рассмотренного выше оползня получаем:

$$E_1 = \left[\frac{\gamma}{\cos\varphi} \times \sin(\alpha_1 - \varphi) - \frac{c_1}{H_{cp}} \right] L_1 H_{cp} = 14 \text{ т/м},$$

$$E_2 = -60{,}2 \text{ т/м}, \; E_3 = -68{,}2 \text{ т/м}, \; E_4 = 383 \text{ т/м}, \; E_5 = 791 \text{ т/м}.$$

Расчеты, проведенные двумя методами, дают оценку техногенного риска и принятия своевременных мер смягчению или ликвидации ЧС. При определении состояния оползня методом коэффициента устойчивости установлено, что в конце третьего и пятого отсеков (K_3 = 1,23, K_5 = 1,02), коэффициенты устойчивости близки к состоянию предельного равновесия, но меньше 1,4 – среднего допустимого значения коэффициента устойчивости горного склона, а также земляного полотна.

Неустойчивость в конце первого (K_1 = 0,89), второго (K_2 = 0,77) и четвертого (K_4 = 0,69) отсеков (фактическое ползучее состояние оползневого участка) установленное экспериментально – подтверждается расчетами коэффициента устойчивости.

При определении равновесия оползневого тела методом сдвигающих сил, силы во втором и третьем отсеке получаются с отрицательными знаками, т.е. сдвигающие силы отсутствуют за счет меньшего угла наклона плоскости скольжения к горизонтальной линии, что отчетливо видно на построенной эпюре сдвигающих сил (рис. 1, *б*).

Проведенные экспериментальные исследования на многих участках трассы позволили прийти к выводу о том, что строительство дороги активизирует оползневые процессы и в результате давления и вибраций от проезжающих транспортных средств. Собственно оползневая масса сдавливает дорогу, разрушая ее конструкцию, сползает и захватывает новые площади, трансформирует поверхность, подвергая деградации растительность (особенно лесную) – в целом нарушает устойчивость экосистемы.

Отмеченные выше материалы явились логической основой рассмотренных в работе теоретических исследований и математического моделирования процессов в оползневых массивах.

Выводы

1. Для оптимального решения защиты задачи от обрушений оползневых явлений следует вести мониторинг за поведением оползневых смещений.

2. Наряду с теоретическими расчетами следует определить геологические, гидрологические и геометрические параметры.

3. Окончательные конструкционные решения защитного сооружения или мероприятия определяются с учетом рассмотрения всех сторон изучения и исследования объекта.

С.И. Маций, Д.В. Лейер, В.Н. Кужель

ОПОРЫ ЭСТАКАД, ОБТЕКАЕМЫЕ ОПОЛЗНЕВЫМИ МАССАМИ

Кубанский государственный аграрный университет

При проектировании противооползневых сооружений существует проблема определения оползневого давления, влияющего на конструкцию. Разные ученые рассматривали различные схемы воздействия оползневого склона на конструкцию. При этом возникает проблема выбора подходящей расчетной схемы при проектировании.

Введение

В настоящий момент, в связи с расширением и увеличением транспортной инфраструктуры города Сочи, появилась необходимость строительства транспортных эстакад на оползневых склонах. При этом, для снятия поперечной нагрузки, создаваемой давлением грунта на фундамент опор эстакад, необходимо устройство противооползневых сооружений.

Вопросами исследования и расчета взаимодействия оползневого грунта со свайными элементами однорядных и многорядных удерживающих сооружений, а также определением и исследованием давления обтекания занимались К.Ш. Шадунц [1], Л.К. Гинзбург [2], С.И. Маций [3], В.Г. Федоровский [4], Г.Д. Недря [5], З.С. Орагвелидзе [4], А.И. Билеуш [7] и многие другие. Ряд источников [8, 9, 10] и др. содержит результаты исследований и расчетов по определению оползневого давления.

Результаты проведенных сравнительных расчетов давления обтекания по известным методикам дают величины, отличающиеся друг от дру-

га. Поскольку все методики определения оползневого давления основываются на совершенно различных расчетных схемах, то становится понятной большая разница в полученных результатах. Таким образом, при проектировании противооползневых сооружений, воспринимающих оползневые давления и давления обтекания, возникает множество сложностей.

Определение оползневого давления на опору

Под оползнями обычно принято понимать медленное или быстрое перемещение земляных масс по склону, происходящее под действием сил тяжести. При возникновении оползневых подвижек грунта на конструкцию начинает воздействовать поперечная нагрузка. Причем, выделяется три кардинально различных по виду и величине оползневого давления расчетные схемы. На примере типового расчетного сечения можно проанализировать эти модели (рис. 1, 2).

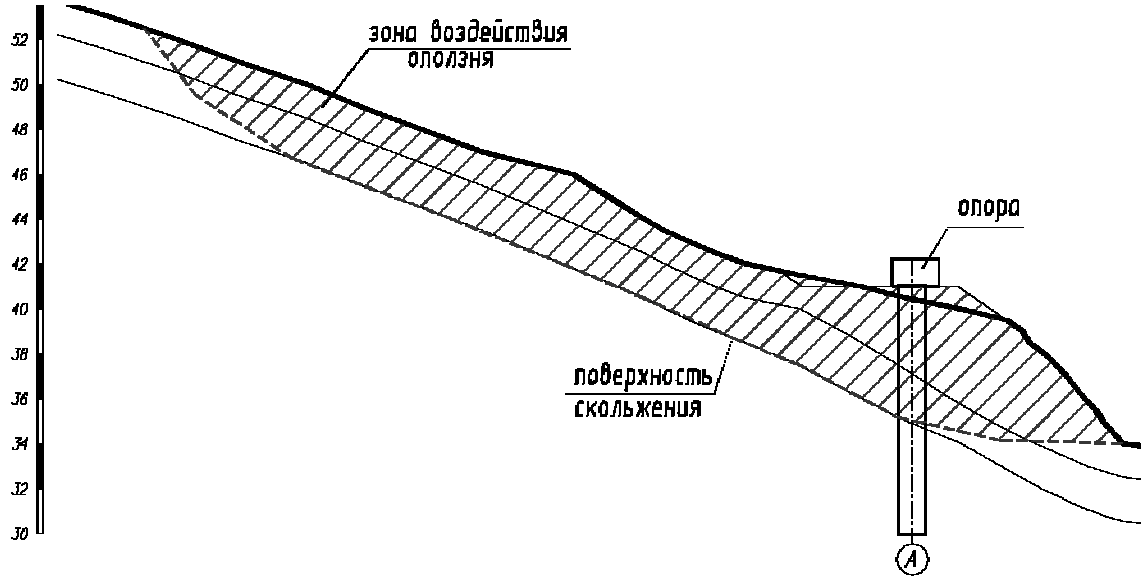
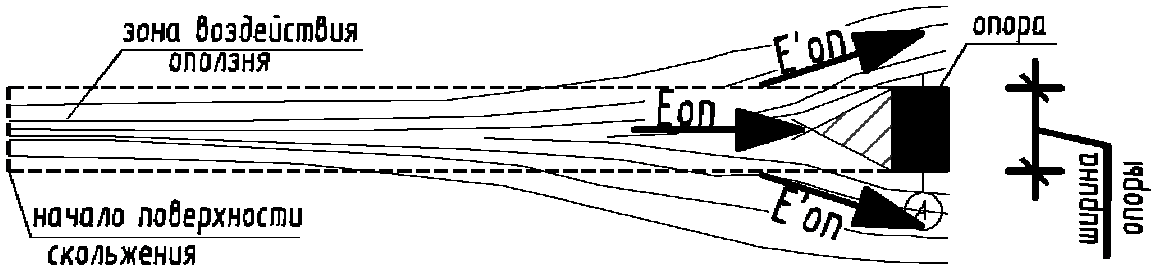
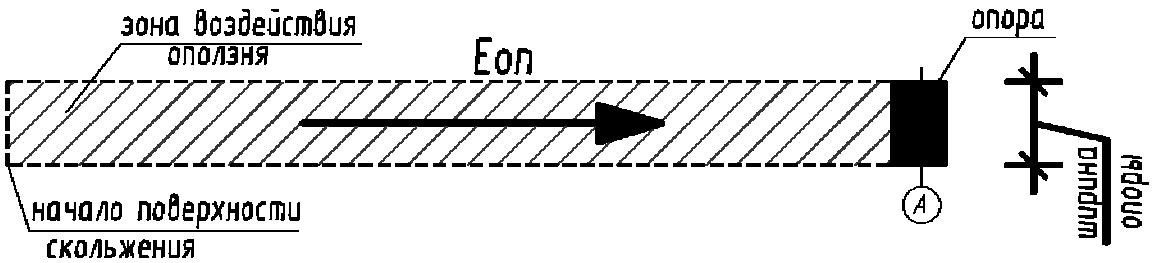


Рис. 1. Расчетное сечение для определения оползневого давления на опору

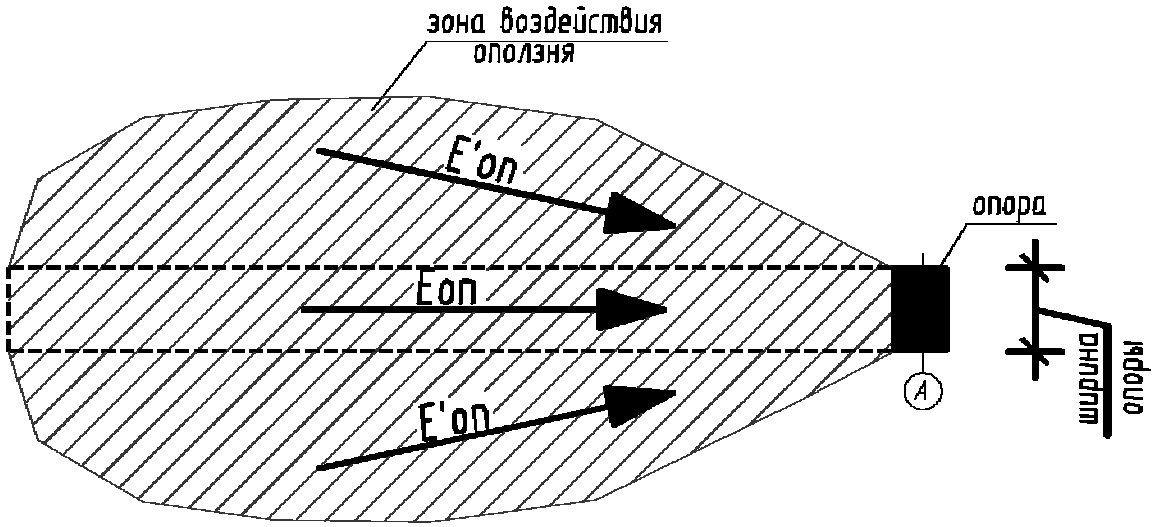
На рис. 2, *а* показана одна из схем влияния оползневого склона на конструкцию в виде уплотненного грунтового ядра. В таком случае увеличение оползневого давления происходит до тех пор, пока не образуется грунтовое ядро (в зависимости от вида грунта изменяются параметры ядра [5]), далее следует плавное обтекание грунта по проложенной траектории. На рис. 2, *б* показана стандартная зона влияния смещающегося массива на конструкцию, причем в расчет принимается узкая полоса склона шириной, равной ширине опоры [2]. На рис. 2, *в* показана увеличенная зона влияния смещаемого грунта на конструкцию [5].



а)



б)



в)

Рис. 2. Схемы зон влияния оползневого склона на опору:
а – схема влияния оползневого склона на опору
в виде уплотненного грунтового ядра [5];
б – схема влияния оползневого давления узкой
полосой склона шириной, равной ширине опоры [2];
в – схема увеличенной (неравномерной) зоны влияния
смещаемого грунта на конструкцию [5]

Образование такой зоны возможно в случае неоднородности грунта (глыбы и обломки скальных пород).

При предварительном (предпроектном) сравнении моделей воздействия оползневого давления можно сделать следующие выводы:

– первая модель достаточно точна, но при расчетах величина давления обтекания получается меньше, чем в двух других моделях;

– вторая модель, в силу своей простоты и понятности, дает объективные результаты расчетов оползневых давлений, соответствующие действительности, и не требует дополнительных исходных данных и опытов;

– третья модель может применяться для определения величины оползневого давления в грунтах с включениями глыб и обломков, однако требует исследования по определению размеров зоны влияния.

Проектирование противооползневых конструкций на Примере защиты опоры эстакады № 29

В ходе проектирования противооползневых удерживающих сооружений возник вопрос о расчете и методе определения оползневого давления. На основании анализа методов расчета оползневого давления и рекомендаций ряда ученых [2–3, 6–7] и др. была использована вторая расчетная схема. Физико-механические свойства грунтов приведены в табл. 1.

Согласно данным изысканий были выделены следующие инженерно-геологические элементы (ИГЭ):

ИГЭ-2б – глина легкая пылеватая ненабухающая;

ИГЭ-3 – суглинок бурый тяжелый пылеватый тугопластичный;

ИГЭ-14 – переслаивание песчаника, аргиллита и алевролита.

Таблица 1

Расчетные значения физико-механических свойств грунтов

Наименование показателей	Обозначение	Единицы измерения	Свойства грунтов		
			ИГЭ-2б	ИГЭ-3	ИГЭ-14
Удельный вес грунта	γ	кН/м^3	20,4	19,8	25,7
Удельное сцепление	с	кПа	21,0	13,0	–
Угол внутреннего трения	φ	град	14,0	9,0	–

При подборе типа конструкции выполнен расчет устойчивости склона в программном комплексе GeoStudio 2007 (рис. 3) с последующим определением оползневого давления. Результаты уточнены дополнительным расчетом в программе SlideCalculator (EAS) [11], разработанной специально для определения оползневых давлений (используется метод предельного равновесия) (рис. 4).

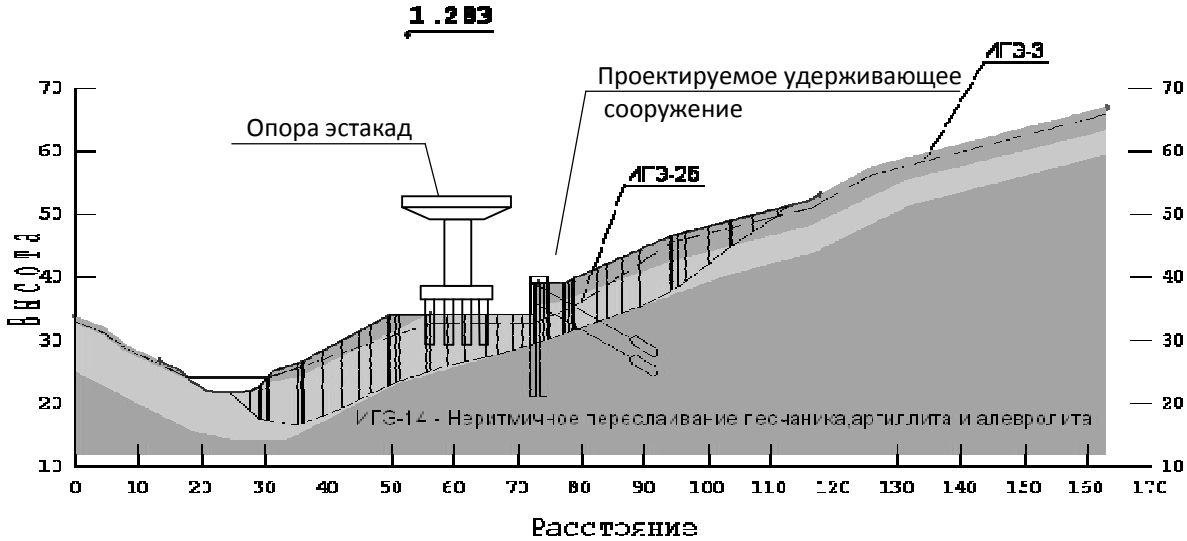


Рис. 3. Расчет устойчивости склона с учетом удерживающих конструкций (двухрядное свайное сооружение с усилением анкерными сваями)

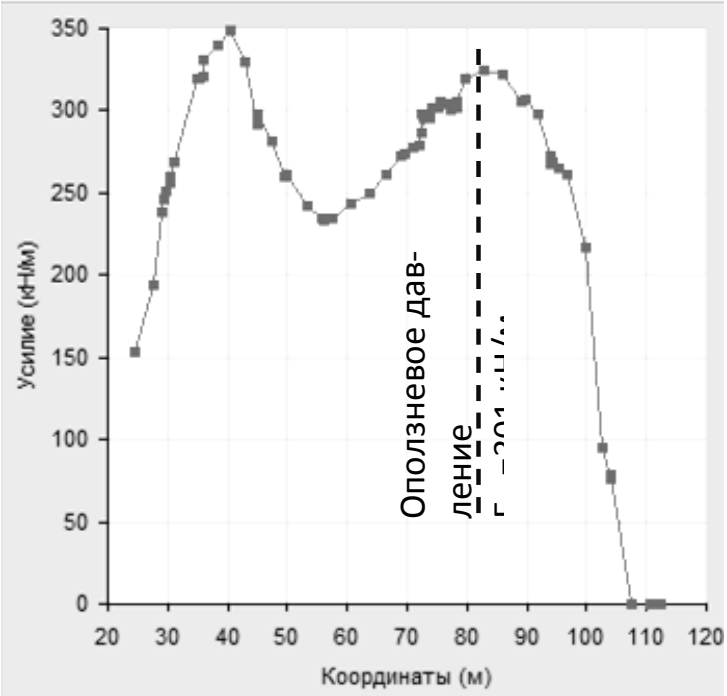


Рис. 4. График оползневого давления, полученный по результатам расчетов в программе SlideCalculator

Заключение

1. Выполнен анализ трех различных схем расчета оползневого давления с учетом особенностей взаимодействия грунта с опорами.

2. Выявлена наиболее рациональная и объективная модель определения оползневого давления на опору.

3. Показана рациональность использования известных «отсековых» методов для определения оползневого давления на защитные сооружения.

4. Разработана методика и расчетная программа SlideCalculator для проектирования опор эстакад и противооползневых сооружений.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Шадунц К.Ш.* К расчету контрфорсных сооружений // Вопросы геотехники: Тр. ДИИТа, 1962. Вып. №5. С. 24–42.

2. *Гинзбург Л.К.* Противооползневые удерживающие конструкции. М: Стройиздат, 1979. 81 с.

3. *Маций С.И.* Взаимодействие свайных рядов с грунтом оползней. // Автореферат диссертации. СПб., 1991.

4. *Федоровский В.Г.* Предельное давление на ряд ленточных штампов и эффект «непродавливания» // Основания, фундаменты и механика грунтов. М.: Стройиздат, 2006. №3. С. 9–13.

5. *Недря Г.Д.* Фундаменты, обтекаемые оползневыми массами // Автореферат диссертации. Киев, 1988.

6. *Орагвелидзе З.С.* Механическое закрепление оползней с помощью буронабивных свай // Автореферат диссертации. Баку, 1984.

7. *Билеуш А.И.* Оползни и противооползневые мероприятия // Киев, 2009.

8. *Гинзбург Л.К., Коваль В.Е., Лапкин В.Б., Васковская В.С.* Распределение усилий между рядами свай противооползневой конструкции // Основания, фундаменты и механика грунтов. М.: Стройиздат, 1990. №2, С. 7–11.

9. *Маций С.И., Деревенец Ф.Н.* Применение метода конечных элементов для исследования взаимодействия грунтов оползня со сваями // Основания, фундаменты и механика грунтов. М.: Стройиздат, 2005. № 4. С. 8–12.

10. *Маций С.И., Деревенец Ф.Н.* Взаимодействие оползневого грунта со сваями с учетом конфигурации удерживающего сооружения // Основания, фундаменты и механика грунтов. М.: Стройиздат, 2007. № 2. С. 8–12.

11. *Маций С.И., Деревенец Ф.Н.* Engineer Analysis of Slopes (EAS) // Свидетельство об официальной регистрации программы для ЭВМ №2006613559 от 13.10.2006 г. (заявка №2006612797 от 14.08.2006 г.).

М.Л. Нуждин, Л.В. Нуждин

УСИЛЕНИЕ ГРУНТОВОГО ОСНОВАНИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ НА ПЛИТНЫХ ФУНДАМЕНТАХ МЕТОДОМ ВЫСОКОНАПОРНОГО ИНЪЕЦИРОВАНИЯ ПОДВИЖНЫХ ЦЕМЕНТНО-ПЕСЧАНЫХ СМЕСЕЙ

Новосибирский государственный архитектурно-строительный университет (Сибстрин)

В статье приведено описание методов расчета, проектирования и технологий производства работ по усилению грунтового основания зданий и сооружений на плитных фундаментах методом высоконапорного инъецирования подвижных цементно-песчаных смесей.

Последние несколько лет гражданское строительство неуклонно развивается в сторону увеличения этажности строящихся зданий. К настоящему времени, например, в Новосибирске возведены десятки жилых домов свыше 25-ти этажей. При этом практически всегда наиболее привлекательным типом фундаментов для строителей являются фундаментные плиты, которые в последние годы применяются все чаще и чаще. Очевидно, что возведение зданий на плитных фундаментах связано с повышенным риском появления сверхнормативных кренов за счет существенных деформаций грунтового основания, особенно, при действии значительных нагрузок и при строительстве в сложных инженерно-геологических условиях.

Учитывая актуальность технической задачи, на базе Управления НИЭПВ Новосибирского ГАСУ (Сибстрин) проводятся научно-практические исследования, направленные на создание методик расчета и проектирования, разработку технологий производства работ по устройству (и усилению) грунтовых оснований строящихся и существующих зданий с целью минимизации рисков при использовании плитных фундаментов.

Усиление грунтового основания осуществляется методом высоконапорного инъецирования подвижных цементно-песчаных смесей. Сущность метода заключается в подаче через инъектор, погруженный на проектную глубину (инъекционный горизонт), подвижного раствора под давлением, превышающим структурную прочность грунта, в результате чего происходит нарушение сплошности грунтового массива с образованием трещин разрыва, заполняемых цементно-песчаным раствором. В результате формируются твердые инъекционные тела, армирующие грунтовое основание

и тем самым, существенно снижающие деформативность массива, а также наблюдается некоторое уплотнение грунта. Инъецирование может осуществляться, как через одиночный инъектор, так и через несколько инъекторов одновременно. Применение технологии одновременного инъецирования через несколько инъекторов расположенных в определенном геометрическом порядке (технология группового высоконапорного инъецирования) позволяет контролировать распространение инъекционного раствора и создавать в грунтовом основании вертикально и горизонтально ориентированные инъекционные тела близкие к дисковидной форме [1–4].

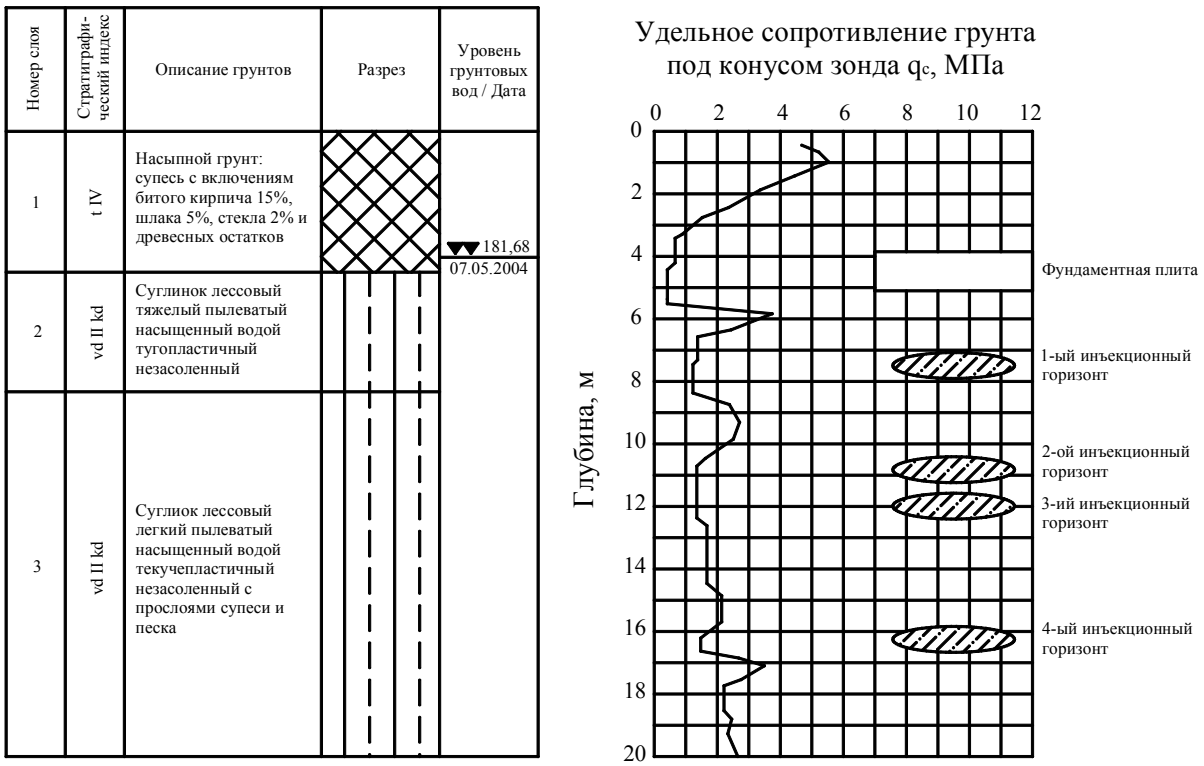


Рис. 1. Назначение инъекционных горизонтов по данным статического зондирования грунтов

Нагнетание цементно-песчаных растворов для усиления основания производится в «слабые зоны» грунтового массива. Количество и глубина расположения «слабых зон» определяются по данным изысканий: в соответствии с инженерно-геологическим разрезом и по графикам статического зондирования грунтов. Фактическое высотное положение инъекционных горизонтов уточняется и, в случае необходимости, корректируется по данным «динамического зондирования» – скорости погружения инъекторов в грунт (при их забивке или вибропогружении).

Процесс нагнетания на каждом инъекционном горизонте контролируется по изменению значения инъекционного давления во время инъецирования и объему закаченной смеси. Инъекционные работы обычно останавливают при повышении подающего давления к установившемуся значению на 40–50% или после нагнетания 2–2,5 м^3 раствора. Дальнейшее нагнетание может привести к повторному разрыву сплошности грунтового массива и неконтролируемому распространению инъекционного раствора.

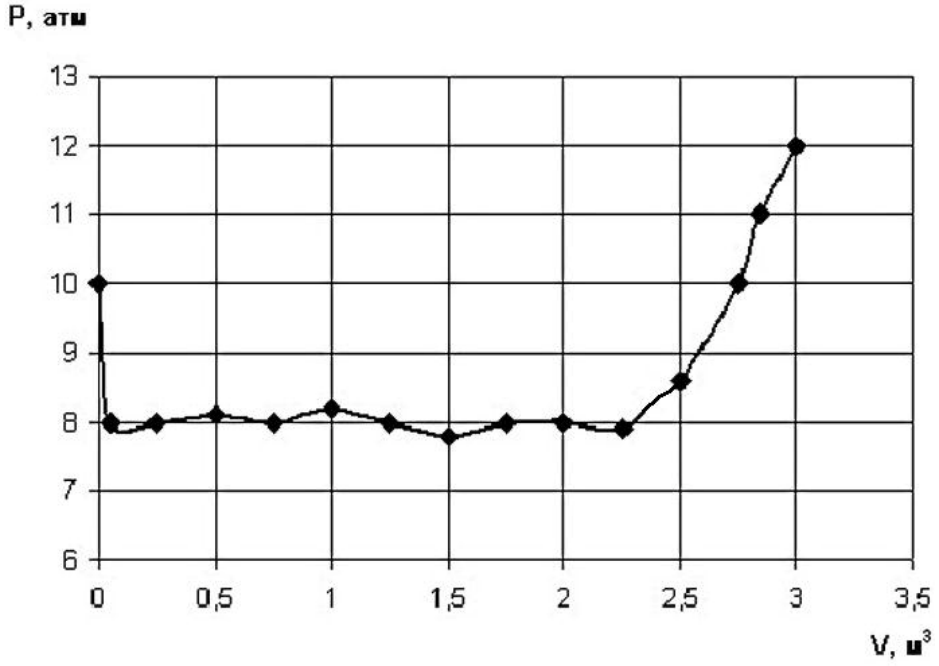


Рис. 2. Типичная зависимость давления нагнетания
от объема инъецируемого раствора

Методика расчета усиления грунтового основания высоконапорным инъецированием подвижных цементно-песчаных смесей заключается в оценке деформируемости грунтового массива после проведенного усиления. Расчетная величина интегрального модуля деформации массива зависит от реализованной схемы усиления грунтового основания и нового значения плотности грунтов.

Например, при расчете, горизонтально ориентированные инъекционные тела, расположенные на одной высотной отметке (инъекционном горизонте) моделируются слабодеформируемым слоем определенной толщины с физико-механическими характеристиками, задаваемыми в зависимости от вида примененного инъекционного раствора. В данном случае интегральный модуль деформации рассчитывается как эквивалентный для основания, состоящего из слоев грунта (ИГЭ) и слабодеформируемых сло-

ев с заданными геометрическими параметрами (толщиной) и физико-механическими характеристиками (модулем деформации).

Усиление грунтового основания вертикально ориентированными инъекционными телами до определенной глубины, скажем, по контуру фундаментной плиты (или фундаментов мелкого заложения) может привести к формированию стены-обоймы в грунте. При этом изменяется схема работы грунтового основания, приближаясь к компрессионным условиям. Тогда модуль деформации грунтового массива рассчитывается по значению плотности грунтового массива, складывающейся из плотности грунтов до усиления, объемов инъецируемого раствора и поправочных коэффициентов на изменение схемы работы основания. Отдельные вертикальные инъекционные тела представляют собой жесткие армоэлементы, воспринимающие нагрузку от грунта своей верхней частью и передающие ее на нижележащие грунты – нижней. При достаточном количестве таких армоэлементов в массиве возникает новый слой – армогрунт. Его деформируемость оценивается с учетом возможности проскальзывания грунта по армоэлементам в верхней части.

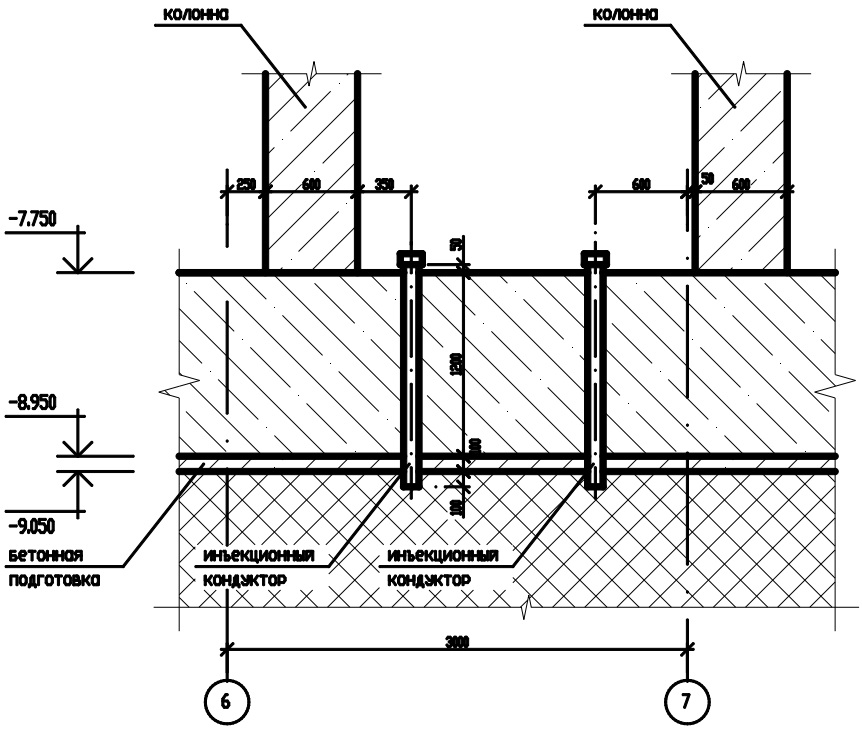


Рис. 3. Схема размещения инъекционных кондукторов в теле фундаментной плиты

Метод корректировки вертикального положения зданий и сооружений на плитных фундаментах [5] дает возможность своевременного выправления кренов устранением неравномерности деформаций при их возникновении (как в период строительства, так и в первые годы эксплуатации). Он базируется на проведении регулярных геодезических наблюдений за деформациями здания. В случае появления неравномерных деформаций, превышающих проектные значения, производят нагнетание цементно-песчаного раствора в грунтовое основание под фундаментной плитой в область по направлению крена здания. Зона инъецирования в плане, высотное расположение инъекционных горизонтов, их количество и требуемый объем закачиваемого раствора определяется специальным проектным решением, на основании анализа данных геодезических измерений и инженерно-геологических условий площадки.

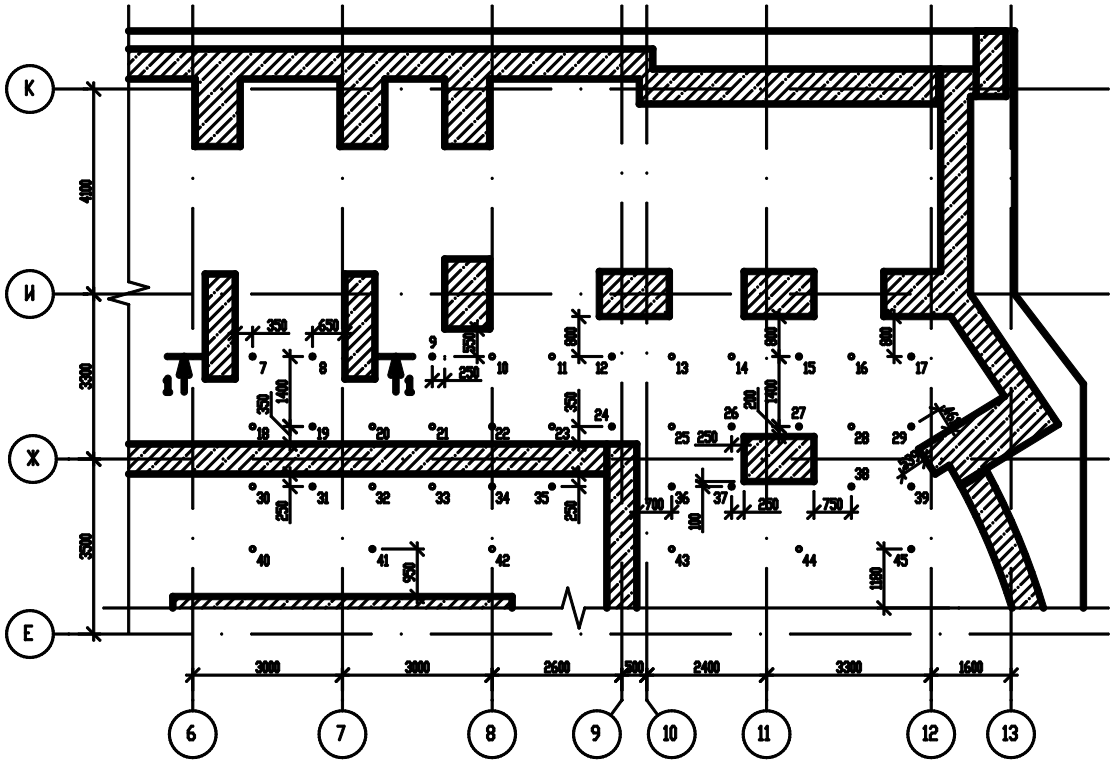


Рис. 4. Схема расположения инъекционных кондукторов на фрагменте плана фундаментной плиты

Для возможности инъецирования цементно-песчаных смесей в грунтовое основание под зданием при возведении фундаментной плиты в ее теле размещают инъекционные кондукторы – металлические или асбестоцементные трубы промышленного производства с внутренним диаметром достаточным для погружения через них инъекторов. Нижний конец инъ-

екционных кондукторов заглубляется в грунты естественно сложения, а верхний возвышается над обрезом фундаментной плиты. В плане кондукторы обычно устанавливают по регулярной сетке. Схема и шаг расстановки кондукторов зависит от грунтовых условий строительной площадки, нагрузок на фундаменты и конструктивных особенностей здания.

Данный метод также существенно снижает риск появления негативных последствий при строительстве близкорасположенных зданий и сооружений.

Рис. 5. Близкорасположенные высотные здания по ул. Залесского в г. Новосибирске на фундаментных плитах с инъекционными кондукторами

Метод регулирования жесткости грунтового основания заключается в инженерной подготовке основания методом высоконапорного инъецирования с целью усреднения его деформируемости, снижения риска появления неравномерных осадок, а также – уменьшения напряжений, возникающих в теле фундаментной плиты и в надземных строительных конструкциях. По данным совместного расчета системы грунтовое основание – фундаментная плита – надземные строительные конструкции выявляют участки с наибольшими напряжениями, действующими в теле плиты. Эти зоны могут образовываться как в результате неоднородности грунтового основания, так и из-за действия неравномерно распределенных нагрузок от несущих конструкций здания. На основании анализа имеющихся дан-

ных назначают проектные параметры грунтового основания и производят нагнетание цементно-песчаных смесей. Локальное усиление грунтового основания позволяет устранить вертикальные искривления фундаментной плиты и снизить уровень напряжений, как в теле фундаментной плиты, так и в надземных несущих конструкциях. Возможность проведения инъекционных работ в процессе строительства также обеспечивается установкой инъекционных кондукторов в теле фундаментной плиты при ее возведении.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Нуждин М.Л.* Использование цементно-песчаных смесей для уп-лотнения грунтового основания высоконапорной направленной инъекцией // Міжвідомчий науково-технічний збірник науковых праць (будівництво). Вип. 59. Київ, НДІБК, 2003. С. 430–433.

2. *Нуждин М.Л.* Применение метода высоконапорного инъецирова-ния при усилении основания аварийного здания // Труды каспий-ской междунар. конф. по геоэкологии и геотехнике. Баку, типография ООО «Адилоглы», 2003. С. 183–187.

3. *Лавров С.Н., Нуждин Л.В., Нуждин М.Л., Писаненко В.П.* Способ усиления грунтового основания. Патент на изобретение № 2259446 РФ, С2 Е 02D 3/12. Заявлено 15.07.2003. Зарегистрировано 27.08.2005. Бюл. № 24.

4. *Лавров С.Н., Нуждин Л.В., Нуждин М.Л., Писаненко В.П.* Способ усиления грунтового основания. Патент на изобретение № 2259447 РФ, С2 Е 02 D 3/12. Заявлено 15.07.2003. Зарегистрировано 27.08.2005. Бюл. № 24.

5. *Нуждин Л.В., Нуждин М.Л.* Способ корректировки вертикального положения зданий и сооружений на плитном фундаменте. Патент на изобретение № 2352723 РФ, С1 E02D 35/00. Заявлено 06.08.2007. Зарегистрировано 20.04.2009. Бюл. № 11.

6. *Нуждин М.Л.* Опыт строительства и реконструкции зданий и сооружений на слабых грунтах // Мат. Междунар. научно-техн. конф. Архангельск: Изд-во Арханг. гос. техн. ун-та, 2003. С. 119–122.

Ю.И. Олянский, С.И. Шиян, О.А. Богомолова

ЭКОЛОГИЧЕСКИЕ ПРОБЛЕМЫ СТРОИТЕЛЬСТВА НА ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТАХ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

В работе рассматриваются актуальные экологические проблемы строительства на просадочных грунтах, которые характерны для территории Волгоградской области

К замедленно-просадочным грунтам относятся лессовидные и лессоподобные средние и тяжёлые суглинки дисперсная составляющая которых представлена в основном монтмориллонитом. Такие лессовые грунты дос-

таточно широко распространены на территории Предкарпатья, Предкавказья, в Волгоградской и других областях России. Основная проблема борьбы с просадочностью на этих грунтах вытекает из того, что действующие в настоящее время нормативные документы (СНиП 2.02.01-83, ГОСТ 23161-78) предусматривают определение показателей просадочности: величины относительной просадочности E_{sl} и начального просадочного давления P_{sl} в компрессионных приборах непродолжительным замачиванием образцов грунта в условиях капиллярного их водонасыщения. Такая схема испытаний не полностью соответствует реальным условиям работы оснований и фундаментов особенно при подтоплении территорий. Для замедленно-просадочных грунтов различие в значениях показателей просадочности, определённых в лабораторных условиях и по натурным данным, весьма существенно, что часто является основополагающей причиной их деформаций.

Эволюция представлений о просадочности и методов борьбы с ней на лессовых грунтах такого типа хорошо прослеживается при застройке территории г. Кишинёва расположенной в периферийной части Кодринской возвышенности. Лессовые грунты покрывают территорию города практически повсеместно. Это преимущественно средние суглинки с числом пластичности 0,12–0,14; влажностью 0,11–0,13; плотностью «сухого грунта» 1,45–1,55 г/см^3. Начальное просадочное давление составляет 0,11–0,12 МПа. Мощность лессовой толщи варьирует в интервале от 2–3 м до 25–30 м. Толща обладает просадочностью в основном до глубины 11,0–12,0 м. Тип грунтовых условий по просадочности 80 % территории города – I, 20 % территории – II. Максимальная просадка толщи от собственного веса достигает 20–25 см (рассчитанная по данным компрессионных испытаний по схеме «двух кривых») [8].

До 1962 г. при строительстве на просадочных грунтах города Кишинёва выполнялись только мероприятия по предохранению оснований от замачивания: устройство лотков, смотровых колодцев, отмосток, планировка поверхности. Спустя несколько лет после сдачи в эксплуатацию домов стали замачиваться грунты основания из неисправных инженерных сетей. Водозащитные мероприятия оказались малоэффективными и многие из построенных зданий стали деформироваться, некоторые из них были демонтированы [2].

Начиная с 1962 г. при строительстве на просадочных грунтах стали применять уплотнение трамбованием [1]. Это позволило устроить водонепроницаемый экран из лессовых уплотнённых грунтов мощностью до 2–

3 м и снизить нагрузку на неуплотнённый лессовый грунт до величины меньше начального просадочного давления. Такой метод подготовки лессовых оснований широко распространился на всю территорию города и использовался в плоть до 1974 г.

В 1974 г. вышел новый СНиП II-15-74, который ввел в практику строительства на просадочных грунтах новую классификацию лессовых толщ по просадке толщи от собственного веса: I и II тип грунтовых условий по просадочности. К этому времени некоторые из уже построенных на уплотнённом лессовом экране зданий начали давать деформации, иногда значительные. Причина деформации – просадка в нижних частях лессовой неуплотнённой толщи вследствие поднятия уровня грунтовых вод [4]. Это вызвало необходимость пересмотреть мероприятия по подготовке лессовых оснований в свете рекомендации СНиП II-15-74 и СНиП 2.02.01-83. Стал применяться комплекс из водозащитных мероприятий, мероприятий по устранению просадочности и конструктивных мероприятий. Наиболее трудоёмкими являются мероприятия по устранению просадочности лессового основания, особенно на глубинах более 8,0 м.

Анализ компрессионных испытаний показал, что большая часть просадочности лессовой толщи по территории города приходится на интервал глубин от 0 до 8,0 м. Расчёты просадки и осадки сооружений за счёт толщи залегающей на глубинах более 8,0 м были в пределах допустимых деформаций, поэтому высотные здания, возводимые с конца 70-х начала 80-х годов, проектировались на уплотнённой лессовой толще мощностью 5,0 – 6,0 м, что соответствует глубине 8,0 м. Ниже оставался неуплотнённый лёссовый грунт. В условиях развернувшегося массового строительства в данный период это позволило существенно сократить стоимость сооружений и время ввода их в эксплуатацию.

Однако уже в начале 80-х годов появились публикации [3,6] свидетельствующие об охватившем город широкомасштабном подтоплении. К этому времени относятся наиболее серьёзные деформации высотных зданий. Сооружения, возведенные на лессовых толщах с сохранением просадки в нижних её горизонтах, повсеместно начали деформироваться. Причина заключалась в том, что фактические просадки сооружений превысили прогнозируемые в 1,5–2,0 раза [5].

Специальные исследования лессовых грунтов, выполненные в лаборатории Академии наук республики, позволили определить основную причину деформаций. Были выполнены специальные комплексные иссле-

дования лессовых грунтов [7]. Компрессионные испытания проводились в компрессионных приборах системы Н.Н. Маслова при капиллярном водонасыщении (по ГОСТ 23161-78) в условиях непрерывной фильтрации воды через образец на протяжении 30–40 суток. Это позволило выделить провальную просадку, замедленную просадку и послепросадочное уплотнение образцов лессового грунта. Некоторые данные приведены в таблице 1

Таблица 1

Показатели относительной деформации некоторых образцов лессовых пород в компрессионном приборе при замачивании и фильтрации воды для г Кишинёва

№ образца	Провальная просадка	Замедленная просадка	Послепросадочная деформация	Общая относительная деформация
178	0,014	0,016	0,015	0,045
314	0,042	0,005	0,037	0,084
315	0,020	0,002	0,016	0,038
316	0,017	0,008	0,021	0,046
274	0,010	0	0,002	0,012
226	0,022	0,004	0,034	0,060
227	0,015	0,018	0,011	0,044

Причина деформации сооружений заключалась в том что, лессовые замедленно просадочные грунты характеризуются большой величиной замедленной просадки и послепросадочного уплотнения, которые в сумме превышают провальную просадку (выявленную по ГОСТ 23161-78) в 1,5–2,0 раза. Это явилось причиной неверной оценки возможной просадки неуплотненной на глубинах более 8,0 м толщи, завышению величины начального просадочного давления грунта, а следовательно привело к занижению расчётной величины просадки и осадки сооружения, что и явилось причиной их деформаций.

Рекомендации сотрудников Академии наук позволили пересмотреть и дополнить мероприятия по борьбе с просадочностью лессовых оснований. В первую очередь это относится к необходимости устранения просадочности на всю просадочную толщу (для II типа грунтовых условий). Учитывая мощность просадочной толщи на территории города (в основном до 12,0 м) и активно развивающееся подтопление при возведении сооружений на просадочных толщах II типа с конца 80-х и начала 90-х годов стали

широко применяться: уплотнение просадочных пород грунтовыми сваями на всю мощность и железобетонные буронабивные сваи до кровли непросадочных грунтов. Это позволило в комплексе с водозащитными и конструктивными мероприятиями обеспечить безаварийную эксплуатацию зданий. На лессовых толщах I типа по просадочности в качестве основного метода подготовки лессовых оснований является создание водонепроницаемого уплотнения экрана из лессовых грунтах мощностью 2,0–4,0 м, а так же водозащитные и конструктивные мероприятия.

Выполнение мероприятий по подготовке лессовых оснований в таком объёме исключает возможность их деформаций, особенно в условиях активного обводнения грунтов при подтоплении. Основные полученные результаты могут найти применение и в других регионах, где распространены аналогичные грунты (Волгоградская, Ростовская и др. области РФ).

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Бернат Р.Ю.* Совершенствование технологии устройства оснований зданий и сооружений, возводимых на просадочных грунтах. С. 32–34.

2. *Гончаров В.С., Фишер Н.С., Костик Г.Е.* Опыт строительства на просадочных грунтах в Молдавской ССР // Подготовка оснований зданий и сооружений, строящихся на просадочных грунтах. Кишинёв, 1981. С. 1–6.

3. *Гончаров В.С., Олянский Ю.И.* Прогноз подтопления лессовых территорий вероятностью статистическим методом на примере г. Кишинёва // Тез. докл. Всесоюзного совещания. Новосибирск, 1984. С. 163–164.

4. *Гончаров В.С., Олянский Ю.И.* Анализ причин деформации зданий и сооружений, связанных с обводнением просадочных грунтов на территории Молдавии // Ускорение научно-технического прогресса в фундаментостроении т. II. Стройиздат. М., 1987. С. 164–165.

5. *Мандельблат Ю.А.* Устранение кренов и ликвидация просадочности оснований крупнопанельных домов по ул. Алешина в г. Кишинёве методом регулируемого замачивания. С. 21–23.

6. *Олянский Ю.И., Гончаров В.С.* Техногенные изменение влажности в лессовых грунтах г. Кишинёва. С. 26-28.

7. *Олянский Ю.И., Богдевич О.П., Вовк В.М.* О дополнительном уплотнении некоторых типов лессовых пород Молдавии при фильтрации воды // Известия АН МССР. Физика и техника. 1991, № 3(6) С. 118–121.

8. *Олянский Ю.И.* Лессовые грунты юго-западного Причерноморья. Штиница Кишинёв, 1992. 129 с.

Ю.И. Олянский, С.И. Шиян, О.А. Богомолова

КОМПЛЕКСНАЯ ОЦЕНКА ЭКОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ ЗАСТРОЙКИ СЕЙСМИЧЕСКИХ РАЙОНОВ МОЛДОВЫ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

В работе рассматриваются вопросы комплексной экологической оценки условий застройки в сейсмически опасных районах Молдовы.

Интенсивное промышленно-хозяйственное освоение таких территорий неизбежно влечет за собой возникновение неблагоприятных инженерно-геологических явлений как подтопление, просадка, набухание, активизация и образование оползней и др. Здания и сооружения претерпевают деформации, происходит нарушение сплошности строительных конструкций, подвалы и подполья заполняются грунтовыми водами. Возникает целый ряд санитарно-гигиенических и медико-биологических факторов, негативно воздействующих на здоровье человека.

Проанализировано развитие подтопления в отдельных микрорайонах г. Кишинева, для чего составлены карты глубин залегания уровней подземных вод до строительства ($50^{е}$ годы) и после завершения строительства. Выявлены и охарактеризованы активные и пассивные факторы подтопления и их влияние на характер подтопления. Скорость подъема уровней подземных вод составляет 1,0–1,5 м, а в отдельных районах - до 2,0 м в год. Максимальная высота его подъема 20–25 м. Величина установившегося уровня различна 2,0 м и более и обусловлена влиянием пассивных факторов подтопления. Выполненные исследования позволили прогнозировать подтопление на других еще незастроенных территориях города. Отмечено, что подтопление сопровождается просадкой оснований зданий, активизацией оползней, заболачиванием территории. Дана оценка характера проявления просадочных деформаций на примере г. Кишинева, где основной причиной просадки оснований является осознанное сохранение просадочности в нижних горизонтах лессового основания, а так же неучет при проектировании суффозионно-пластических деформаций, которые могут в 1–2 раза превышать провальную просадочность выявленную по ГОСТ 23161-78.

Анализ неблагоприятных геологических и биологических факторов, ухудшающих экологическую обстановку в крупных городах вследствие техногенеза выполнен по опубликованным данным и на примере г. Волгограда (публикации Ю.И. Олянского с соавторами). Основными медико-биологическими и санитарно-гигиеническими факторами, ухудшающими условия жизнеобитания населения, являются: *повышенная влажность комнатного воздуха, грибковое загрязнение, плесень, увеличение популяций кровососущих комаров*. Это отягощает течение таких болезней как нефрит, полиневрит, ангины, ревматизм, пневмония, грипп, катар верхних дыхательных путей и др. Возникает риск обострения аллергенных реакций у больных бронхиальной астмой, развивается грибковая аллергия, поражающая слизистую полости рта, среднего уха, глаз, кожи. Развитие популяции комаров создает угрозу переноса таких заболеваний как филяриатозы и вирусные энцефалиты.

Таким образом, вследствие изменения состояния литологической основы при техногенезе повышается количество аллергенных, желудочно-кишечных, сердечно-сосудистых заболеваний, связанных с ослаблением иммунного потенциала организма человека, в целом снижается “качество” жизни.

Выделяются три основные функции литосферы: ресурсная, геодинамическая и геофизико-геохимическая (В.Т. Трофимов). Ресурсная и геофизико-геохимическая функции в настоящей работе не рассматриваются.

Геодинамическая функция определяет влияние динамики литосферы в результате ее природного и техногенного развития на условия существования биоценозов, включая человеческое общество. Решение эколого-геологических задач осуществляется методами геологии, инженерной геологии, гидрогеологии и др. наук. Целью исследований является оценка устойчивости территорий к возникновению неблагоприятных геологических процессов и оценка уровня дискомфортности проживающего населения.

Для оценки устойчивости геологической среды Молдовы, составным компонентом которой являются просадочные и набухающие породы, изучались и анализировались следующие природные факторы: геологическое строение и тектоника; генетический тип и возраст отложений; условия их залегания; особенности распространения и состава; физические свойства пород; показатели просадочности и набухаемости образцов пород и их массивов; изменчивость свойств в плане и по глубине; природные условия

естественной дренированности территории; особенности рельефа и геоморфологии.

Активные факторы, влияющие на устойчивость геологической среды (утечки техногенных вод, статистические и динамические нагрузки на грунты и др.), неизбежно сопутствуют инженерному освоению территории и начинают проявляться сразу же после начала строительства. Однако, степень устойчивости геологической среды определяется наличием пассивных (природных) факторов. В зависимости от наличия последних находится уровень относительной биологической дискомфортности геологической среды для проживающего населения (Э.И. Слепян, 1987). Анализ пассивных факторов, определяющих устойчивость геологической среды на территории г. Кишинева и Волгограда в комплексе с оценкой санитарно-гигиенических условий и медико-биологических последствий для проживающего населения, позволил выделить три типа территорий по уровню относительной биологической дискомфортности: относительно комфортные территории, территории средней дискомфортности и территории высокой дискомфортности.

Относительно комфортные территории сложены преимущественно лессовыми породами 1 типа по просадочности с мощностью просадочной толщи менее 10 м, подстилаемыми песками. Территории преимущественно неподтопляемые, либо IV типа по потенциальной подтопляемости (в соответствии со СНиП 2.02.01-83). Набухающие глины, как правило, отсутствуют. Вследствие инженерного освоения ожидаемые медико-биологические и санитарно-гигиенические последствия весьма минимальные, так как просадки оснований сооружений, вследствие хорошей дренированности территории и высоких значений начального просадочного давления лессовых пород могут иметь единичный характер и связаны, в основном, с некачественным выполнением работ по подготовке лессовых оснований.

Территории *средней дискомфортности*. К данному типу относятся сильно- и среднеподтопляемые участки, сложенные лессовыми породами преимущественно I типа по просадочности с мощностью просадочной более 5 м, (I, II, III типы по потенциальной подтопляемости) или средне- и слабонабухающими глинами II и III типа устойчивости к обводнению (по классификации Ю.И. Олянского) залегающими в пределах глубин активной инженерной деятельности. Медико-биологические и санитарно-гигиенические последствия освоения данных территорий довольно существенны и связаны с просадкой и набуханием грунтов в основании соору-

жений, подтоплением и заболачиванием. На крутых склонах, сложенных средненабухающими и сильнонабухающими глинами, возможно образование оползней, что широко наблюдается в Центральной Молдове. Поддержание баланса компонентов природной среды таких территорий требует выполнения комплекса мероприятий по недопущению просадочности и набухаемости, подтопления, оползней и др.

Территории *высокой дискомфортности*. К ним относятся потенциально подтопляемые участки, сложенные лессовыми породами II типа по просадочности и сильно набухающими I и II типа по устойчивости к обводнению (по классификации Ю.И. Олянского) глинами. Данные территории являются наиболее уязвимыми в экологическом отношении, медико-биологические и санитарно-гигиенические последствия весьма серьезны. Даже незначительное повышение влажности лессовых и глинистых пород может привести к весьма серьезным деформациям инженерных сооружений. В условиях недостаточной естественной дренированности любое освоение территории будет неизбежно сопровождаться ее подтоплением вплоть до заболачивания. Это в свою очередь, приводит к возникновению неблагоприятных инженерно-геологических явлений: просадке, набуханию, оползанию бортов карьеров и котлованов и др. и ухудшает условия жизнеобитания населения.

Решение задач, связанных с оценкой геодинамической функции литосферы базируется на методах инженерно-геологического картирования и районирования, лабораторного и полевого изучения массивов горных пород, моделирования природных и антропогенных явлений в комплексе с методами оценки устойчивости горных пород и геологической среды в целом, методами расчета деформаций сооружений и методами прогноза опасных для здоровья населения процессов и явлений. Основой для эколого-геологического районирования территории Молдовы послужило инженерно-геологическое районирование, выполненное Ю.И. Олянским (1987). При этом инженерно-геологические регионы I и II порядка, области I и II порядка и районы выделяются по комплексу структурно-тектонических, геоморфологических признаков и стратиграфо-генетическим комплексам горных пород. Типологическое эколого-геологическое районирование в пределах инженерно-геологических районов осуществляется на основе классификационных признаков, учитывающих свойства массивов набухающих и просадочных пород: тип по просадчности, возможную просадку толщи от собственного веса, мощность

просадочной толщи, степень набухания глин. Указанная методика использована для эколого-геологического районирования территории междуречья Прут-Днестр и Волгоградской области. Это позволило разделить территорию по уровню относительной биологической дискомфортности геологической среды на три типа и разработать рекомендации и мероприятия, обеспечивающие функционирование оптимальной геологической среды.

Разработана схема эколого-геологического районирования массивов набухающих и просадочных пород территории междуречья Прут-Днестр и составлены карты районирования данных территорий по уровню относительной биологической дискомфортности геологической среды для проживающего населения.

И.М. Омельчак, И.Н. Шардаков, А.В. Фонарев

РАСЧЕТ, ПРОЕКТИРОВАНИЕ И МОНИТОРИНГ СЛОЖНЫХ СИСТЕМ (ГРУНТОВЫЙ МАССИВ-ФУНДАМЕНТ – СООРУЖЕНИЕ)

Институт механики сплошных сред Уральского отделения РАН, г. Пермь

В данной статье представлены результаты исследований по разработке и использованию программного комплекса [1], который позволяет автоматизировать процесс проектирования каркасных зданий и сооружений. В качестве расчетного процессора могут использоваться системы конечно-элементного анализа ANSYS [2] или SCAD [3].

В последние годы все более распространенным решением несущей системы многоэтажных зданий гражданского и общественного назначения становится железобетонный монолитный или сборно-монолитный каркас с безбалочными (безригельными) перекрытиями, приведенный на рис. 1. По расчетам специалистов, применение каркасных технологий при возведении многоэтажных домов позволяет снизить себестоимость строительно-монтажных работ на 25–30% по сравнению с традиционными способами домостроения. Более чем в полтора раза сокращается время строительства по сравнению с другими традиционными методами.

Конструкция здания состоит из плит перекрытий (1, 2, 3), колонн (4), диафрагм (5), внешних стен (6). Плиты перекрытий, в свою очередь, делятся на надколонные (1), межколонные (2) и средние (3). Все основные элементы (1–5) составляют несущий каркас здания и изготавливаются в заводских условиях. На строительной площадке данные элементы стыкуются

между собой, швы и стыки замоноличиваются. Внешние стены (6) не являются несущими и могут быть смонтированы по различным технологиям.

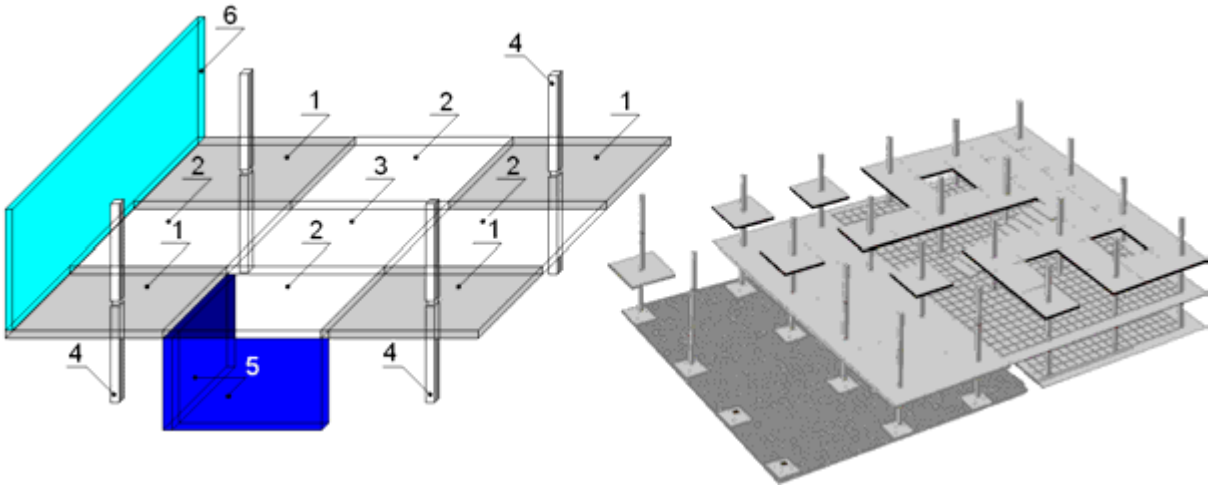


Рис. 1. Схема конструкции безригельного сборно-монолитного здания

Разрабатываемая нами система автоматизированного проектирования (САПР) StroyCAD ориентирована на здания сборно-монолитного конструктивного решения [1, 4]. Структура разрабатываемой САПР приведена на рис. 2.

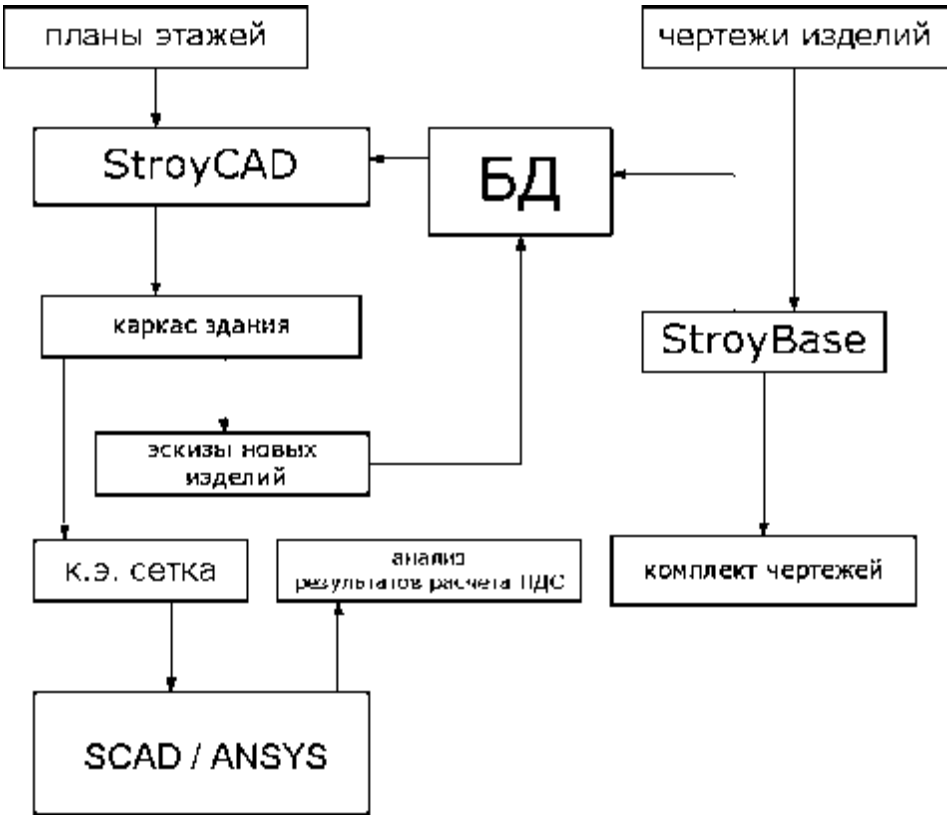


Рис. 2. Структура системы

Система автоматизированного проектирования (САПР) включает в себя:

– базу данных содержащую информацию о железобетонных изделиях, составляющих каркас здания; специализированные программные интерфейсы для базы данных (БД);

– модуль автоматического конструирования каркаса здания;

– программный блок автоматического формирования конечно-элементной расчётной схемы для определения прочностных характеристик каркаса здания;

– программный блок автоматического формирования комплектов технической документации по проектируемому строительному объекту.

САПР представляет собой программный комплекс, состоящий из следующих блоков:

а) **единая централизованная база данных**, содержащая полную информацию о конкретных изделиях (геометрические и физико-механические параметры, ведомости расхода материалов, конструктивные особенности изделий, рабочие чертежи, и т.п.), данные о строительных проектах в целом (архитектурно-планировочные решения, конструкторские решения, расчёты фундаментов и оснований, и т.п.).

б) **подсистема конструктора-проектировщика (StroyCAD)**, в которой:

– пользователь вводит реквизиты проекта;

– для текущего проекта открывается подготовленный файл с архитектурным решением (планы этажей здания с нанесенными на них осями колонн и выделенным контуром здания), показанный на рис. 3;

– пользователь выделяет этаж и далее программа полуавтоматически выбирает оси колонн, контур этажа и строит раскладку плит по этажу, как показано на рис. 3;

– полученные плиты автоматически классифицируются по типам и маркируются;

– программа перебирает все промаркированные на этаже плиты и выполняет в БД поиск изделий, геометрия и тип которых совпадают; между текущим этажом и изделиями устанавливаются логические связи;

– в случае необходимости, пользователь имеет возможность осуществить ручную раскладку изделий из базы, или поменять маркировку;

– после завершения раскладки плит, результаты сохраняются в БД;

– после выполнения раскладки пользователь может сформировать предварительный комплект рабочих чертежей железобетонных конструкций каркаса (КЖ).

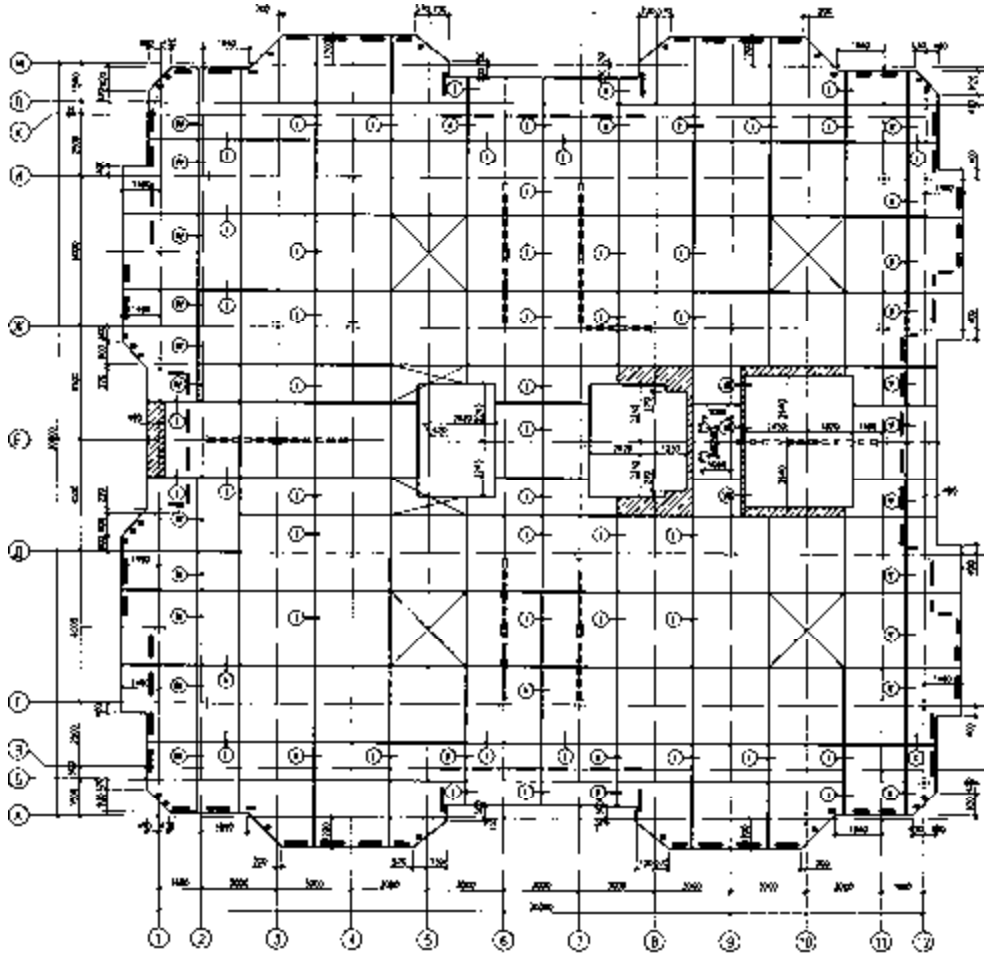


Рис. 3. Разметка осей колонн и раскладка плит

в) **подсистема сопровождения базы данных (StroyBase)** предназначена для работы со строительными изделиями КЖИ, хранимыми в БД (добавление, удаление, редактирование информации об изделиях, редактирование чертежей армирования и оснастки). Модуль также предназначен для автоматического формирования комплекта рабочих чертежей и оснастки.

Технология применения комплекса следующая. Пользователь выполняет экспорт всего проекта в файл специального формата для загрузки в конечно-элементную расчетную программу, в качестве которой может использоваться стандартная сертифицированная программа типа SCAD или ANSYS. С этой целью разработан модуль автоматического формирования

расчетной схемы (конечно-элементной модели) [4, 5]. Этот модуль может работать самостоятельно, а также, в составе САПР.

Генерация конечно-элементной сетки в САПР производится последовательно по этажам. Сначала строятся (или извлекаются из БД) сетки в каждой из плит на данном этаже, по ранее определенной раскладке. После этого происходит связывание сеток каждой из плит в единую конечно-элементную сетку всего этажа. Такой алгоритм применяется на каждом из этажей. На заключительной стадии автоматически расставляются колонны и связи. Если необходимо, то формируются сетки в диафрагмах – вертикально стоящих плитах между этажами здания.

Для стыковки САПР с системами прочностного анализа ANSYS [2] и SCAD [3], пришлось разработать конверторы конечно-элементных сеток из внутреннего формата нашей системы в форматы SCAD и ANSYS. В настоящий момент САПР проходит тестирование на проектах реальных зданий, пример сформированной расчетной схемы приведен на рис.4.

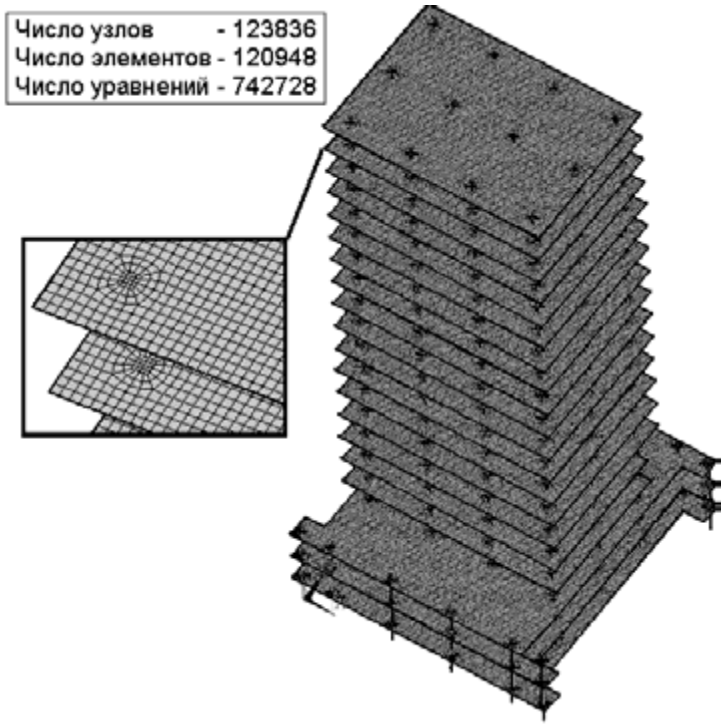


Рис. 4. Расчетная схема (конечно-элементная сетка) для здания

Существенным моментом рассматриваемой нами технологии строительства является наличие стыка «колонна – надколонная плита». Этот узел является концентратором напряжений, что при численном моделировании существенно ухудшает сходимость конечно-элементного решения [6]. Заметим, что одним из ограничений является большое число степеней

свободы расчетной схемы (число уравнений системы), например, как показано на рис. 4. Был проведен комплекс теоретических [6] и экспериментальных [7] исследований данного узла конструкции, которые позволили получить теоретические и практические результаты.

В рамках данного сообщения нам важен результат выбора оптимальных сеток для надколонных плит. Для этого был создан собственный генератор сеток, без привлечения генераторов конечно-элементной модели из систем SCAD или ANSYS. Это дало возможность управления шагом сетки в зоне около колонн, максимально учитывающей особенности данной технологии строительства. Примеры сеток для надколонных плит приведены на рис. 5. Сформированные и протестированные [6] сетки заносятся в БД КЖИ.

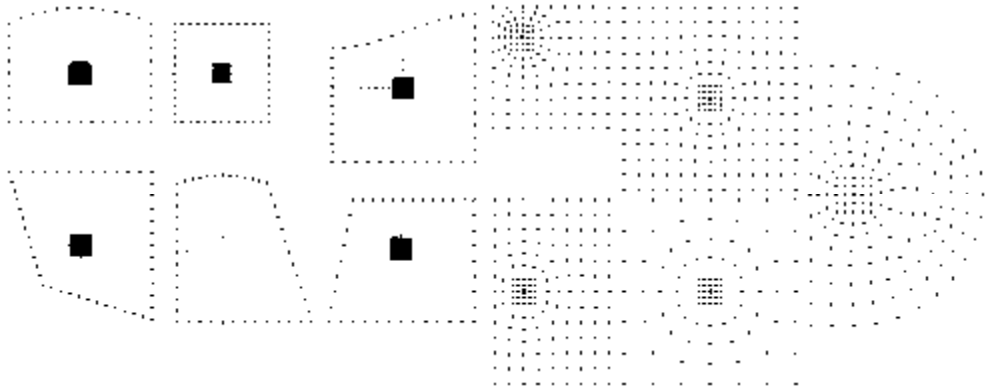


Рис. 5. Примеры генерации сеток в надколонных плитах

Были проведены расчеты различных тестовых и реальных зданий и сооружений каркасной безригельной монолитной и сборно-монолитной конструкций. Полученные в ANSYS результаты сравнивались с аналогичными расчетами в SCAD. Получено достаточное для практики совпадение результатов. Примеры расчетов приведены на рис. 6.

В настоящее время чрезвычайно важным становится мониторинг высотных и ответственных зданий и сооружений. Поскольку здания взаимодействуют с фундаментом и грунтовым массивом, то возникает необходимость создания таких расчетных схем, которые будут учитывать взаимодействие здания с основанием. Проводимые нами исследования направлены именно на прогнозирование поведения зданий и сооружений во время строительства и эксплуатации, возводимых в сложных инженерно-геологических условиях, на основе построения модели системы «здание – фундамент – грунтовый массив».

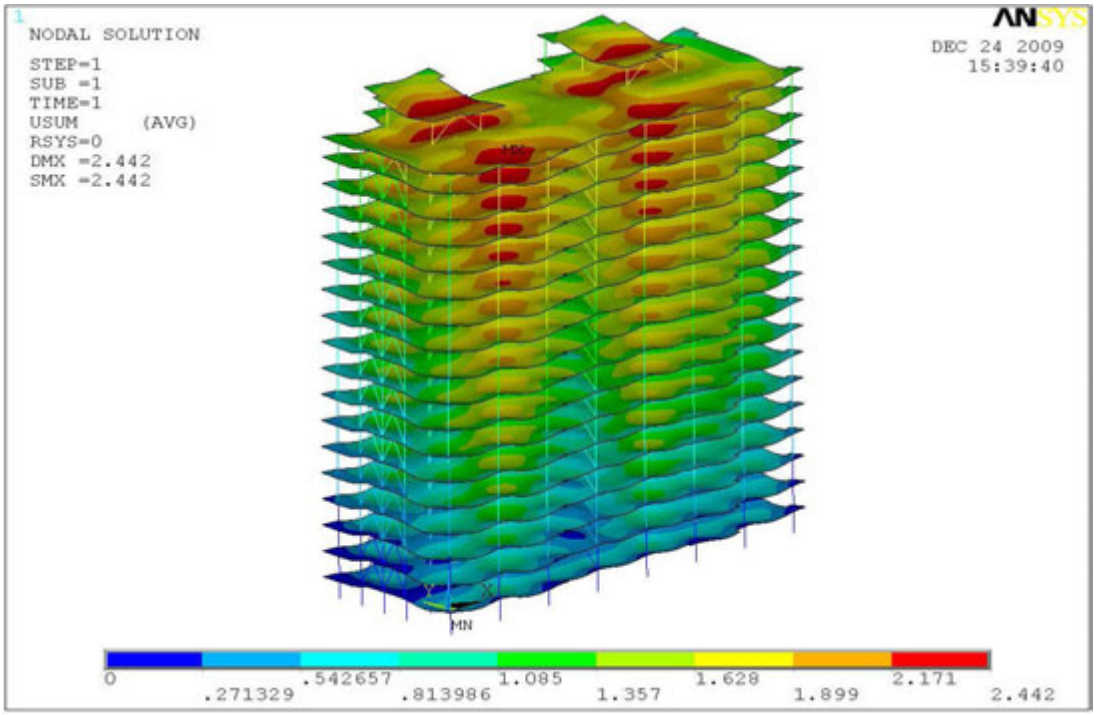
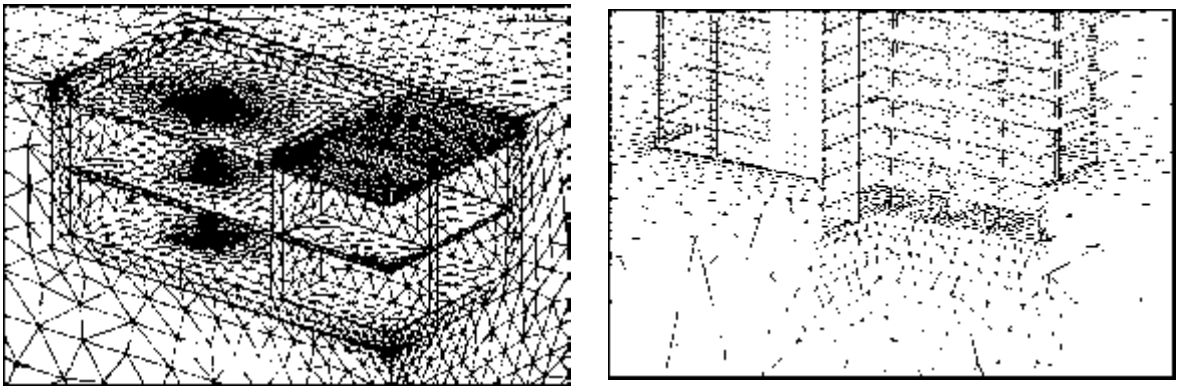


Рис. 6. Суммарные перемещения в конструкции здания

Возводимые в настоящее время фундаменты имеют различное конструктивное решение: ленточные, свайные, свайно-плитные, монолитные, фундаменты на свайных кустах и т.д. Примеры дополнения расчетной схемы здания фундаментом и грунтовым массивом приведены на рис. 7. На рис. 7, *а* показана четверть монолитного фундамента с окружающим грунтом. На рис. 7, *б* показана итоговая расчетная схема здания, фундамента и грунтового массива. Формирование сетки в фундаменте и грунте выполнено стандартными средствами ANSYS и затем дополнено расчетной схемой здания, автоматически построенной ранее с помощью САПР.



а) *б)*

Рис. 7. Конечноэлементные модели монолитных фундаментов с грунтовым массивом

Широкое внедрение свайных фундаментов обусловлено их надежной работой в различных инженерно-геологических условиях, повышением этажности и высотности зданий, увеличением масс технологического оборудования, использованием неблагоприятных строительных площадок. Ранее авторами был проведен численный анализ поведения одиночных свай, свайных кустов и ленточных свайных фундаментов [8, 9]. Решение получено с использованием программного комплекса ANSYS в рамках трехмерной конечно-элементной реализации в рамках упругой и упруго-пластической моделей поведения грунта. Построенные конечно-элементные модели и полученные кривые «осадка – нагрузка» были также применены при мониторинге аварийных зданий [10]. Модель свайного куста и окружающего грунтового массива приведена на рис. 8.

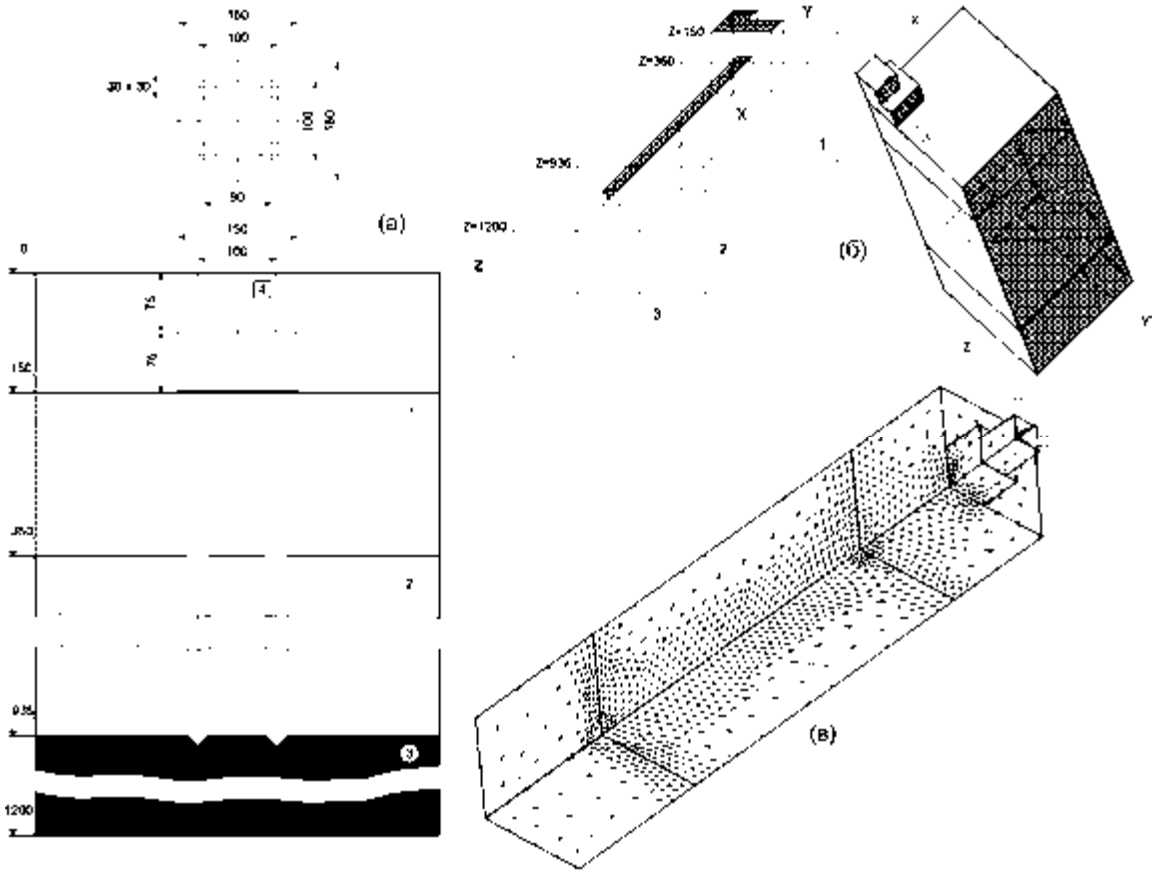


Рис. 8. К расчету НДС и осадок свайного куста их четырех свай в грунтовом массиве: *а* – схема свайного куста, *б* – геометрическая модель симметричной четверти куста, *в* – конечно-элементная сетка

Для различных типов свайных кустов были построены теоретические зависимости между нагрузкой и осадкой. Из решения вспомогательной задачи, таким образом, определены коэффициенты жесткости основания, значения которых назначаются для стержневых конечных элементов, добавляемых к

основаниям колонн расчетной схемы здания. Подобный подход позволяет значительно сократить объем вычислительной задачи, полностью или частично отказавшись от расчета грунтового массива и фундамента.

Напомним, что здесь речь идет только о фундаментах на свайных кустах. Таким образом, была разработана методология учета в расчетных схемах зданий влияния фундаментов и грунтов оснований. Предварительные результаты показывают, что реализованный подход можно обобщить на свайно-плитные фундаменты и ленточные фундаменты на кустах свай.

В последнее время, увеличивается количество зданий, возводимых в сложных инженерно-геологических условиях, и возрастает их этажность. Ускорение сроков возведения сооружений, также может приводить к неравномерным осадкам, которые в критических случаях могут превышать проектные. При проектировании и строительстве зданий в таких условиях необходимо учитывать упругопластические и реологические свойства грунтов основания, к которым особенно чувствительны свайные фундаменты. Важным вопросом, также, является корректное описание условий на границе «свая – грунт».

Авторами разработан конечно-элементный программный комплекс для решения трехмерных задач теории упругости и механики грунтов. Для генерации сетки использован программный комплекс ANSYS. В грунтовом массиве выделяется область окружающая сваю (куст свай), показанная на рис. 8.

Задачу осадки сваи можно сформулировать в постановках прямой и обратной. В прямой постановке совместно рассчитывается свая и грунтовый массив. При этом, на внешний торец сваи (или ростверк) прикладывается распределенное давление. Теперь по заданным нагрузкам рассчитывается напряженно-деформированное состояние в свае и грунтовом массиве, и величина осадки. Данная постановка естественна и максимально соответствует реальному процессу. Однако, поскольку модули сваи и грунта отличаются на несколько порядков, то возникают вычислительные трудности на границе сваи и грунта. Особенно это касается расчетов с упругопластической моделью.

На данном этапе исследований предлагается решение обратной задачи. Принимаем сваю недеформируемым телом. После решения задачи и определения напряжений и деформаций в узлах сетки, подсчитываем силы реакции грунта. Сила лобового сопротивления определяется интегрированием по лобовой поверхности, аналогично определяется сила бокового сопротивления интегрированием по боковым поверхностям.

Сделаем следующий шаг в нашем модельном представлении. В каждой точке контакта грунта и сваи возникают нормальные напряжения и касательные усилия. Проверяем выполнение условия предельного сопротивления грунта срезу в зависимости от величины нормального усилия. Если данное условие выполняется, то контакт нарушается и в данной точке происходит проскальзывание сваи относительно грунта. Условие предельного сопротивления в механике грунтов обычно представляют в виде закона Кулона.

Анализ полученных расчетных кривых «осадка-нагрузка» (см. рис. 9) показывает существенное различие чисто упругого решения и решения с учетом гидростатического давления и предельного сопротивления сдвигу. Это можно трактовать как эффект «проскальзывания» или «срыва» сваи, наблюдаемый на практике.

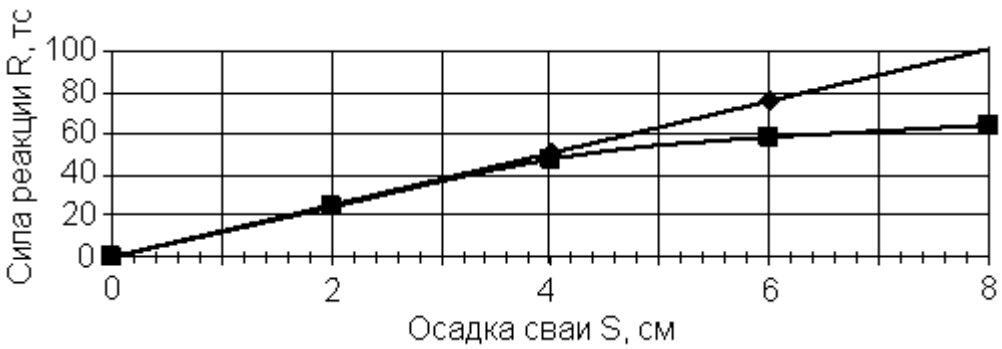


Рис. 9. Кривые «осадка-нагрузка», при сцеплении грунта c = 2 кгс/см^2 и угле внутреннего трения φ=15^0: верхняя кривая – упругое решение, нижняя – с учетом веса грунта и предельного сопротивления сдвигу

Таким образом, разработана программа на основе метода конечных элементов для прогнозирования поведения одиночных свай и свайных кустов. В решении допускается появление локальных зон нарушения контакта сваи и грунта. В ходе расчетов получены результаты, которые можно рассматривать как модельное представление эффектов «срыва» сваи при возрастании нагрузки. В дальнейших исследованиях планируется учет упругопластических и реологических свойств грунтов.

Таким образом, в ходе реализации проекта выполнены следующие работы.

В рамках разработки системы автоматизированного проектирования безригельных каркасных зданий и сооружений разработан и реализован модуль автоматического формирования расчетной схемы. Выполнялись работы по подбору оптимальных сеток для плит перекрытий, позволившие

улучшить сходимость конечно-элементного решения, при существенном сокращении числа элементов в итоговой расчетной схеме.

Проведено формирование связанной системы «здание – фундамент – грунтовый массив» в виде единой расчетной схемы. В конечно-элементных системах ANSYS и SCAD выполнены расчеты реальных зданий.

Рассмотрено поведение различных типов фундаментов, совместно с грунтовым массивом для различных моделей поведения грунтовых сред (упругое, упругопластическое, вязкоупругое).

Разработаны модель и программное обеспечение для расчета процесса динамического погружения свай в грунтовый массив, позволившие получить картины распределения уплотнения грунта в околосвайной зоне, которые были использованы в статическом расчете свайного фундамента.

Разработаны модель и программное обеспечение для расчета квазистатического поведения свайных фундаментов, позволившие получить длительные и стабилизированные значения осадок.

Разработана трехмерная программа метода конечных элементов для прогнозирования поведения одиночных свай и свайных фундаментов. В решении допускается появление локальных зон нарушения контакта сваи и грунта. В ходе расчетов получены результаты, которые можно рассматривать как модельное представление эффектов «срыва» сваи при возрастании нагрузки.

Разрабатываемая САПР StroyCAD повторяет схему традиционного подхода, увеличивая надежность получаемых данных, уменьшая время их получения на каждом этапе проектирования, автоматизируя процесс формирования проектно-сметной документации. Важным моментом данной САПР является автоматизация процесса формирования расчетной схемы всего здания. Автоматизация достигается за счет многих реализованных в САПР решений, важнейшим из которых являются сопровождение БД КЖИ (базы данных конструкций железобетонных изделий) и автоматизация формирования комплектов рабочих чертежей железобетонных конструкций каркаса (КЖ).

Разрабатываемый комплекс программ автоматизированного проектирования (САПР) StroyCAD позволит снизить затраты времени на стадии проектирования, повысить надежность получаемых результатов, найти оптимальное соотношение армирования железобетонных элементов, составляющих каркас здания и в конечном счете значительно повысить эко-

номическую эффективность процесса сооружения многоэтажных зданий. Вторым важным применением данной системы является мониторинг зданий и сооружений.

Работа выполнена при финансовой поддержке Российского фонда фундаментальных исследований, грант РФФИ № 09-08-99135-р_офи.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Лобанов В.Ю., Лисков Р.А., Фонарев А.В.* Система автоматизированного проектирования сборно-монолитного каркаса зданий и сооружений / САПР и графика, М: КомпьютерПресс, № 8, 2007, С. 20–23.

2. ANSYS Basic Analysis Procedures Guide. / ANSYS Inc.

3. STRUCTURE CAD R4. Инструкция пользователя.

4. *Шадрин О.А., Лобанов В.Ю., Лисков Р.А., Фонарев А.В.* Разработка системы автоматизированного проектирования безригельных каркасных зданий // Сборник ПГТУ «Вычислительная механика», № 6. Пермь: ПГТУ, 2007. С. 151–156.

5. *Шардаков И.Н., Фонарев А.В., Жемчугов А.А., Субботина Е.Н.* Численное моделирование поведения безригельных каркасных зданий и сооружений в виде единой расчетной схемы здание – фундамент – грунтовый массив // Сборник ПГТУ «Вычислительная механика», № 6. Пермь: ПГТУ, 2007. С. 157–163.

6. *Клигман Е.П., Шадрин О.А.* Анализ расчетных схем, применяемых при оценке прочности узлов монолитных и сборно-монолитных строительных конструкций // ТехНадзор, Екатеринбург, 2007, № 2. С. 44–47.

7. *Созинова Е.В., Кириенко О.И., Шардаков И.Н., Клигман Е.П.* Разработка методов испытаний плит перекрытий безригельных сборно-монолитных каркасных систем на основе предварительного численного анализа // Сборник ПГТУ «Вычислительная механика», № 6. Пермь: ПГТУ, 2007, С. 127–133.

8. *Омельчак И.М., Шардаков И.Н., Фонарев А.В.* Прогнозирование осадок ленточного свайного фундамента в грунтовом массиве // Вестник ПГТУ «Вычислительная механика», № 5. Пермь: ПГТУ, 2006. С. 58–62.

9. *Омельчак И.М., Шардаков И.Н., Фонарев А.В., Гусев Г.Н.* Численное моделирование поведения свайных фундаментов зданий и сооружений с учетом различных моделей поведения грунтов оснований // Сборник ПГТУ «Вычислительная механика», №6. Пермь: ПГТУ, 2007. С. 91–98.

10. *Цветков Р.В., Шакиров Н.В., Шардаков И.Н.* Мониторинг деформационных процессов в сборно-монолитной конструкции в процессе ее монтажа // Зимняя школа по механике сплошных сред. Тезисы докладов. Екатеринбург-Пермь, 2009. С. 321–322.

11. *Фонарев А.В., Шардаков И.Н., Вострикова Е.В.* Моделирование поведения свайных фундаментов с учетом эффектов нарушения контакта на границе «свая-грунт» // Материалы XVI международной конференции по вычислительной механике и современным прикладным программным системам (ВМСППС'2009). М.: Изд-во МАИ-ПРИНТ, 2009. С. 729–731.

О.Н. Осипова

ФОРМУЛА ДЛЯ РАСЧЕТА ОСАДКИ МЕТОДОМ ПОСЛОЙНОГО СУММИРОВАНИЯ С УЧЕТОМ ВЛИЯНИЯ СТРУКТУРНОЙ ПРОЧНОСТИ ГРУНТОВ

Южно-Российский государственный технический университет
(Новочеркасский политехнический институт)

В статье рассматривается модернизированная формула расчета осадки оснований методом послойного суммирования с учетом влияния структурной прочности грунтов.

Основания и фундаменты рассчитываются по предельным состояниям, в том числе по предельным деформациям (Serviceability Limit State). Необходимую для этого расчетную осадку теоретически можно рассчитать на основе различных моделей грунтового основания. Однако на практике для расчета осадки используется нормативный метод послойного суммирования, потому что данные стандартных инженерно-геологических исследований, приборы изыскательских организаций для получения этих данных, предполагают использование именно метода послойного суммирования.

Измерения показали, что наблюдаемые осадки значительно превышают расчетные осадки по методу послойного суммирования. Как следствие, СП 50-101-2004 рекомендует определять модуль деформаций E в полевых испытаниях с помощью штампов площадью 2500–5000 см^2 при вычислении осадок зданий I и II класса, а для сооружений III класса компрессионный модуль деформаций рекомендуется умножать на коэффициент из таблицы Агишева, величиной от 2 до 6. При этом не исследуются физические причины, приводящие к такой рекомендации, не проверяются иные элементы метода послойного суммирования, приводящие к несовпадению расчетных и наблюдаемых осадок.

При расчете осадки фундаментов, возводимых в котлованах глубиной менее 5 м [1], допускается в формуле

$$s = \beta \sum_{i=1}^{n} \frac{\left(\sigma_{zp,i} - \sigma_{z\gamma,i}\right) h_i}{E_i} + \beta \sum_{i=1}^{n} \frac{\sigma_{z\gamma,} h_i}{E_{e,i}} \qquad (1)$$

не учитывать второе слагаемое.

Если среднее давление под подошвой фундамента $p \le \sigma_{zg,0}$, осадку основания фундамента s определяют по формуле:

$$s = \beta \sum_{i=1}^{n} \frac{\sigma_{zp,i} h_i}{E_{e,i}}.$$

Для фундаментов, возводимых в котлованах глубиной менее 5 м, мы учитываем структурную прочность грунта, поэтому предлагаем модифицировать формулу (2):

$$s = \beta \sum_{i=1}^{n} \frac{(\sigma_{zp,i} - P_{cmp,i}) h_i}{E_i}, \qquad (2)$$

где $P_{cmp,i}$ – структурная прочность i-го слоя грунта; β – безразмерный коэффициент, равный 0,8; $\sigma_{zp,i}$ – среднее значение вертикального напряжения от внешней нагрузки; h_i – толщина i-го слоя грунта, см, принимаемая не более 0,4 ширины фундамента; E_i – модуль деформации i-го слоя грунта; n – число слоев, на которые разбита сжимаемая толща основания.

Модернизированную формулу для расчета осадок оснований фундаментов рекомендуется применять для различных типов зданий при размерах котлована менее 5 м. Рассмотрим пример.

Пример

При проектировании фундамента 5-ти этажного жилого дома в г. Новочеркасске по ул. Октябрьской (ООО Стройпроект, г. Азов, ген. директор Леонов В.В.) были рассчитаны осадки основания методом послойного суммирования (расчет произведен при помощи программы ES1-OSA, разработанной на кафедре ПГС; авторы программы: доц, к.т.н. Евтушенко С.И., проф. д.т.н. Скибин Г.М.), а затем произведен расчет осадки с учетом структурной прочности грунта.

Исходные данные

Место строительства: г. Новочеркасск

Размеры площадки: 30,2х13,01 м.

Грунтами основания проектируемого сооружения являются суглинки лессовидные бурые средней плотности, маловлажные, мощность слоя – 4,5 м и глины бурые маловлажные, мощность слоя – 6 м., пройденные разведочными выработками до глубины 11,5 м.

По результатам лабораторных исследований получены следующие характеристики физико-механических свойств грунтов:

1) природная влажность грунтов изменяется по глубине от 0,14 до 0,2;

2) по числу пластичности грунты классифицируются как суглинки. Предел текучести по глубине от 0,32 до 0,35, предел раскатывания от 0,2 до 0,25, и число пластичности от 0,16 до 0,18;

3) пористость изменяется (e = 0,768 до 0,701), уменьшаясь по глубине;

4) угол внутреннего трения φ_{11} изменяется по глубине от 25 до 29°, величина сцепления c_{11} грунтов (c_{11} = 16÷28 кПа).

Количество слоев: 2

Давление по подошве: 133,6 кПа

Глубина заложения фундамента: 1,6 м

Ширина подошвы фундамента: 2 м

Длина подошвы фундамента: 1 м

Таблица 1

Геологические условия

Слой	Мощность, м	Модуль деформации, МПа	Удельный вес, кН/м^3
1	4,5	10	17,4
2	6	12	17,8

Таблица 2

Таблица данных

Слой	Глубина, м	Осадка слоя, см	Объемный вес, кН/м^3	Доп. давление, кПа	0,2 sig быт, кПа	Быт. давление, кПа
1	1,60	0,400	17,4	133,600	6,4	32
2	2,00	0,313	17,4	116,270	7,792	38,96
3	2,40	0,210	17,4	79,186	9,184	45,92
4	2,80	0,141	17,4	52,322	10,576	52,88
5	3,20	0,098	17,4	35,699	11,968	59,84
6	3,60	0,071	17,4	25,401	13,36	66,8
7	4,00	0,053	17,4	18,795	14,752	73,76
8	4,00				16,144	80,72

Осадка фундамента: 1,29 см

Глубина сжимаемой толщи: 4,00 м

При учете структурной прочности грунта $P_{стр.} = 50$ кПа и применив формулу (2) был получен следующий результат. Дополнительные давления по подошве фундамента: $\sigma_{zp,1} = 83{,}6$ кПа, $\sigma_{zp,2} = 72{,}8$ кПа, $\sigma_{zp,3} = 49{,}6$ кПа, осадки $S_1 = 0{,}316$ мм, $S_2 = 0{,}247$ мм, $S_3 = 0{,}166$ мм. Полная суммарная осадка по методу послойного суммирования с учетом структурной прочности составила: $S = S_1 + S_2 + S_3 = 0{,}7$ см., что в 1,8 раз меньше осадки рассчитанной по нормативному методу послойного суммирования.

Использование модифицированного метода послойного суммирования позволит точнее определять осадки фундамента, решить проблему несоответствия вычисляемых и наблюдаемых значений осадок, что приведет к более рациональному проектированию оснований и фундаментов, к экономии строительных материалов и рабочего времени [2, 3].

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СП 50-101-2004. Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений. М., 2005.

2. *Осипова О.Н., Дыба В.П.* Осадки оснований фундаментов с учетом структурной прочности грунтов // Малоэтажное строительство в рамках национального проекта «Доступное и комфортное жилье гражданам России»: технологии и материалы, проблемы и перспективы развития в Волгоградской области : материалы Междунар. науч.-практ. конф., 15–16 дек. 2009 г. 1 электронный диск.

3. *Осипова О.Н., Дыба В.П.* Сравнительный анализ нормативных осадок и осадок с учетом структурной прочности // Информационные технологии в обследовании эксплуатируемых зданий и сооружений : материалы IX Междунар. науч.-практ. конф., г. Новочеркасск, 11 сент. 2009 г. Новочеркасск : ЮРГТУ : 2009. С. 92–95.

Э.Ю. Петренко, Н.В. Воробьева

ИНТЕНСИФИКАЦИИ ОПОЛЗНЕОБРАЗУЮЩИХ ФАКТОРОВ В РАЙОНАХ СУЩЕСТВУЮЩЕЙ ГОРОДСКОЙ ЗАСТРОЙКИ

Киевский национальный университет строительства и архитектуры

В работе представлен анализ наблюдения за изменениями уровня грунтовых вод, деформациями существующего здания при строительстве торгово-офисного комплекса на оползнеопасном участке в г. Киеве.

Использование свободных площадей в границах уже застроенных территорий часто встречается в строительной практике. Довольно часто в качестве таких площадок используют оползнеопасные участки в условиях плотной городской застройки. Поэтому полностью избежать проявления

тех или иных деформаций на таких участках не удается. Это связано с инженерно-геологическими условиями, изменением гидрогеологического режима при строительстве, нерациональным выбором дренажных систем, взаимным влиянием фундаментных конструкций существующих сооружений, низкой эффективностью удерживающих сооружений, последовательностью проведения строительно-монтажных работ, неправильной последовательностью освоения оползнеопасных территорий и целым рядом других факторов. Поэтому актуальным является разработка методики по инженерной защите таких территорий в условиях плотной застройки и ее использование в проектной и строительной практике [1, 2, 3]. Мониторинг оползнеопасных факторов – неотъемлемая составляющая для нормальной эксплуатации зданий и сооружений, расположенных на таких территориях. В качестве примера рассмотрим строительство торгово-офисного комплекса на оползнеопасном участке в г. Киеве (рис. 1).

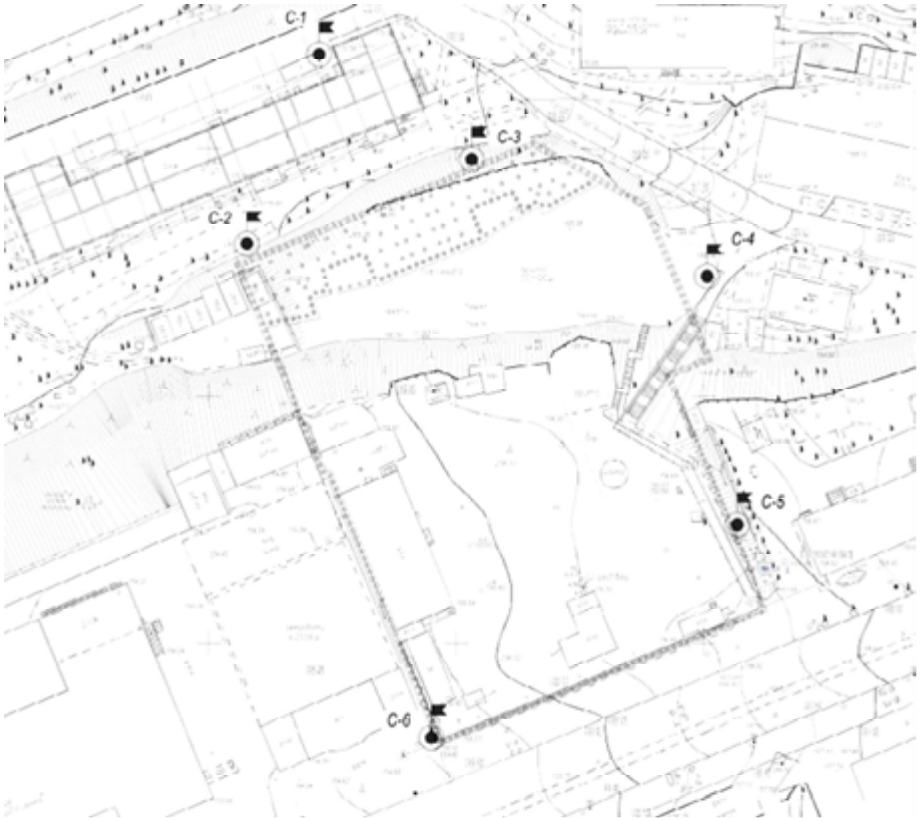


Рис. 1. Место расположения площадки и точек наблюдения за режимом грунтовых вод

Геологическое строение площадки неоднородно и сформировано эрозийной деятельностью р. Клов. Для данной площадки характерно наличие древних оползневых деформаций в верхней и нижней частях бортов Кловской балки.

Правый борт балки сложен с поверхности лёссами, которые перекрыты насыпными грунтами. Мощность лёссовой толщи 8–10 м, увеличивается местами до 15–18 м. Ниже залегают водно-ледниковые отложения, которые подстилаются бурыми и пестрыми глинами. Последние частично розмыты в тальвеговой части Кловской балки до уровня полтавских песков.

Гидрогеологические условия характеризуются двумя постоянными горизонтами подземных вод. Первый приурочен к лёссовым отложениям, второй к пескам полтавской свиты. Оба горизонта разгружаются в тальвеговой части балки. Наблюдения за уровнем первого водоносного горизонта ведется с момента начала работ по возведения подпорной стенки.

В 2007 году началось строительство многоэтажного торгово-офисного комплекса. В зоне влияния строительства находятся несколько зданий, расположенных по склону и целый комплекс коммуникаций различного назначения.

Проектируемый комплекс представляет собой два 16-этажных офисных здания и 22-этажной гостиницы, которые объединены 3-х уровневым стилобатом с подземным 3-х этажным паркингом. Особенность планового расположения этого комплекса – врезка в правый склон Кловской балки на глубину до 16,5 м.

Одно из зданий, 5-ти этажное кирпичное жилое с подвалом, наиболее пострадавшее от процессов связанных со строительством комплекса находится выше по склону на расстоянии 14 м от существующей подпорной стенки. Конструктивная схема этого здания – безкаркасное с продольными несущими стенами на фундаментах мелкого заложения. Фундаменты – бутобетонные, опирающиеся на фундаментные подушки. Глубина заложения изменяется от 2,1 до 3,8 м от дневной поверхности. Основанием служит супесь лёссовая, пылеватая, от пластичной консистенции (в зоне капиллярного поднятия воды) до твердой, просадочная (P_{sl} = 130 кПа). Наблюдение за марками этого здания начали вести за полгода до начала земляных работ. На время проведения инженерно-геологических изысканий склон находился в устойчивом состоянии. Здания, расположенные по склону, не имели видимых нарушений, связанных с проявлением оползневых деформаций.

Для обеспечения устойчивости склона была предусмотрена ограждающая стенка котлована высотой 16,5 м из буроинъекционных свай диметром 1000 мм длиной 26 м, закрепленных временными грунтовыми канатными анкерами в 4-х уровнях. Устройство свай осуществлялось по тех-

нологии фирмы «Bauer», что предусматривало использование «мокрого» процесса в лессовых грунтах. Отметим, что лессовые грунты, кроме просадочных свойств, обладают существенной фильтрационной анизотропией, плохой водоотдачей. Этот факт не был в полной мере учтен при проектировании торгово-офисного комплекса.

После устройства котлована на глубину 3,5 м в мае 2007 года произошло локальное выдавливание пластичного лессового грунта между сваями. В жилом доме (рис. 2) наблюдались деформации в виде трещин ширина раскрытия которых составляла до 7 мм (табл. 1), проявление крена здания до 121 мм.

Таблица 1

Дата	Средняя осадка по дому, мм	Скорость осадки мм/мес	Минимальная осадка, мм	Максимальная осадка, мм
За полгода до начала стр-ва	1	0,17	0	6
2007	50,1	4,18	0	207
2008	31,9	2,66	11	144
2009	18,5	1,54	3	36
2010	6,5	1,3	2	14

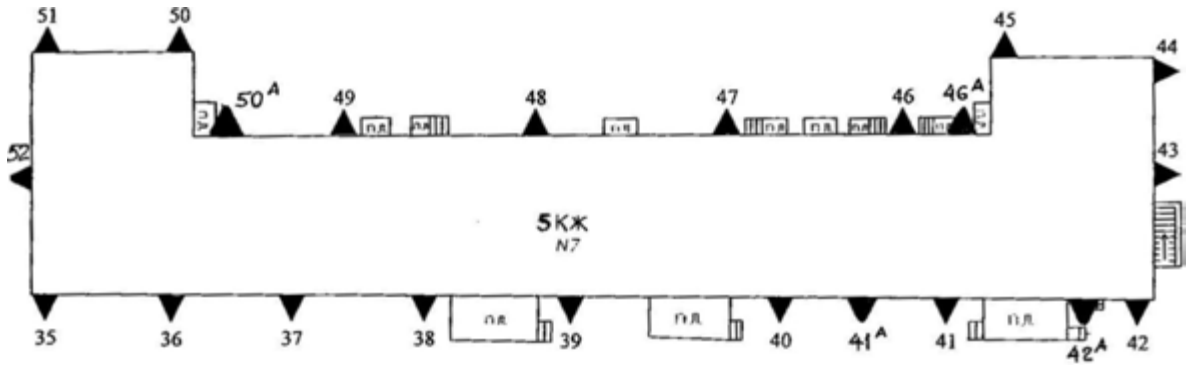


Рис. 2. Схема положения осадочных марок жилого дома

В связи с этим проект был откорректирован. Глубину котлована уменьшили с 16,5 м до 10 м, грунтовые анкера оставили в 2-х уровнях и ввели устройство подпорок из металлопроката, которые упирались в головы свай под стилобат. Это позволило стабилизировать деформации здания и снизить динамику проявления оползневых деформаций. Дальнейшее возведение стилобата позволило закрепить подпорную стенку, т.к. анкера

по указанной технологии носили временный характер. Одним из важнейших оползнеобразующих факторов в данных грунтовых условиях являются гидрогеологические условия. Проанализируем наблюдения за колебаниями уровня грунтовых вод и связанные с ними деформации склона и жилого дома (рис. 3, 4).

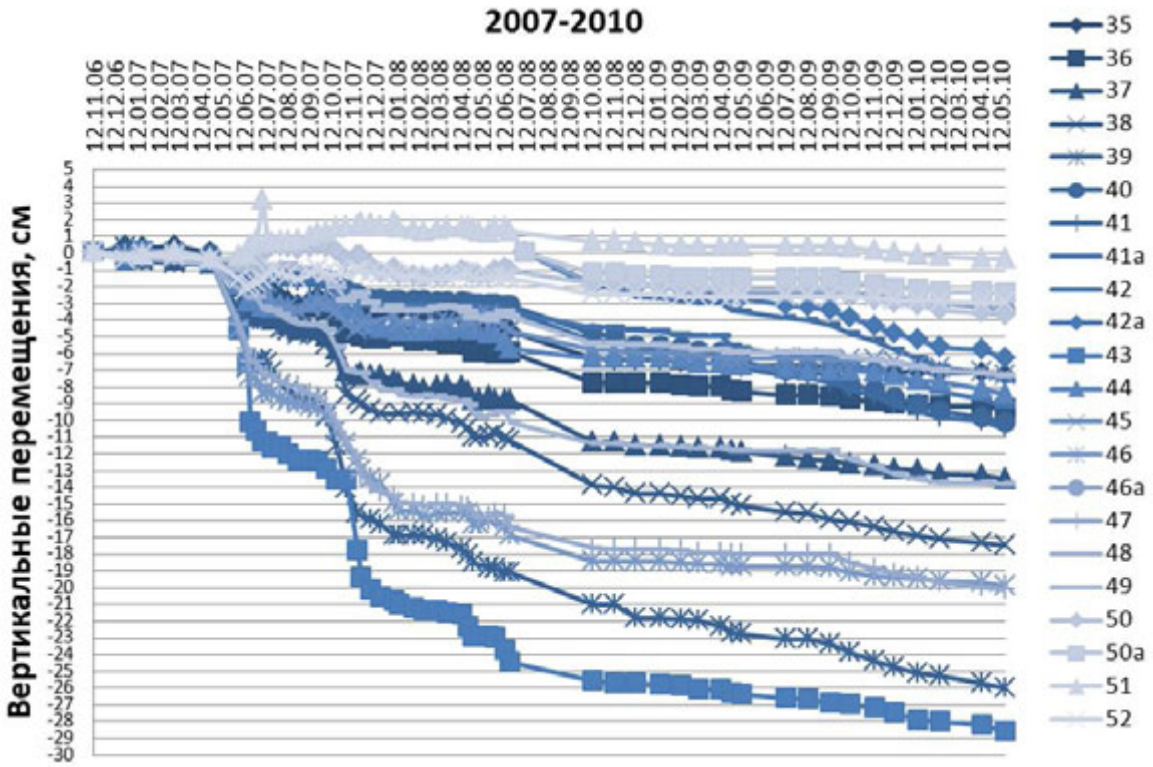


Рис. 3. Развитие во времени вертикальных перемещений осадочных марок

На графиках представлены колебания уровня грунтовых вод. Изменения уровня в наблюдательной точке 1 за жилым зданием и стенкой значительно отличаются от колебаний уровня в наблюдательных точках 2, 4, расположенных на територии где еще сохранилась естественная разгрузка водоносных горизонтов.

Постоянное поднятие уровня подземной воды («баражный эффект») говорит о формировании локальной зоны со значительным влиянием гидродинамического давления. Учитывая, что это давление может составлять более 25% в общей системе сил, действующих на склоне, состояние подпорной стенки и деформации жилого дома необходимо постоянно контролировать. Этот процесс (мониторинг) должен осуществляться до закрепления основания жилого 5-ти этажного здания сваями, проект которого разрабатывается. При этом необходимы и многие другие условия даль-

нейшей нормальной эксплуатации 5-этажного здания и торгово-офисного комплекса – это устройство дренажа, организация отвода поверхностных вод, устранение возможных техногенных утечек воды из подземных коммуникаций.

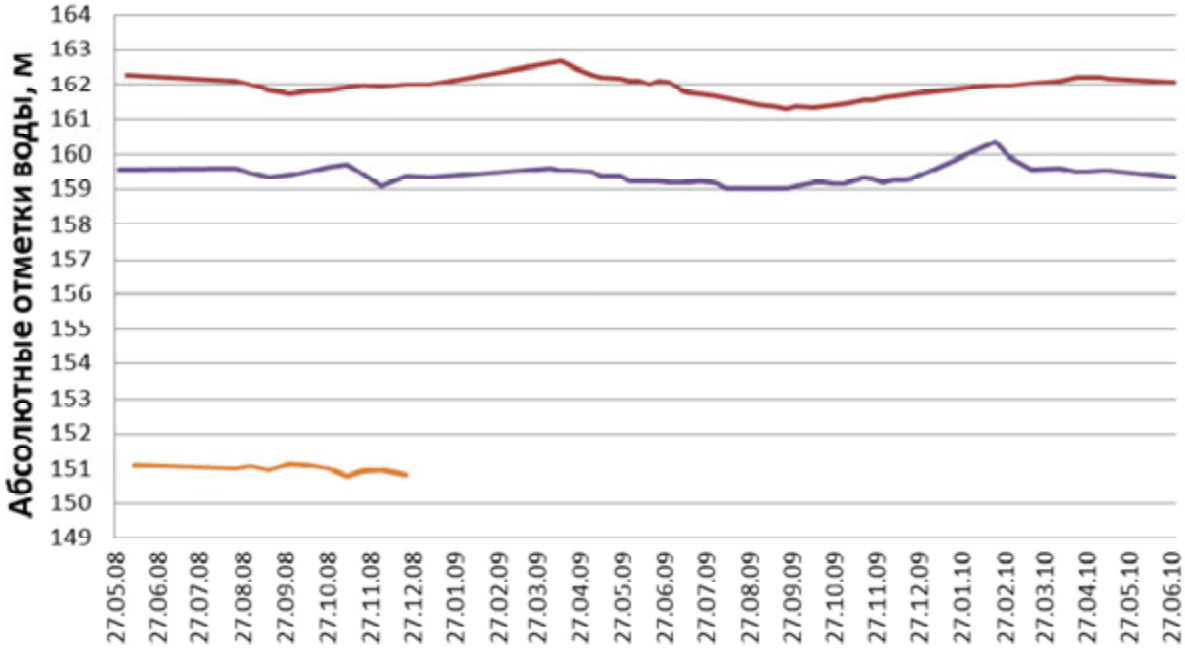


Рис. 4. Графики колебаний грунтовых вод,
соответственно, по скважинам 2, 4, 6

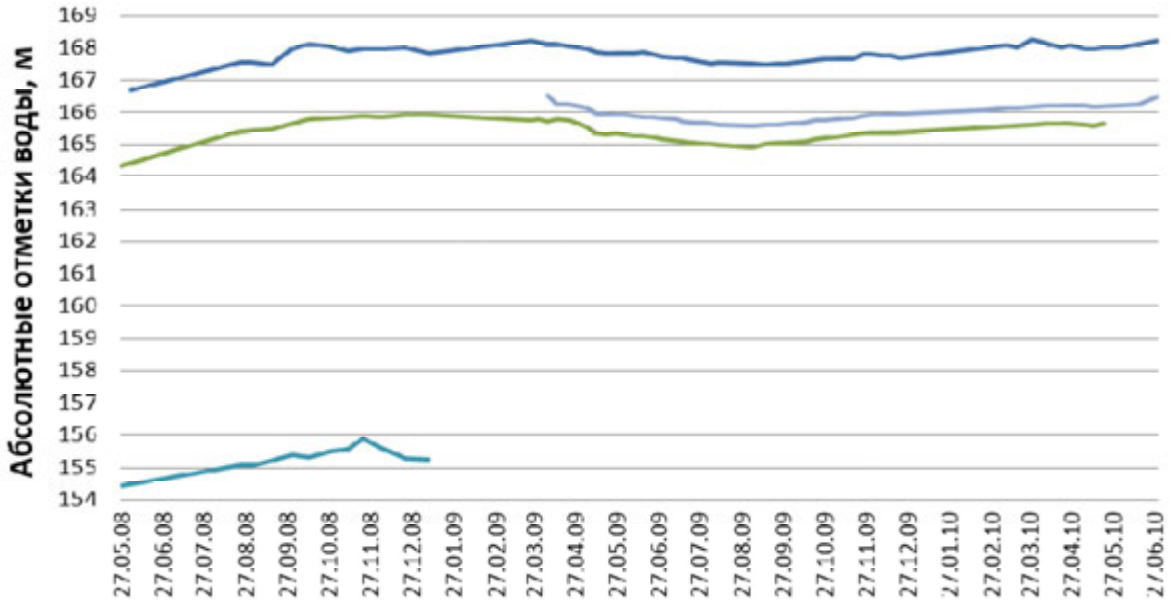


Рис. 5. Графики колебаний грунтовых вод,
соответственно, по скважинам 1, 3, 5

Таким образом, проведение мониторинга позволило оценить колебания уровня грунтовых вод и связанные с этим процессом динамику изменения просадочных деформаций в основании жилого дома. Для адекватной оценки поведения системы «основание-склон-здание», как составную часть мониторинга, необходимо также решать задачу изменения напряженно-деформированного состояния этой системы на всех этапах нагружения. Решение такого класса задач осуществляется в рамках программного комплекс «Sater soil» с учетом упруго-пластических свойств грунта на базе метода 270онечних элементов. Такой комплексный подход позволит избежать дальнейших ошибок при строительстве торгово-офисного комплекса и даст возможность прогнозировать поведение существующего жилого дома в будущем.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. ДБН.В.1.1-3-97. Інженерний захист територій будинків і споруд від зсувів та обвалів. Основні положення.

2. ДБН В.1.2-12:2008. Будівництво в умовах ущільненої забудови. Вимоги безпеки.

3. ДБН В.1.2-5:2007. СНББ. Науково-технічний супровід будівельних об’єктів.

Г.П. Постоев

ОЦЕНКА ПРЕДЕЛЬНОГО СОСТОЯНИЯ ОПОЛЗНЕОПАСНЫХ МАССИВОВ (НОВЫЕ ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ РЕШЕНИЯ)

Учреждение Российской академии наук Институт геоэкологии им. Е.М. Сергеева РАН

Предложены теоретические решения по оценке предельного состояния оползнеопасных грунтовых массивов. Рассмотрен вывод основных уравнений, произведено сопоставление результатов теоретических расчетов с фактическими данными для случаев предельного состояния оползневых склонов.

Введение. Существующие расчетные методы оценки устойчивости склонов в основном базируются на совместном анализе сдвигающих и удерживающих сил при рассмотрении состояния оползневого или потенциально оползневого тела [1]. Однако при этом рассматривается запредельное состояние массива (с образованием макротрещины – поверхности скольжения), в значительной степени, отличающиеся от исходного, и предусматривается схематизация расчетной модели в соответствии с типом ожидаемого развития оползневого процесса.

В данной статье предлагаются новые теоретические решения к оценке предельного состояния коренного оползнеопасного массива применительно к исходным напряженному состоянию и свойствам грунтов.

Основные исходные положения теоретических решений. В условиях естественного залегания грунтовый массив находится в объемном напряженном состоянии по схеме сжатия. От действия вертикальной нагрузки на соответствующем горизонте массива возникают наибольшие главные напряжения σ_1 и горизонтальные напряжения $\sigma_2=\sigma_3$, которые при $\sigma_1>\sigma_{str}$ в соответствии с критерием Мора могут быть определены по формуле:

$$\sigma_2 = \sigma_3 = (\sigma_1 - \sigma_{str}) \cdot tg^2(45 - \varphi/2) \qquad (1)$$

где σ_{str} – структурная прочность грунта исследуемого горизонта, численно равная прочности грунта при одноосном сжатии или определяемая по выражению:

$$\sigma_{str} = 2c \cdot tg(45 + \varphi/2), \qquad (2)$$

ф – угол внутреннего трения грунта, *c* – сцепление.

При вертикальном давлении, превышающем структурную прочность, грунт ведет себя как пластическое тело, определяя линейную зависимость между вертикальным давлением ($\sigma_1 - \sigma_{str}$) и горизонтальными напряжениями (распором), в соответствии с [2].

Разрушение грунта и прогрессирующее его деформирование происходит только при $\sigma_1 > \sigma_{str}$.

Любое силовое возмущение в массиве имеет локальный характер с ограниченной зоной воздействия на исходный грунтовый массив.

При этом в пограничной зоне силового возмущения на рассматриваемом горизонте возникает взаимодействие горизонтального давления σ_{3a} (распор), ориентированного в направлении силового возмущения (под действием наибольшего вертикального давления σ_{1a}) и мобилизованного пассивного горизонтального давления σ_{3p} (отпора).

Критерий предельного состояния грунта на границе зоны силового возмущения в массиве. Из уравнения предельного состояния грунта по Мору в главных напряжениях для случая плоской задачи:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2c \cdot ctg\varphi} \qquad (3)$$

определяются условия предельного состояния в активной (где формируется наименьшее главное напряжение – активное горизонтальное давление – напор) и пассивной (где образуется мобилизованное наибольшее пассивное горизонтальное давление – отпор) зонах массива на рассматриваемом горизонте

$$\frac{\sigma_{3a}}{\sigma_{1a}-\sigma_{str}}=tg^2(45-\varphi/2), \tag{4}$$

$$\frac{\sigma_{1p}}{\sigma_{3p}-\sigma_{str}}=tg^2(45-\varphi/2), \tag{5}$$

где σ_1 и σ_3 – наибольшее и наименьшее главные напряжения; с и ф - сцепление и угол внутреннего трения грунта; σ_{1a} и σ_{3a} – вертикальное наибольшее и горизонтальное наименьшее главные напряжения в активной зоне массива; σ_{str} – структурная прочность на сжатие грунта рассматриваемого горизонта массива; σ_{1p} и σ_{3p} – вертикальное и горизонтальное главные напряжения в пассивной зоне массива на рассматриваемом горизонте в зоне силового возмущения.

Предельное состояние в области силового возмущения достигается, когда удовлетворяются условия (4) и (5), а также критерий

$$\sigma_{3a}=\sigma_{3p}-\sigma_{str}. \tag{6}$$

Из условий (4), (5) и (6) можно получить принципиальное уравнение предельного равновесия на рассматриваемом горизонте массива в области силового возмущения (плоская задача) [2].

$$\sigma_{1a}-\sigma_{str}=\frac{1}{\lambda^2}\sigma_{1p}, \tag{7}$$

где $\lambda = tg^2(45 – ф/2)$.

Таким образом, условие (7) определяет, что предельное состояние в массиве достигается, когда оно реализуется в потенциально деформирующемся горизонте по границе зоны силового возмущения.

О механизме формирования оползневых подвижек. Исходя из определения оползня как процесса, нередко исследуют только этап сдвижения, перемещения одной части массива относительно другой. Но в большинстве типов оползней формирование подвижек происходит по схеме сжатия.

Грунты в оползнеопасном коренном массиве, примыкающем к оползневому склону, находятся в условиях гравитационного сжатия (рис. 1).

На горизонте массива, где бытовое давление превышает прочность структурного каркаса грунта (структурную прочность σ_{str}), возникает активное горизонтальное боковое давление σ_{3a} (распор или напор). В оползневом склоне под действием пригрузки на этот горизонт от веса оползневых масс, образуется пассивное горизонтальное давление σ_{3p} (отпор). По мере развития деформаций оползневого склона уменьшается пригрузка σ_{1p} на потенциально деформирующийся горизонт коренного массива со стороны склона и соответственно значение пассивного горизонтального давления (отпора), вызывая процесс «раздавливания» грунта горизонта и оседания прибровочной части коренного массива, который в конечном итоге завершается отделением и перемещением нового оползневого блока с разрушительными деформациями всего оползневого склона.

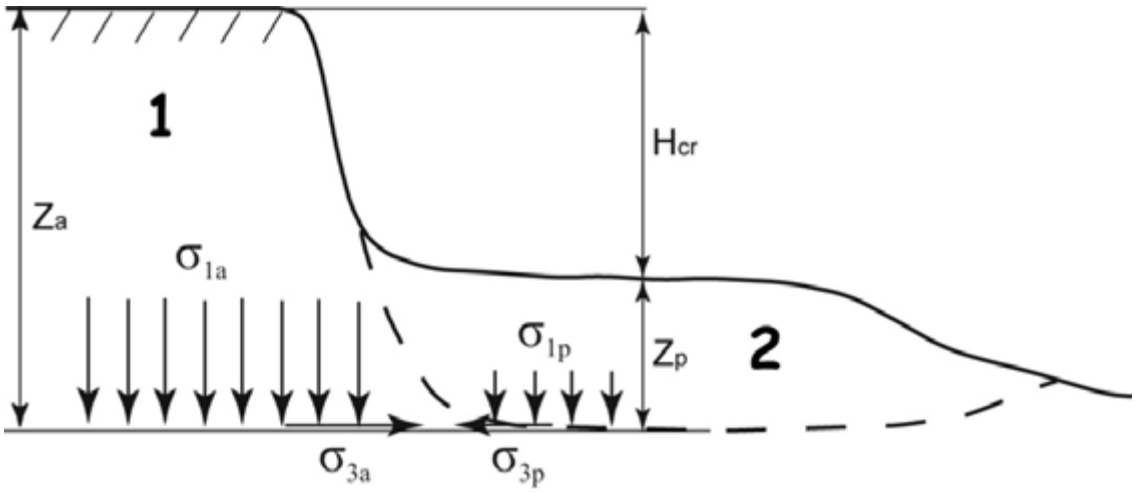


Рис. 1. Схема к анализу формирования предельного состояния в оползнеопасном коренном массиве вблизи контакта с оползневым склоном: 1 – коренной массив (активная зона); 2 – тело оползня (пассивная зона).

Вывод основного уравнения предельного равновесия. Исходные условия:

– силовое возмущение в массиве всегда носит локальный характер и в предельном состоянии на горизонте массива, залегающем на глубине Z_a, возникает криволинейная граница между зонами (а) и (р) радиусом R, вогнутой стороной в сторону источника силового возмущения (например, в сторону оползневого склона при изменении исходного напряженного состояния в коренном массиве вследствие подвижек оползневого массива);

– до возникновения силового возмущения в массиве: в зоне (а) на глубине Z_a:

$$\sigma_{1a} = \gamma Z_a\,,\ \sigma_{2a} = \sigma_{3a} = m(\sigma_{1a} - \sigma_{str}); \tag{8}$$

в пассивной зоне (р) также (рис. 3):

$$\sigma_{2p} = (\sigma_{3p} - \sigma_{str}) = m\sigma_{1p}\,, \tag{9}$$

где m – коэффициент бокового давления грунта на рассматриваемом горизонте.

При возникновении силового возмущения, например, в зоне (р), т.е. путем снижения вертикального (бытового) давления грунта на исследуемый горизонт, точку горизонта массива можно представить как отрезок дуги dS, отсекаемый радиусами R (расстояние до центра силового возмущения) с центральным углом $d\alpha$.

Сумма проекций сил на радиус в зоне (а), проходящий через середину дуги dS определится

$$\sigma_{3a\alpha} \cdot dS - 2\sigma_{2a} \cdot \sin\frac{d\alpha}{2} \cdot dS\,. \tag{10}$$

Принимая $\sin\frac{d\alpha}{2} = \frac{d\alpha}{2}$, $dS = d\alpha \cdot R$, $\sigma_{3a\alpha} = \sigma_{3a} \cdot \sin\alpha$, в соответствии с (8) уравнение (10) запишется

$$m(\sigma_{1a} - \sigma_{str})(1 - \frac{dS}{R})dS \cdot \sin\alpha\,. \tag{11}$$

Для зоны (р) дуга dS обращена вогнутой стороной и выражение (11) для этой зоны запишется:

$$m\sigma_{1p}(1 + \frac{dS}{R})dS\,. \tag{12}$$

Т.е. при возникновении области силового возмущения в массиве по криволинейной границе между зонами (а) и (р) на исследуемом горизонте массива с выпуклой стороны кривой (в данном случае в зоне «а») влияние среднего главного напряжения σ_{2a} выражается в уменьшении σ_{3a} (появляются наименьшие главные напряжения), а с вогнутой стороны (в зоне «р») – в увеличении радиальных напряжений (появляются мобилизованные наибольшие горизонтальные напряжения).

Следует иметь ввиду, что горизонтальные напряжения σ_{3a} в зоне (а) ориентированы нормально к фронту области силового возмущения (рис. 2). Анализ напряженного состояния массива на глубинах, где $\sigma_{1a} > \sigma_{str}$, производится послойно с выявлением условий предельного состояния массива для каждого рассматриваемого горизонта и определением потенциально деформируемого слоя оползнеопасного массива. На рис. 2 представлена расчетная схема для горизонта массива на глубине Z_a, т.е. $\sigma_{1a} = \gamma \cdot Z_a$ (где γ – средний удельный вес грунтов, залегающих над рассматриваемым горизонтом).

Расположив начало координат в вершине границы между зонами (а) и (р) – точка О, рассмотрим условия, при которых будет иметь место равновесие сил по указанной криволинейной границе.

Для произвольного участка границы между углами α и π – α рассмотрим условия равновесия ΣY = 0. Для зоны (а) $\sum Y_{a\alpha}$ запишется:

$$\int_{\frac{\pi}{2}-\alpha}^{\pi-\alpha} m(\sigma_{1a} - \sigma_{str})(1 - \frac{dS}{R})dS \cdot \sin\alpha .$$

Подставляя $dx_\alpha = dS \cdot \sin\alpha$, получим

$$\int_{\frac{\pi}{2}-\alpha}^{\pi-\alpha} m(\sigma_{1a} - \sigma_{str})(1 - \frac{dS}{R})dx . \qquad (13)$$

Известно, что $x_\alpha = R(1 - \cos\alpha)$, но при $\frac{\pi}{2} - \alpha$ $x_1 = R(1 - \sin\alpha)$, при $\pi - \alpha$ $x_2 = R(1 + \cos\alpha)$, следовательно

$$\int_{x_1}^{x_2} m(\sigma_{1a} - \sigma_{str})(1 - \frac{dS}{R})dx = m \cdot R(\sigma_{1a} - \sigma_{str})(1 - \frac{dS}{R})(\sin\alpha + \cos\alpha). \qquad (14)$$

Для зоны (р):

$\sum Y_{p\alpha}$ запишется как равнодействующая сил действующих на дугу, отсекаемую радиусами от угла $\frac{\pi}{2} - \alpha$ до $\pi - \alpha$, где $dS = d\alpha \cdot R$.

$$\int_{\frac{\pi}{2}-\alpha}^{\pi-\alpha} m\sigma_{1p}(1 + \frac{dS}{R})d\alpha \cdot R = mR\frac{\pi}{2}\sigma_{1p}(1 + \frac{dS}{R}) \qquad (15)$$

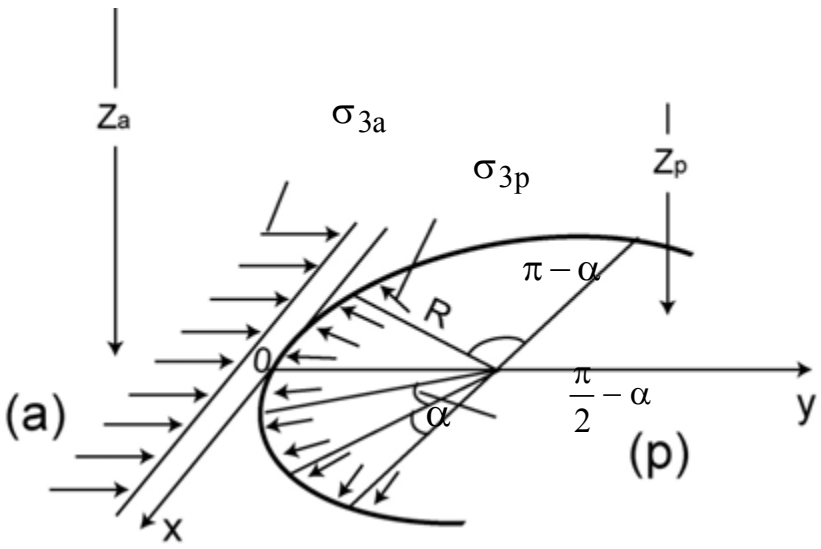


Рис. 2. Расчетная схема к выводу уравнения предельного состояния грунтового массива на горизонте глубиной Z_a

Уравнение равновесия $\sum Y_{a\alpha} = \sum Y_{p\alpha}$, откуда подставляя (14) и (15), получаем:

$$\sigma_{1a} - \sigma_{str} = \frac{\pi}{2}\sigma_{1p}\frac{1+\frac{dS}{R}}{(1-\frac{dS}{R})(\sin\alpha+\cos\alpha)}. \qquad (16)$$

Уравнение (16) является общим, определяя условия формирования предельного состояния в грунтовом массиве, на горизонте, где вертикальные напряжения σ_{1a} превышают структурную прочность σ_{str} грунта этого горизонта, а в области силового возмущения радиусом R действуют вертикальные напряжения σ_{1p}.

Рассматривая участок оползнеопасного массива по оси цирка (α = 90°) и принимая dS = 1, имеем

$$\sigma_{1a} - \sigma_{str} = \frac{\pi}{2}\cdot\sigma_{1p}\frac{1+\frac{1}{R}}{1-\frac{1}{R}}. \qquad (17)$$

Для случая плоской задачи ($R \to \infty$):

$$\sigma_{1a} - \sigma_{str} = \frac{\pi}{2}\cdot\sigma_{1p}. \qquad (18)$$

Сделан анализ 20-ти случаев предельного равновесия оползневых склонов (перед разрушительной активизацией), взятые из работы [3] с некоторым дополнением из опыта работ ИГЭ РАН по г. Москве и по опубликованным данным в трудах И.П. Иванова, И.П. Печеркина, И.О. Тихвинского, Г.И. Тер-Степаняна, Б. Каменова.

На рис. 3 приведен график функции (см. рис. 1)

$$Z_a - \frac{\sigma_{str}}{\gamma} = f(Z_a - H_{cr}).$$

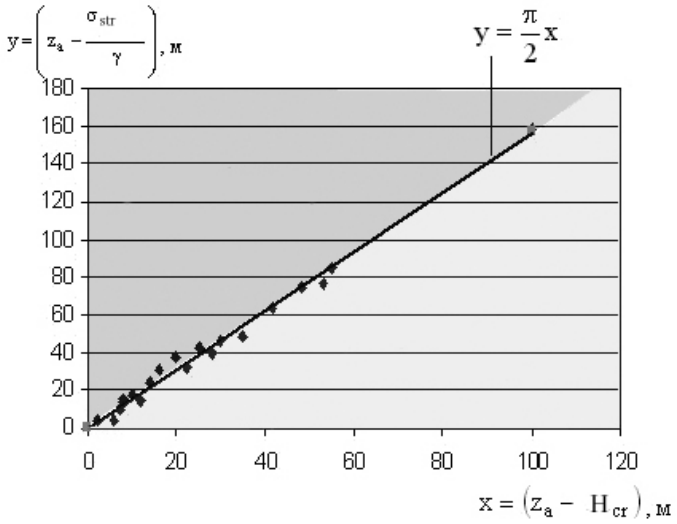


Рис. 3. График зависимости приведенной глубины до поверхности скольжения ($y = Z_a - \sigma_{str}/\gamma$) от мощности (толщины) оползневого тела для фактических случаев предельного состояния оползневых склонов (перед катастрофической подвижкой) с развитием глубоких блоковых оползней

Эмпирические точки, отображающие случаи предельного равновесия оползневых склонов с деформированием грунтов различной прочности (от слабых илистых суглинков, Новочебоксарск, до весьма прочных сарматских известковистых глин, σ_{str} = 1000 кПа, Балчик, Болгария), с малым разбросом ложатся на линию, проходящую через начало координат. При этом функциональная связь между исследуемыми аргументами достаточно хорошо подтверждает предложенные теоретические решения при условиях, близких для случая плоской задачи, т.е. уравнение (18).

Выводы

Предложенные решения по оценке предельного состояния грунтовых массивов на оползнеопасных участках хорошо подтверждаются данными исследований конкретных случаев проявления катастрофических подви-

жек крупных оползней в различных геологических условиях, что позволяет использовать полученные зависимости для определения оползневой опасности по сопоставлению фактического состояния оползнеопасных участков с предельным в целях предупреждения опасной активизации оползневого процесса.

Работа выполнена при финансовой поддержке РФФИ (грант 090500201).

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Богомолов А.Н*. Методы оценки устойчивости откосов и склонов, оползневого давления, противооползневые мероприятия // Труды юбилейной конференции, посвященной 50-ти летию РОМГГиФ. Российская геотехника – шаг в 21 век. М.: РОМГГиФ. 2007. С. 3–12.

2. *Постоев Г.П.* Закономерности гравитационного деформирования грунтовых массивов. Геоэкология, 2009. №6. С. 534–543.

3. *Постоев Г.П.* 2001. Глубокие блоковые оползни на урбанизированных территориях // М-лы Междунар. симпозиума «Инженерно-геологические проблемы урбанизированных территорий. Екатеринбург: Изд-во «Аква-ПРЕСС». Том 1. С. 335–342.

Е.П. Тимофеенко, Л.И. Кортиев, В.Х. Кесаонов

НЕКОТОРЫЕ ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ОБОБЩЕНИЯ ПО ВЕКТОРНОМУ МОДЕЛИРОВАНИЮ ПОВЕРХНОСТЕЙ ТОПОГРАФИЧЕСКОГО ПОРЯДКА, СКЛОННЫХ К ОПОЛЗНЕВЫМ ЯВЛЕНИЯМ ДЛЯ УПРАВЛЕНИЯ ЭКОЛОГИЧЕСКИМ РИСКОМ

Северо-Кавказский горно-металлургический институт
(Государственный технологический университет),
ГУП «Проектная контора Севосетинавтодора»

Как известно, основной трассирования транспортных артерий служит топографический план местности, на котором рельеф отображается линиями, соединяющими точки с одинаковыми высотами. Эта система является поверхностью топографического порядка и была исследована в 1932 году проф. Соболевским П.К. Очевидно, что математическое дифференцирование поверхности приводит к построению вертикального поля, что надо считать основной теоретической предпосылкой задачи построения вертикальных полей склонов, предрасположенных к оползневым явлениям.

Теоретическая часть. Пусть в области Ѳ поверхности топографического порядка $h_i(x_i, y_i)$ определены численные значения высотных отметок по равномерной сети. Отметки точек h_i в этом случае могут быть взяты непосредственно по топографическому плану (карте). Представленная матрица будет являться цифровой моделью местности, но эта модель недостаточно информативна для решения некоторых специальных задач при трассировании и строительстве транспортных артерий.

Разобьем поле $h_i(x_i, y_i)$ на прямоугольные треугольники с вершинами в точках отметок. Будем считать исследуемое поле в пределах каждого треугольника линейной функцией от координат x, y (оси координат параллельны сети наблюдений) (рис. 1).

Простирание горизонталей в пределах каждого треугольника можно найти из соотношения

$$\gamma = arctg\frac{\Delta y}{\Delta x},$$

где Δx, Δy – разности функций на катетах сторон треугольника.

Относительное число изолиний, которые попадут в пределы треугольника, или «вес» треугольника, определится величиной $q = \sqrt{\Delta x^2 + \Delta y^2}$ (средним градиентом поля *grad* Δd в пределах треугольника). Определив γ и q, просуммируем по каждому из интервалов γ. Полученные суммы $(\sum q)_\gamma$, отложенные по соответствующим азимутам γ, образуют искомую розу-диаграмму, которая графически будет отражать анизотропию рассматриваемого поля в части его высотных отметок. Если сгладить розу-диаграмму, т.е. посчитать $\sum q/\gamma$ в пределах укрупненного интервала и определить отношение h из выражения

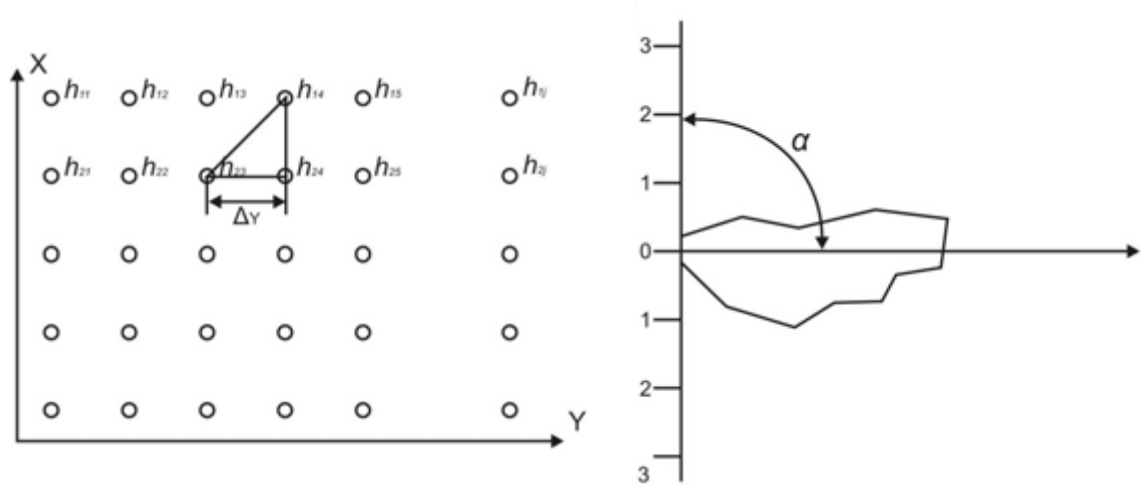
$$h = \frac{(\sum g)\gamma}{(\sum g)\gamma + 90}.$$

То максимальное значение h можно принять за численную характеристику анизотропии, коэффициент анизотропии, а соответствующее ему значение можно считать преобладающим направлением с максимальной изменчивостью высотных отметок.

Рассчитаем по наиболее анизотропному направлению поля $h_i(x_i, y_i)$ значения нормированной корреляционной функции (довольно известная величина, характеризующая достоверный интервал стохастической связи),

и определим следующий радиус автокорреляции $\bar{r}_A$. В пределах этого радиуса изменение высотных отметок можно считать линейными.

Проведем над полем следующие геометрические преобразования: от границ поля в крест простирания наметим *j* маркирующих профилей, отстоящих один от другого на величину $\bar{r}_A$;



а) *б)*

Рис. 1. К построению векторного поля:
а – цифровая модель; *б* – роза-диаграмма

По каждому *j*-му профилю построим вертикальные профили и наметим на них точки перегибов. Соединим последовательно точки с максимальными и, затем, минимальными значениями.

В результате таких преобразований скалярное поле $h_i(x_i, y_i)$ можно представить в виде совокупности сопряженных изометрических четырехугольников d_k, показанных на рис. 2. Каждый четырехугольник включает n точек.

Аппроксимируем четырехугольник плоскостью

$$h = f(x, y) = a_1 x + a_2 y + a_3,$$

где $h = f(x_i, y_i)$ – линейная функция координат. Определим a_1, a_2, по методу наименьших квадратов

$$a_1 = \frac{\sum x^2 \sum xh - \sum xy \sum yh}{\sum x^2 \sum y^2 - (\sum xy)^2},\ a_2 = \frac{\sum x^2 \sum xy - \sum xy \sum xh}{\sum x^2 \sum y^2 - (\sum xy)^2}.$$

Здесь индексы у переменных опущены для удобства записи, суммирование ведется по всем *i* области d_k.

Элементы залегания каждой плоскости, аппроксимирующей d_k, определяются из выражений

$$\alpha_к = arctg\left(\frac{-a_z}{a_1}\right),\ \delta_к = \arccos\frac{1}{\sqrt{a_1^2 + a_2^2 + 1}},$$

где $\alpha_к$ – азимут простирания; $\delta_к$ – угол падения.

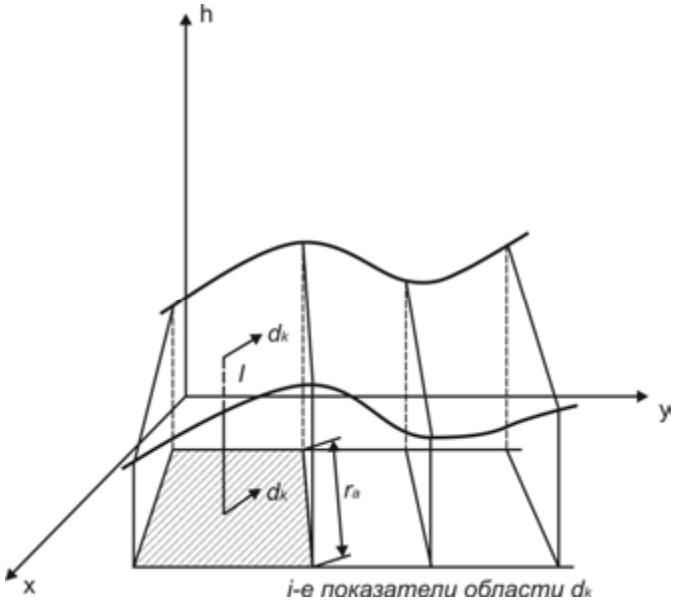


Рис. 2. Схема к построению векторного поля

Очевидно, tg(δ_k) является градиентом области $d_к$.

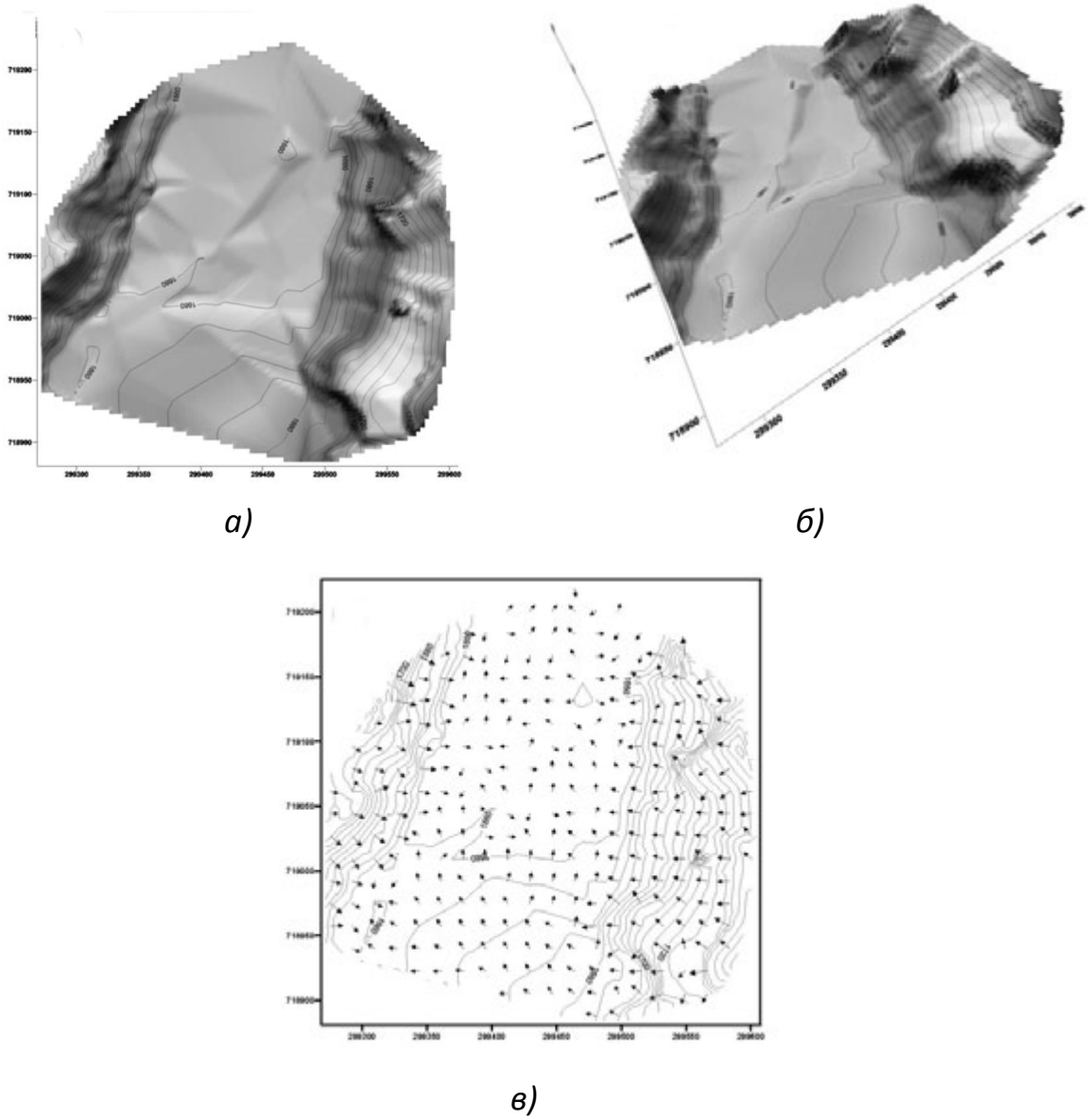
По значениям $x_к$, $y_к$, $\alpha_к$, $h_к$, $\delta_к$ можно построить векторное поле.

Реализация предложенных решений была осуществлена с использованием специальной программы «Surfer 8», в процессе реализации был сформирован в Excel 2003 файл численных значений, который можно рассматривать как цифровую модель местности.

На рис. 3, *а*, *б* показан план топографической поверхности в горизонталях. План дает общее представление о склонах и их геоморфологии (отметки условные). Поверхность сложная и выяснить по исходным данным общий и локальный характер изменения склонного рельефа довольно трудно. Для решения этой сложной задачи требуются значительные графические построения.

После формирования в отдельном файле цифровой модели и обработки по специальной программе было построено векторное отображение, показанное на рис. 3, *в*. По векторному полю можно определить в каждой точке его фазового пространства скорость изменения рельефа, диф-

ференцировать эти участки, наметить отрезки дороги, где оползневой процесс может развиться с максимальной (минимальной) скоростью, что позволяет прогнозировать поведение оползневого массива во времени и пространстве. Прогнозирование поведения оползневого массива – один из главных моментов при выборе варианта прокладки транспортной артерии. Проблема прогнозирования процесса оползневой активизации массивов на склонах имеет немаловажное значение и в управлении экологическим риском, поскольку в результате профилактических мероприятия можно избежать катастрофического развития явления.



а) *б)*

в)

Рис. 3. Построение векторного поля
откосов при дорожном строительстве на склонах:
а – план откосов; *б* – трехмерная поверхность откосов;
в – векторное поле откосов

После накладки проектной трассы на векторное поле представляется возможным с иных позиций решать вопросы управления массивом, проектировать защитные сооружения (очевидно, они должны быть нормально к некоторому среднему простиранию вектора).

Выводы

1. Теоретические обобщения по векторному моделированию поверхностей, склонных к процессам явлений, способствуют прогнозу устойчивости массивов на склонах.

2. По векторному полю можно определить скорости изменения рельефа и оползневого смещения, что дает возможность прогнозировать оползневой процесс во времени и пространстве.

3. Теоретическое обобщение способствует определению эффективного метода пересечения оползневого участка автомобильной дороги.

В.Г. Тишин

ОЦЕНКА ОПАСНОСТЕЙ И РАЗРАБОТКА МЕРОПРИЯТИЙ ПО ИСКЛЮЧЕНИЮ АВАРИЙ НА ОПОЛЗНЕВОЙ ТЕРРИТОРИИ Г. УЛЬЯНОВСКА

ООО Научно-исследовательский проектно-производственный институт «УльяновскСтройПроект»

На территории оползневого склона в городе Ульяновске сохраняется высокий уровень угрозы создания чрезвычайных ситуаций техноприродного характера по причине интенсивных оползневых проявлений, водной эрозии и техногенных воздействий. В последний двадцатилетний период (1990–2010 гг.) на оползневом склоне и вблизи от него отмечались значительные аварийные ситуации по этим причинам.

В настоящее время наиболее интенсивные и опасные оползневые проявления наблюдаются в районе станции 1-го подъема городского водозабора в п. Поливно, где развиты оползни № 306, № 167 и № 379 (нумерация оползней принята по городскому оползневому каталогу). В ходе обследования, проведенного в 2005 году, отмечена активизация оползня № 306. В пределах этого оползня наблюдались существенные деформации в виде оползневого уступа с перепадом 0,2...0,5 м, протяженностью 5,6 м. Наблюдения показали, что ежегодно весной и осенью в верхней части оползня возникают локальные сплывы и образуются трещины. Иногда пе-

ремещаемый оползневой массив переходит на территорию водозаборной станции. В результате этого явления произошла деформация электроподстанции, повреждены напорные водоводы и водозаборные оголовки. Существующие водозаборные оголовки, находящиеся близко к берегу, подвержены также заиливанию в результате наползания оползневых масс. Это произошло в результате оползневых смещений, произошедших по причине неконтролируемого замачивания грунтового массива, расположенного выше по склону, в результате чего была также повреждена дренажная система, что привело к смещению значительного объема грунта в сторону водозаборных оголовков. Размещение оползней на территории водозаборных устройств приведено на рис. 1.

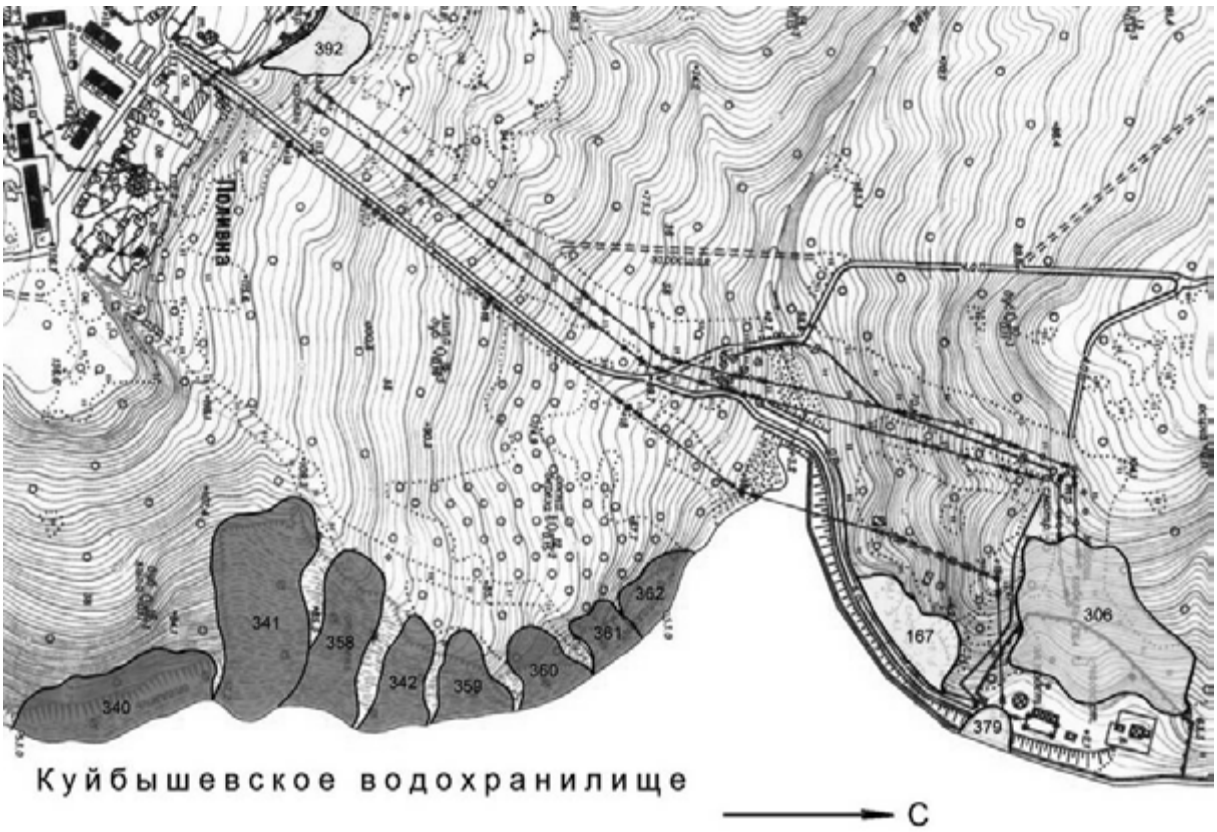


Рис. 1. Карта-схема участка водозаборных сооружений правобережной части г. Ульяновска в п. Поливна

Территория водозаборных сооружений правобережной части г. Ульяновска приурочена к прибрежному береговому откосу, сложенному современными оползневыми отложениями.

До строительства и во время эксплуатации водозаборных сооружений в пределах берегового склона наблюдается прогрессирующее развитие оползневых процессов. На этом участке зафиксированы оползни №№ 167,

306, 379 (см. рис. 1). В результате их периодической активизации, высокая интенсивность которой зафиксирована начиная с 1987 года, наблюдается нарушение целостности построенных водозаборных и очистных сооружений, деформации которых продолжаются до настоящего времени.

Сложившаяся ситуация во многом обусловлена недофинансированием мероприятий по содержанию мелиоративных защитных систем, что привело к регулярной активизации оползневых процессов вследствие не только климатических, геологических, геоморфологических, но и гидрогеологических факторов. Все это приводит к проявлению водной эрозии и, как следствие, к оползневым процессам с тяжелыми последствиями с нанесением значительного ущерба объектам экономики в составе городской инфраструктуры и, в конечном итоге, здоровью людей, употребляющих недоочищенную воду.

Учитывая аварийное состояние водозаборных сооружений, выполняющих функции водоснабжения г. Ульяновска, можно в любое время ожидать экологическую катастрофу.

Активизация оползневых процессов в районе водозаборных и водоочистных сооружений продолжается до настоящего времени. Поэтому для защиты участка берега от размыва Куйбышевским водохранилищем и локализации оползневых деформаций на склоне требуется проектирование и строительство системы новых противооползневых и берегоукрепительных сооружений.

Конструкция берегоукрепления предполагает в своем составе: упорный пояс из тетраподов, каменную призму, обратный фильтр и засыпку. Одновременно необходимо укрепить также надводный откос. Упорный пояс предполагается выполнить из тетраподов, также предлагается соорудить пояс с частичным использованием габионных конструкций. При этом проектом противооползневых мероприятий предусмотрена вертикальная планировка склона и восстановление нарушенных со временем водостоков и дренажей, а также строительство новых дренажных и удерживающих сооружений, обеспечивающих устойчивость склона.

Следующей проблемной территорией в северной части Волжского оползневого склона г. Ульяновска является участок створа от ул. Тухачевского до створа ул. Новгородской, где незаконченные строительством берегоукрепительные сооружения подвергались значительным деформациям под действием оползневых масс. Берегоукрепительные мероприятия

на этом участке ранее были выполнены из тетраподов, но закончены не были. Строительство предполагалось осуществить в две очереди.

Первая очередь берегоукрепления длиной 337 м была построена в 1963–1964 гг., которая в настоящее время практически полностью разрушена и значительно смещена от проектного положения в сторону водохранилища. Остаточный ресурс этой конструкции приближается к нулевому значению (см. рис. 2), особенно на участке воздействия оползня №54.

Рис. 2. Участок склона от ул. Тухачевского до ул. Новгородской с изображением картины смещений берегоукрепительных сооружений

Из-за недостаточного финансирования на окончание берегоукрепительных работ все существующие объекты инженерной защиты оползневого склона в пределах рассматриваемого участка вышли из строя. Оползневые массы пришли в движение в виде оползней-сплывов и сместили тетраподное берегоукрепление в сторону водохранилища, а во многих местах перетекли тетраподную стенку сверху (см. рис. 3, 4) или были раз-

рушены. Это свидетельствует о том, что недоведенные до полного завершения строительных работ конструкции берегоукрепления быстро разрушаются и выходят из строя. Этот ущерб складывается не только из материальных потерь, но и экологических утрат в виде интенсивного заиливания Куйбышевского водохранилища.

Рис. 3. Оползень-сплыв, перетекший тетраподную наброску

Рис. 4. Деформированная тетраподная наброска вдоль береговой полосы

Таким образом, устойчивость конструкций берегоукрепления оползневой территории нарушена, и выполнять свое проектное предназначение они не могут. В связи с этим устойчивость косогора также нарушена и оползневой склон, обычно весной и осенью в периоды активного увлажнения, приходит в движение. Эти оползневые подвижки вызывают допол-

нительные деформации в берегоукрепительных сооружениях и приводят к деформациям объектов городской инфраструктуры, размещенных на прибровочной территории.

Расчетами устойчивости Ульяновского оползневого склона, проведенными Ленгипротрансом, для аналогичного участка в районе железной дороги на подходе к ж/д мосту через р. Волга показано, что до устройства пригрузочного контрбанкета и системы берегоукрепительных сооружений склон находился в состоянии неустойчивого равновесия, что неоднократно приводило к деформациям автомобильной и железной дорог и угрожало возникновением крупного блокового оползня с формированием глубоких поверхностей скольжения, грозящих сползанием больших оползневых масс из-за нестабилизированного состояния базиса склона.

Стабилизация была решена путем устройства контрбанкета и системы сдерживающих берегоукрепительных и противооползневых сооружений, что обеспечило коэффициент устойчивости в пределах 1,05...1,08, что вполне достаточно для обеспечения устойчивости оползневого склона.

На рассматриваемом участке оползневой территории между улицами Тухачевского и Новгородской инженерно-геологическая ситуация значительно сложнее, т.к. здесь практически полностью отсутствуют глубинные дренирующие и поверхностные водоотводящие сооружения, а оползни представляют из себя недренированную и нестабилизированную грунтовую массу (см. рис. 5). При смещении этой оползневой массы, что при неустойчивом равновесии может произойти в любой момент, подвергнется разрушению склон и городская инфраструктура, находящееся в прибровочной полосе шириной 300...500 м.

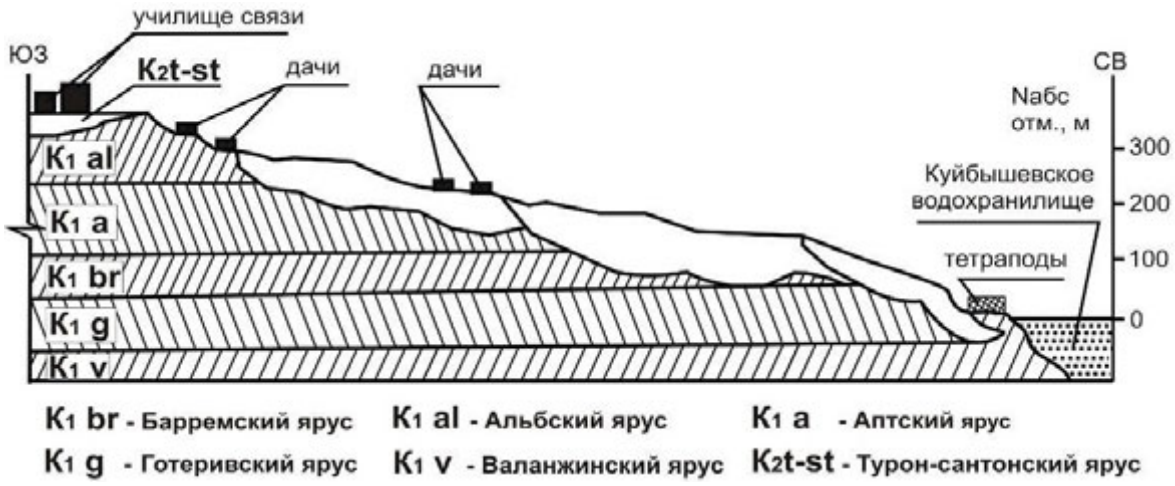


Рис. 5. Разрез оползневого склона в районе бывшего училища связи

Для обеспечения коэффициента устойчивости склона в пределах 1,05...1,08, проектом предполагается реализовать следующие конструктивные решения:

– со стороны акватории водохранилища устроить кладку из тетраподов массой 5 т, до отметки 53,00 (Балтийская система), которая будет осуществлять функцию волногашения и пригрузки;

– пазухи между лучами тетраподов засыпать крупнообломочным материалом;

– с отметки 51,00 до отметки 55,00 выполнить ступенчатую кладку из массивных бетонных блоков или габионов с высотой ступени не менее 0,7 м;

– верхнюю ступень можно ограничить парапетом;

– пространство от тетраподной наброски и кладки из блоков или габионов отделить фильтрационной завесой и заполнить крупно-скелетным песчаным материалом, который создаст дополнительную пригрузку «языка» оползня.

Вследствие того, что коэффициент устойчивости при реализации приведенных мероприятий будет равен 1,05...1,06, а нормативный коэффициент 1,15, после анализа работы сооружений первой очереди в случае продолжающихся деформаций должна быть устроена вторая ступень контрбанкета, обеспечивающая коэффициент устойчивости 1,15, что, на наш взгляд, потребуется в ближайшем будущем с целью обеспечения устойчивости оползневого склона от улицы Тухачевского до улицы Новгородской и в районе городского водозабора.

На данный момент считаем целесообразным рекомендовать выполнение работ по берегоукреплению первой очереди до отметки 53,00, предусматривая технологическую возможность для выполнения мероприятий второй очереди до отметки 55,00 в ближайшее время.

Таким образом, при проектировании мероприятий по противооползневой мелиорации и объектов берегозащиты с целью обеспечения устойчивости городской инфраструктуры, необходимо в первую очередь провести прогнозирование состояния оползневого склона в комплексе с городской инфраструктурой на всех стадиях его жизнедеятельности с учетом нормального функционирования объектов инженерной защиты и выхода их из строя.

Это прогнозирование должно быть проведено при проектировании по нескольким сценариям:

– на стадии неоконченного строительства;

– на начало эксплуатации (период приработки);

– на стадии нормальной эксплуатации;

– при наличии мелиоративных мероприятий в составе объектов инженерной защиты;

– без применения мелиоративных мероприятий;

– на стадии выхода объектов инженерной защиты из эксплуатации, а также на случай ремонта и реконструкции.

Проектирование этой техноприродной системы с учетом надежности её на всех этапах жизнедеятельности позволит, в конечном итоге, значительно снизить уровень экономического риска на объектах экономики, построенных в сложных геоэкологических условиях.

СЕКЦИЯ №3
«ОБЕСПЕЧЕНИЕ УСТОЙЧИВОСТИ СКЛОНОВ И ПРЕДОТВРАЩЕНИЕ БЫСТРЫХ ДВИЖЕНИЙ ГРУНТОВЫХ МАСС В УСЛОВИЯХ ГОРОДСКОЙ ЗАСТРОЙКИ»

ТЕМАТИКА:

- Методы расчета кратковременной и длительной устойчивости склонов;
- Инженерные мероприятия, обеспечивающие устойчивость откосов и склонов;
- Использование геосинтетических материалов для повышения степени устойчивости грунтовых массивов;
- Реологические аспекты проблемы.

А.Н. Богомолов, М.М. Степанов, О.А. Богомолова, С.И. Шиян

К ВОПРОСУ ОБ ОПРЕДЕЛЕНИИ УГЛА ОРИЕНТАЦИИ ПЛОЩАДКИ НАИБОЛЕЕ ВЕРОЯТНОГО СДВИГА В ТОЧКЕ ГРУНТОВОГО МАССИВА

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

В статье рассматриваются некоторые подходы к определению угла ориентации наиболее вероятной площадки сдвига в точке грунтового массива. Делается вывод о необходимости проведения этой операции на основе анализа напряженно-деформированного состояния грунта.

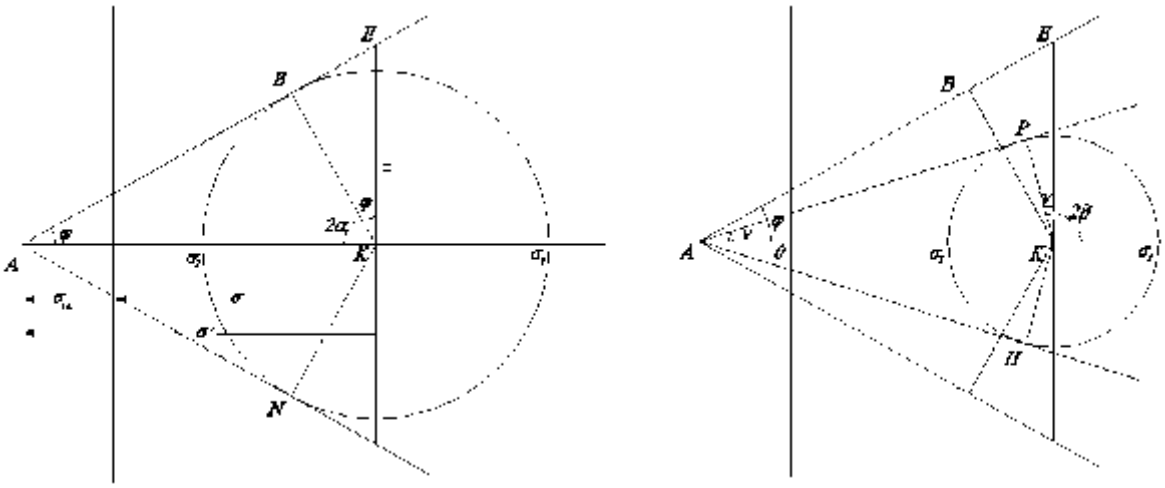
При решении задачи об устойчивости грунтового массива (откоса, склона или основания инженерного сооружения) в плоской постановке возникает необходимость построения наиболее опасной (синонимы: наиболее вероятной, экстремальной) линии скольжения или выпора (следа поверхности скольжения или выпора) грунта. Чтобы провести это построение следует знать величину угла наклона $\alpha_{экст}$ наиболее вероятной площадки сдвига в каждой точке грунтового массива. Под наиболее вероятной площадкой сдвига подразумевается одна из множества возможных площадок сдвига, построенных в рассматриваемой точке, величина рас-

четного коэффициента запаса устойчивости по которой $K_t = K_{min}$. Если $K_{min} > 1$, то точка находится в допредельном состоянии, если $K_{min} = 1$, то в предельном.

Существуют методы расчета, основанные, например, на гипотезе о круглоциллиндрической форме линии разрушения, когда положение и форма последней задаются заранее известными, и нет необходимости отыскания углов $\alpha_{экст}$. В этом случае наиболее вероятная линия разрушения определяется подбором, как линия, для которой расчетная величина коэффициента запаса устойчивости $K = K_{min}$.

С другой стороны, существуют методы расчета устойчивости грунтовых массивов, когда положение и форма наиболее вероятной линии разрушения отыскиваются на основе анализа напряженного состояния грунтового массива или вариационными методами в зависимости от численных значений физико-механических свойств грунтов [1–4].

Существует несколько подходов к решению задачи об определении угла ориентации площадки наиболее вероятного сдвига. Рассмотрим некоторые из них.



а) *б)*

Рис. 1. Круги Мора для предельного (*а*) и допредельного (*б*) состояния в точке грунтового массива

Нормальное σ_n и касательное τ_n напряжения, действующие в направлениях главных осей, могут быть выражены через соответствующие главные напряжения следующим образом описываются следующими соотношениями:

$$\sigma_n = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}\cos 2\alpha, \qquad (1)$$

$$\tau_n = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_2)\cdot \sin 2\alpha. \qquad (2)$$

В системе координат σ и τ соотношения (1) и (2) описывают диаграмму, называемую кругом Мора.

На рис. 1 с использованием кругов Мора представлена геометрическая интерпретация соотношения (1).

Левая часть соотношения (1) $\sin\varphi = \frac{BK}{AK}$ определяется прочностью грунта, его правая часть соотношения $\sin\nu = \frac{PK}{AK} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2 + 2Cctg\varphi}$ определяется фактическим напряженным состоянием грунта в точке. В докритическом состоянии $\nu < \varphi$, так как *PK* < *BK*. По мере увеличения нагрузки угол ν увеличивается. В предельном напряженном состоянии (рис. 1, *а*), *PK* = *BK* и $\sin\varphi = \sin\nu$, что соответствует выполнению равенства (1). Направление *КВ* соответствует максимальному касательному напряжению в предельном напряженном состоянии.

Величина $K = \frac{\sin\varphi}{\sin\nu} = \frac{\varphi}{\nu}$ в предельном состоянии равна единице и увеличивается по мере уменьшения нагрузки. При $K \geq 1$ нагрузка меньше критической для всех углов α. Поэтому величину *К* можно называть коэффициентом запаса устойчивости грунта в точке. Линия, в каждой точке которой выполняется равенство *К* = 1, также является границей области предельного состояния грунта.

Из рис. 1, *б* следует, что в предельном состоянии $\angle$АКВ = $\angle$АКN = $\pm\left(\frac{\pi}{2} - \varphi\right)$ соответственно. Тогда, обозначив через α угол между направлением $\overline{\sigma_1}$ и направлением, соответствующим максимальному касательному напряжению $\overline{\tau_{max}}$, получим $2\alpha = \pm\left(\frac{\pi}{2} - \varphi\right)$ или $\alpha = \pm\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$. Угол α не зависит от того, при каких значениях главных напряжений σ_1 и σ_2 наступает предельное состояние, выражение для α справедливо не только для критической, но и для любых, меньших по величи-

не, нагрузок. Это означает, что для площадки, ориентированной под углом α, разность между удерживающей и сдвигающей силами будет заведомо меньше, чем для любой другой площадки, угол ориентации которой $\beta \neq \alpha$.

Положение оси σ_1 относительно оси *x* расчетной схемы равно углу θ, определяемому по формуле

$$\theta = \frac{1}{2} arctg\left(\frac{2\tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y}\right). \quad (3)$$

Таким образом, угол наклона вектора максимального касательного напряжения τ_{max}, а, значит, и площадки наиболее вероятного сдвига относительно оси *X* расчетной схемы будет равен

$$Q = \alpha + \theta = \pm\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) + \frac{1}{2} arctg\left(\frac{2\tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y}\right). \quad (4)$$

Такое значение угла Q используется, например, в работах [5; 6] для построения наиболее вероятной линии скольжения. Анализ этого выражения показывает, что величина угла ориентации площадки наиболее вероятного сдвига является функцией напряженного состояния и угла внутреннего трения.

Рассмотрим еще один способ определения угла наиболее вероятного сдвига, для чего составим выражение

$$f_{ост} = C + \sigma_n \cdot tg\varphi - \tau_n, \quad (5)$$

где $f_{ост}$ – остаточное сопротивление сдвигу [1].

Выразив нормальное и касательное напряжения, действующие по наклонной площадке, через компоненты напряжения σ_y; σ_x; τ_{xy} и угол ее наклона α, подставив их в выражение (5), а затем взяв производную $\frac{df_{ост}}{d\alpha}$ и приравняв ее нулю, найдем величину угла наклона площадки, соответствующей минимальному значению остаточного сопротивления сдвигу. Ясно, что в полученное выражение величина удельного сцепления *C* входить не будет.

На рис. 2 приведены графические зависимости величин коэффициента устойчивости K_t, остаточного сопротивления сдвигу $f_{ост}$, удерживающих $f_{уд}$ и сдвигающих сил $f_{сд}$ в точке грунтового массива по наклонной площадке, угол ориентации которой изменяется от 0 до 90°. Причем, безразмерные напряжения в точке грунтового массива определены методом конеч-

ных элементов и соответственно равны $\sigma_x = 1{,}3$; $\sigma_y = 5{,}6$; $\tau_{xy} = 2$, а физико-механические свойства грунта таковы, что давление связности $\sigma_{св} = 1{,}4$, а угол внутреннего трения $\varphi = 28{,}6^\circ$. Из рис. 2 видно, что минимум значения остаточного сопротивления сдвигу $f_{ост}$ соответствует площадке, ориентированной к оси абсцисс под углом $Q = \alpha^*_{экстр} = 31^\circ$, величина которого определяется формулой (4). Следует отметить, что данное обстоятельство сохраняется при всех реальных (вычисленных на основе МКЭ) значениях напряжений в точках рассматриваемого грунтового массива.

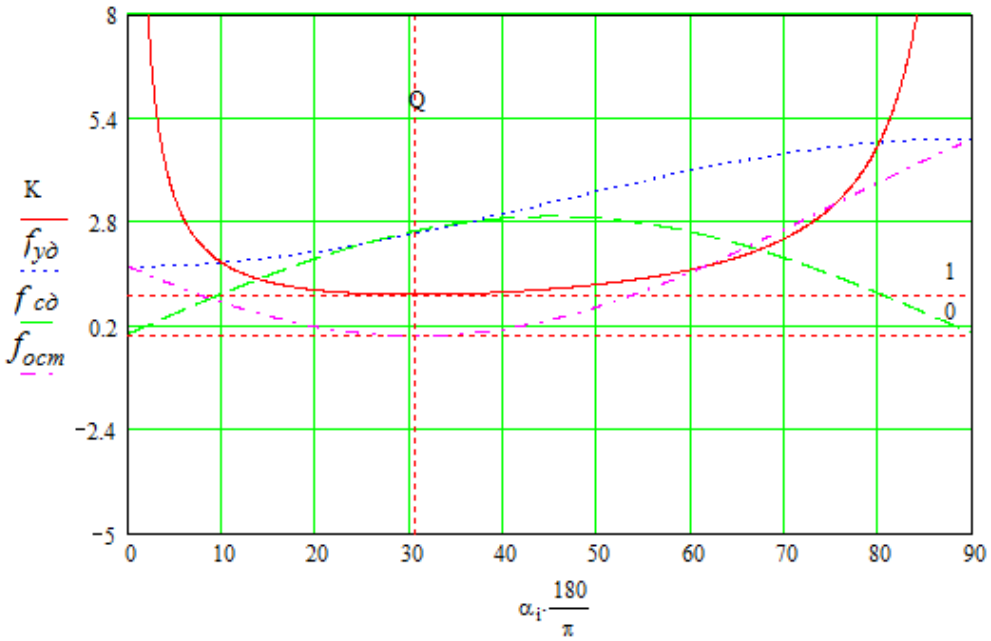


Рис. 2. Графики зависимостей вида $K = f(\alpha)$;
$f_{ост} = f(\alpha)$; $f_{уд} = f(\alpha)$ и $f_{сд} = f(\alpha)$

Рассмотрим еще один возможный вариантов отыскания угла $\alpha_{экстр}$ понятие коэффициента запаса устойчивости в точке грунтового массива K_t, определяемого выражением

$$K_t = \frac{\sigma_n tg\varphi + C}{\tau_n}. \qquad (6)$$

Если заменить напряжения σ_n и τ_n напряжениями σ_y; σ_x; τ_{xy} и исследовать выражение (6) на экстремум, взяв производные $\frac{dK}{d\alpha}$ и $\frac{d^2K}{d\alpha^2}$, то можно получить выражения для определения угла $\alpha_{экстр}$, при котором величина $K = K_{min}$ [2].

На рис. 3 приведены графические зависимости величины коэффициента устойчивости K_t в точке грунтового массива по наклонной площадке, угол ориентации которой изменяется от 0 до 90°. Безразмерные напряжения в точке грунтового массива и физико-механические свойства грунта для удобства сравнения результатов взяты такими же, как и в предыдущем случае. Из рис. 3 видно, что экстремальное значение K_t соответствует величине $\alpha_{экстр}$=42°, определенной на основе исследования выражения (6) на экстремум.

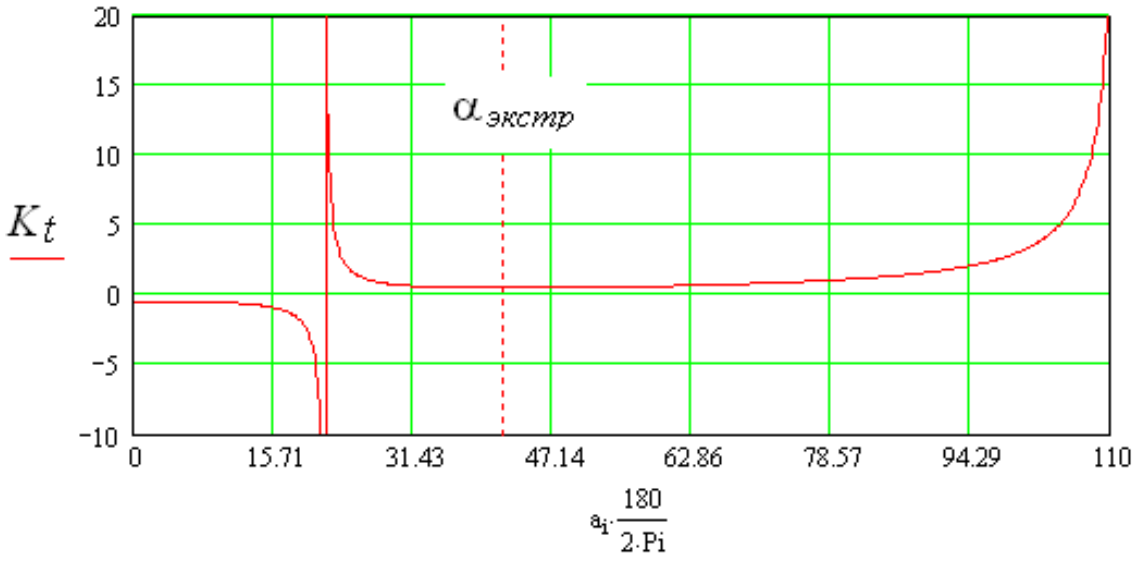


Рис. 3. Графические зависимости вида $K_t = f(\alpha)$

Сравнивая приведенные выше результаты, следует сказать, что углы ориентации наиболее вероятных площадок сдвига отличаются друг от друга на 11°, а величины соответствующих коэффициентов устойчивости лишь на 3,5%. Это объясняется тем, что в первом случае величины Q и K являются функциями тех же параметров, что и во втором случае, но кроме сцепления. Кроме того, величина $f_{ост}$ остаточного сопротивления сдвигу имеет размерность напряжений [Па], а величина коэффициента устойчивости в точке грунтового массива K_t – величина безразмерная, физический смысл этих величин различен. Тем не менее, на основе анализа результатов многочисленных вычислений величины коэффициента запаса устойчивости различных объектов установлено, что положение и форма наиболее вероятных линий скольжения, построенных на основании методик [1, 2, 5], использующих разные подходы к определению $\alpha_{экстр}$, отличаются весьма незначительно.

На основании выше изложенного можно сделать следующий вывод. При всех прочих равных условиях полученные наиболее вероятные линии скольжения будут всегда находиться в так называемых равно ослабленных зонах [1, 2, 7], а численные значения коэффициентов запаса устойчивости будут отличаться не более чем на 5–7%. Поэтому оба рассмотренные выше подхода к определению величины $\alpha_{экстр}$ могут быть рекомендованы к применению.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Богомолов А.Н.* Расчет несущей способности оснований сооружений и устойчивости грунтовых массивов в упругопластической постановке. Пермь: ПГТУ, 1996.

2. *Цветков В.К.* Расчет устойчивости откосов и склонов. Нижне-Волж. кн. изд-во, 1979.

3. *Соловьев Ю.И.* Устойчивость откосов из гипотетического грунта // Труды НИИЖТ, 1962, вып. 28.

4. *Дорфман А.Г.* Вариационный метод исследования устойчивости откосов // Вопросы геотехники. – М.: Транспорт, 19. № 9.

5. *Фадеев А.Б.* Метод конечных элементов в геомеханике. М.: Недра, 1987.

6. *Никитин С.Н.* Построение ожидаемой поверхности скольжения по напряжения в бортах карьеров // Уголь, 1962. № 1.

7. *Морозов В.Д., Сусенков Е.С.* Перераспределение напряжений и деформаций в основаниях зданий и сооружений при строительстве на горных склонах // Основания, фундаменты и механика грунтов, 1974. № 3.

А.Н. Богомолов, А.Н. Ушаков, О.А. Богомолова, А.В. Соловьев

О НАПРЯЖЕННОМ СОСОЯНИИ ОДНОРОДНОЙ УПРУГОЙ ПОЛУПЛОСКОСТИ ПРИ ДЕЙСТВИИ ПОЛОСОВОЙ НАГРУЗКИ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет,
Тюменский государственный архитектурно-строительный университет

Приведены аналитические решения задач об определении полей напряжений и перемещений в упругой однородной и изотропной полуплоскости, находящейся под действием нагрузки, распределенной по полосе.

Все сооружения в процессе строительства и эксплуатации получают те или иные осадки, поэтому расчет оснований по деформациям (по второй группе предельных состояний) является одной из важнейших и сложных задач механики грунтов.

Расчет осадок проводится в рамках определенной модели грунтовой среды, из которых в настоящее время в механике грунтов наиболее распространены модели, основанные на свойстве непрерывности грунтовых сред, для анализа которых применяется аппарат механики сплошной среды [1].

В результате анализа данных экспериментов, проведенных А.В.Голли, В.Н.Голубковым, П.А.Коноваловым и другими учеными было установлено [2], что деформации грунтов под фундаментами развиваются, в основном, в верхней зоне основания, поэтому для анализа осадки сооружения могут быть применены модели, основанные на решениях теории упругости [2,3].

Хорошо известно[4, стр. 348], что граничное условие для решения первой основной граничной задачи плоской теории упругости для полуплоскости имеет вид

$$\Phi(t)+\overline{\Phi(t)}+t\overline{\Phi'(t)}+\overline{\Psi(t)}=N(t)-iT(t)$$

или

$$\Phi(t)+\overline{\Phi(t)}+t\Phi'(t)+\Psi(t)=N(t)+iT(t).$$

где $\Phi(t)$, $\Psi(t)$ – граничные значения функций напряжения $\Phi(z)$ и $\Psi(z)$, голо-морфных в нижней полуплоскости, $N(t)$ и $T(t)$ — нормальное и касательное напряжения, приложенные к некоторому участку оси Ox.

Будем полагать, что $N(t)$ и $T(t)$ непрерывные функции, удовлетворяющие условиям

$$N(t)=o\left(\frac{1}{t}\right),\ T(t)=o\left(\frac{1}{t}\right) \text{ при } |t|\to\infty.$$

Функции напряжения $\Phi(z)$ и $\Psi(z)$, дающие решение первой основной задаче, имеют вид [4, стр.349]

$$\Phi(z)=-\frac{1}{2\pi i}\int_{-\infty}^{+\infty}\frac{N(t)-iT(t)}{t-z}dt, \tag{1}$$

$$\begin{aligned}\Psi(z)&=-\frac{1}{2\pi i}\int_{-\infty}^{+\infty}\frac{N(t)+iT(t)}{t-z}dt-\Phi(z)-z\Phi'(z)=\\&=-\frac{1}{\pi}\int_{-\infty}^{+\infty}\frac{T(t)}{t-z}dt+\frac{z}{2\pi i}\int_{-\infty}^{+\infty}\frac{N(t)-iT(t)}{(t-z)^2}dt,\end{aligned} \tag{2}$$

где z – произвольная точка нижней полуплоскости.

Пусть отрезок $-a \le t \le a$ оси Ox подвержен равномерному давлению p, а на остальной части границы внешние усилия отсутствуют. Необходимо определить напряженное состояние в нижней полуплоскости. Решение этой задачи было впервые получено Д. Мичеллом [5], затем Г.В. Колосовым [6, 7].

Приведем наиболее эффективное решение данной задачи, полученное Н.И.Мусхелишвили [4, стр. 352] методом комплексных потенциалов.

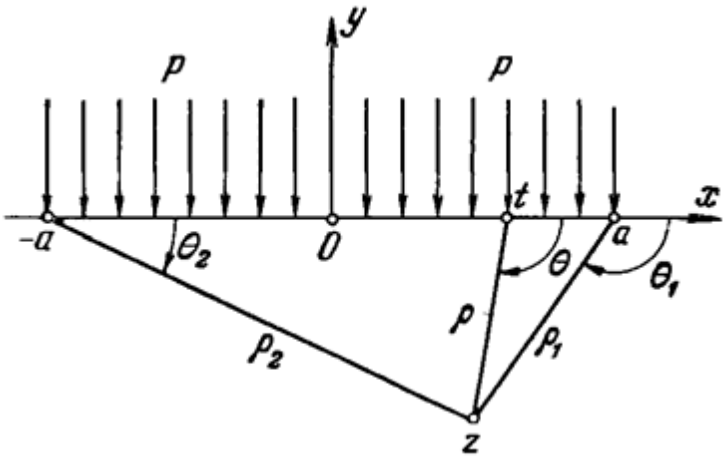


Рис. 1. Расчетная схема задачи (цитируется по работе [1])

Пусть $N(t) = -p$ на $-a \le t \le a$ и $N(t) = 0$ при других значениях t (рис. 1). Тогда компоненты напряжения, вычисленные по формулам Колосова – Мусхелишвили

$$\sigma_x + \sigma_y = 4\,\mathrm{Re}\,\Phi(z),$$

$$\sigma_y - \sigma_x + 2\tau_{xy} = 2\left(\bar{z}\Phi'(z) + \Psi(z)\right),$$

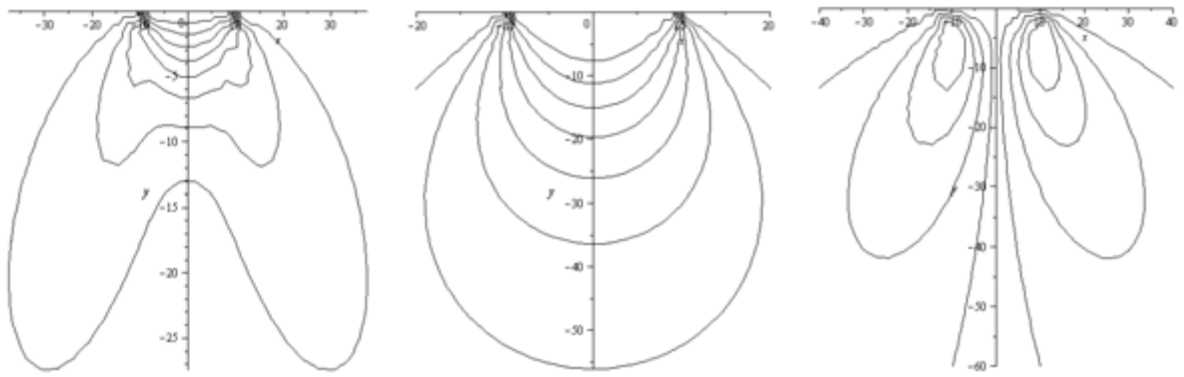
имеют вид

$$\sigma_x = -\frac{p}{\pi}(\theta_1 - \theta_2) + \frac{2pay(x^2 - y^2 - a^2)}{\pi((x^2 + y^2 - a^2)^2 + 4a^2y^2)}, \tag{3}$$

$$\tau_{xy} = \frac{4paxy^2}{\pi((x^2 + y^2 - a^2)^2 + 4a^2y^2)},$$

где $\theta_1 - \theta_2 = arctg\left(\frac{a-x}{|y|}\right) + arctg\left(\frac{a+x}{|y|}\right)$ – угол, под которым виден загруженный участок из точки z.

На рис. 2 приведены изолинии горизонтального, вертикального и касательного напряжения, построенные на основании формул (3) при $a=10$. $p=1$.



а) *б)* *в)*

Рис. 2. Изолинии горизонтального (*а*), вертикального (*б*) и касательного (*в*) напряжения

Заметим, что данные изолинии напряжения в качестве иллюстрации решения задачи о действии равномерно распределенной полосовой нагрузки приведены в литературе по механике грунтов [2–3; 8–9].

Для определения компоненты вертикальной деформации воспользуемся известной формулой [4, стр. 95]

$$\varepsilon_y = \frac{1}{2\mu}(\sigma_y - \nu(\sigma_x + \sigma_y)), \tag{4}$$

где $\mu = E/2(1+\nu)$ – модуль сдвига, который выражается через E – модуль деформации (модуль Юнга) и ν – коэффициент Пуассона.

Подставляя выражения для компонент горизонтального и вертикального напряжения из (3) в соотношение (4), имеем

$$\varepsilon_y = -\frac{p}{2\pi\mu}\left((1-2\nu)\left(arctg\left(\frac{a-x}{|y|}\right)+arctg\left(\frac{a+x}{|y|}\right)\right)+\frac{2ay(x^2-y^2-a^2)}{(x^2+y^2-a^2)^2+4a^2y^2}\right). \tag{5}$$

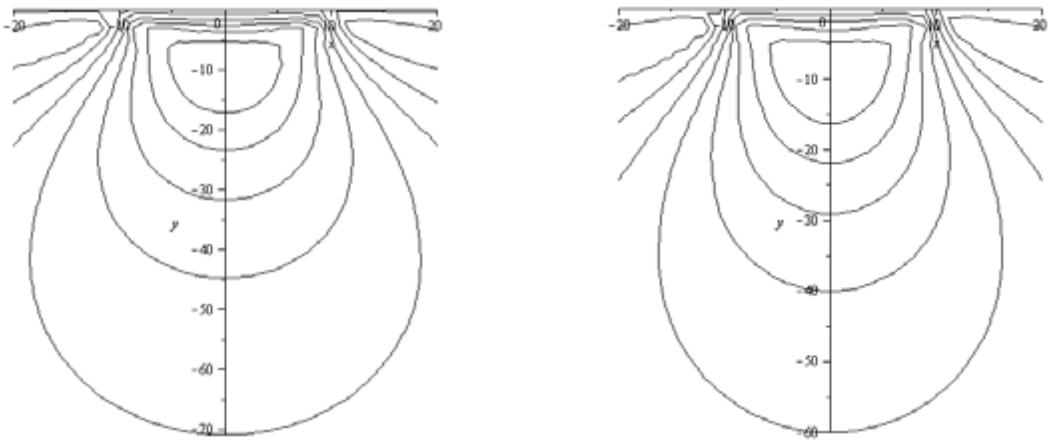
На рис. 3 приведены изолинии вертикальной деформации $2\mu\varepsilon_y$ для песка и глины, построенные на основании формулы (5).

Предположим, что грунтовый массив, расположенный в нижней полуплоскости, является однородным и изотропным. В этом случае можно принять, что среда является линейно – деформируемой и вычисление оса-

док как вертикального перемещения точек полуплоскости возможно определить при помощи теории упругости, т.е.

$$s=\int_0^y \varepsilon_y dy = H(x,0)-H(x,y), \tag{6}$$

где $H(x,y)$ – вертикальное перемещение в точке (x,y), а y, например, глубина сжимаемого слоя [8].



а) *б)*

Рис. 3. Изолинии $2\mu\varepsilon_y$ при $a=10$, $p=1$, $\nu=0{,}42$ (глина) (*а*); $a=10$, $p=1$, $\nu=0{,}3$ (песок) (*б*)

Подставляя (5) в (6), получим

$$s=-\frac{p(1-2\nu)}{2\pi\mu}\int_0^y\left(arctg\left(\frac{a-x}{|y|}\right)+arctg\left(\frac{a+x}{|y|}\right)\right)dy-$$

$$-\frac{pa}{\pi\mu}\int_0^y\frac{y(x^2-y^2-a^2)}{(x^2+y^2-a^2)^2+4a^2y^2}dy.$$

Пусть $|x|<a$. Вычисляя интеграл, имеем

$$s=-\frac{p(1-2\nu)}{2\pi\mu}\left(y\cdot arctg\left(\frac{a-x}{y}\right)+y\cdot arctg\left(\frac{a+x}{y}\right)+\frac{a-x}{2}\cdot\ln\left(\frac{(a-x)^2+y^2}{(a-x)^2}\right)+\right.$$

$$\left.+\frac{a+x}{2}\cdot\ln\left(\frac{(a+x)^2+y^2}{(a+x)^2}\right)\right)-\frac{p}{2\pi\mu}\left(\frac{a+|x|}{2}\cdot\ln\left(\frac{(a+|x|)^2+y^2}{(a+|x|)^2}\right)+\frac{a-|x|}{2}\cdot\ln\left(\frac{(a-|x|)^2+y^2}{(a-|x|)^2}\right)\right). \tag{7}$$

С учетом симметрии функции относительно оси ординат окончательно получим

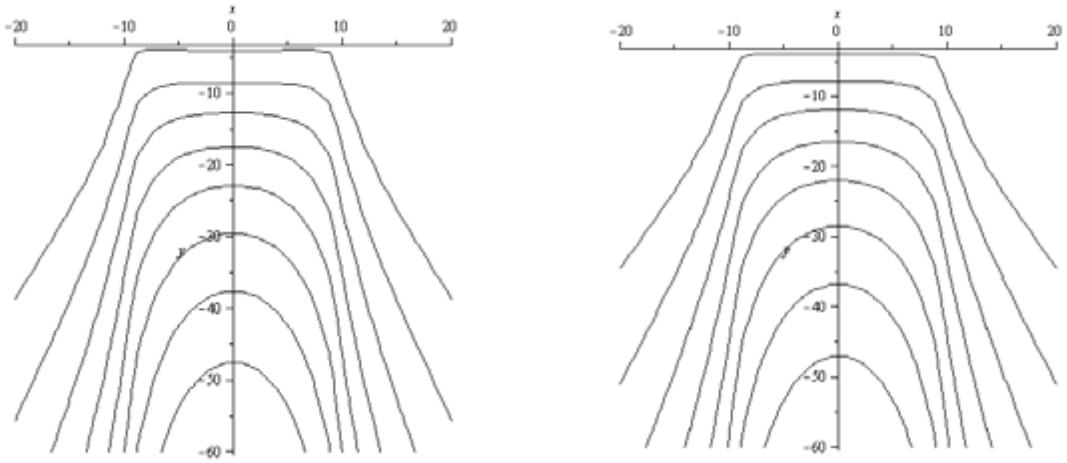
$$s=-\frac{p(1-2\nu)}{2\pi\mu}\left(y\cdot arctg\left(\frac{a-x}{y}\right)+y\cdot arctg\left(\frac{a+x}{y}\right)+\frac{a-x}{2}\cdot\ln\left(\frac{(a-x)^2+y^2}{(a-x)^2}\right)+\right.$$
$$\left.+\frac{a+x}{2}\cdot\ln\left(\frac{(a+x)^2+y^2}{(a+x)^2}\right)\right)-\frac{p}{2\pi\mu}\left(\frac{a+x}{2}\cdot\ln\left(\frac{(a+x)^2+y^2}{(a+x)^2}\right)+\frac{a-x}{2}\cdot\ln\left(\frac{(a-x)^2+y^2}{(a-x)^2}\right)\right) \quad (8)$$

Заметим, что при $x=0$ формула (8) принимает вид

$$s=-\frac{p(1-2\nu)}{\pi\mu}\left(y\cdot arctg\left(\frac{a}{y}\right)\right)-\frac{pa(1-\nu)}{\pi\mu}\ln\left(\frac{y^2+a^2}{a^2}\right),$$

причем при $y\to 0$ $s\to 0$, а при $y\to-\infty$ $s\to-\infty$.

На рис. 4 приведены изолинии осадки $2\mu s$ для глины и песка, построенные на основании формулы (8).



а) *б)*

Рис. 4. Изолинии $2\mu s$ при $a=10$, $p=1$, $\nu=0{,}42$ (глина) (*а*); $a=10$, $p=1$, $\nu=0{,}3$ (песок) (*б*)

Перепишем формулу (8) в виде

$$2\mu s=-\frac{p(1-2\nu)}{\pi}\left(y\cdot arctg\left(\frac{a-x}{y}\right)+y\cdot arctg\left(\frac{a+x}{y}\right)+\frac{a-x}{2}\cdot\ln\left(\frac{(a-x)^2+y^2}{(a-x)^2}\right)+\right.$$
$$\left.+\frac{a+x}{2}\cdot\ln\left(\frac{(a+x)^2+y^2}{(a+x)^2}\right)\right)-\frac{p}{\pi}\left(\frac{a+x}{2}\cdot\ln\left(\frac{(a+x)^2+y^2}{(a+x)^2}\right)+\frac{a-x}{2}\cdot\ln\left(\frac{(a-x)^2+y^2}{(a-x)^2}\right)\right). \quad (9)$$

и построим таблицу значений $2\mu s$ для двух рассматриваемых типов грунтов.

Таблица 1

Значения $2\mu s$ от действия вертикальной нагрузки,
равномерно распределенной по полосе при $a=10$, $p=1$, $\nu=0{,}42$ (глина)

y	x						
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,5	0,7	1,0
0,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,1	0,017	0,017	0,017	0,017	0,017	0,017	0,017
0,2	0,035	0,035	0,035	0,036	0,036	0,036	0,036
0,3	0,056	0,056	0,056	0,056	0,056	0,056	0,057
0,5	0,102	0,102	0,102	0,102	0,103	0,103	0,104
0.7	0,154	0,154	0,154	0,155	0,155	0,156	0,159
1,0	0,244	0,244	0,244	0,244	0,246	0,247	0,251

Таблица 2

Значения $2\mu s$ от действия вертикальной нагрузки,
равномерно распределенной по полосе при $a=10$, $p=1$, $\nu=0{,}3$ (песок)

y	x						
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,5	0,7	1,0
0,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,1	0,041	0,041	0,041	0,041	0,041	0,041	0,041
0,2	0,083	0,083	0,083	0,083	0,083	0,083	0,083
0,3	0,126	0,126	0,126	0,126	0,126	0,126	0,126
0,5	0,216	0,216	0,216	0,216	0,216	0,216	0,217
0.7	0.310	0.310	0.310	0.310	0.311	0.311	0.313
1,0	0,459	0,459	0,459	0,459	0,460	0,461	0,463

Перейдем к случаям нагрузки, распределенным линейно (по закону треугольника). Пусть $N(t)=-pt/a$ на отрезке $0\le t\le a$ оси Ox и $N(t)=0$ при остальных значениях t (рис. 5). Определим напряженное состояние в нижней полуплоскости.

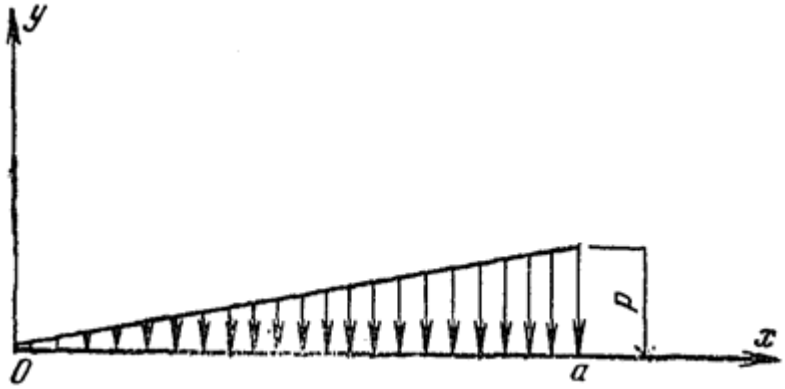


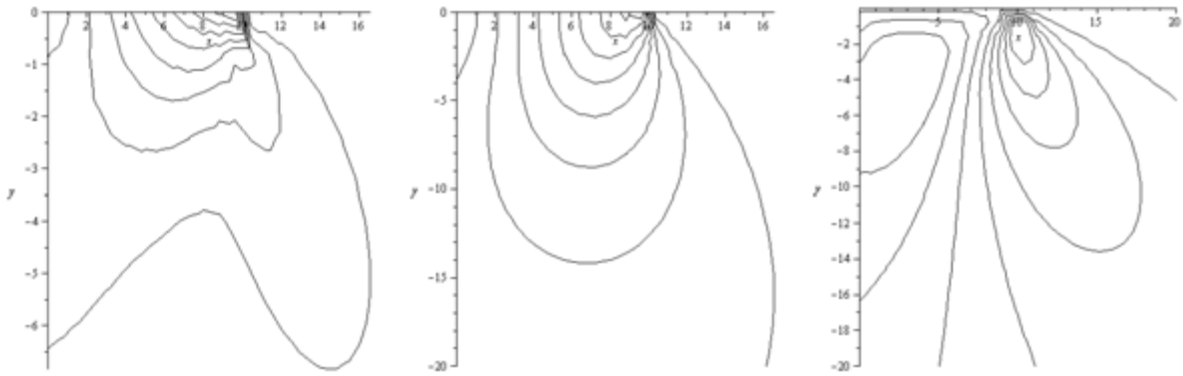
Рис. 5. Расчетная схема задачи

Проведя рассуждения, аналогичные прежним, получим

$$\sigma_x = \frac{py}{\pi a}\ln\left(\frac{(a-x)^2+y^2}{x^2+y^2}\right) - \frac{px}{\pi a}\left(arctg\left(\frac{x}{|y|}\right) + arctg\left(\frac{a-x}{|y|}\right)\right) - \frac{py(a-x)}{\pi((a-x)^2+y^2)},$$

$$\tau_{xy} = \frac{py^2}{\pi((a-x)^2+y^2)} + \frac{py}{\pi a}\left(arctg\left(\frac{x}{|y|}\right) + arctg\left(\frac{a-x}{|y|}\right)\right). \qquad (10)$$

На рис. 6 приведены изолинии горизонтального, вертикального и каса-тельного напряжения, построенные на основании формул (10) при $a=10$, $p=1$.



а) *б)* *в)*

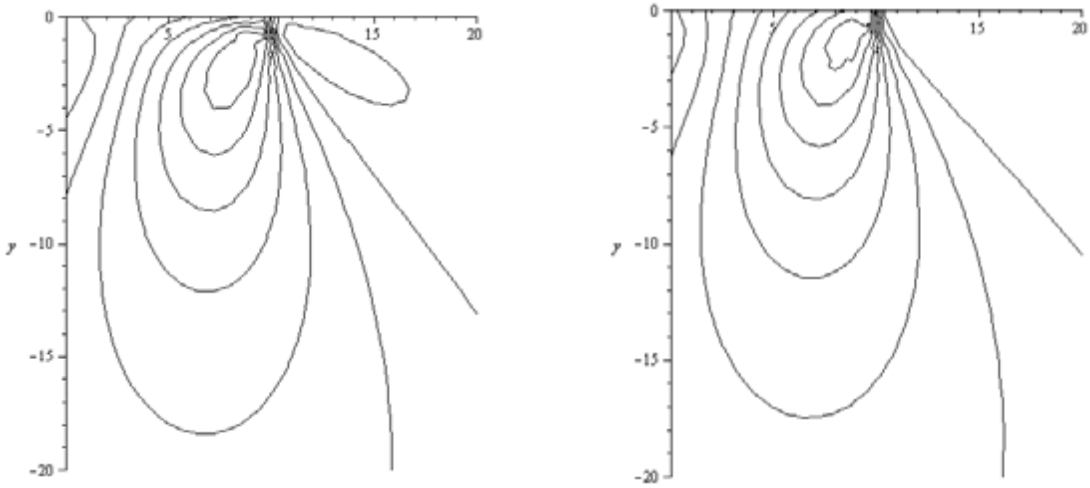
Рис. 6. Изолинии горизонтального (*а*), вертикального (*б*) и касательного (*в*) напряжения

Используя (4) и (10),вычислим компоненту вертикальной деформации

$$\varepsilon_y = \frac{p}{2\pi\mu a}\left(\frac{ay(a-x)}{(a-x)^2+y^2} - \nu y \ln\left(\frac{(a-x)^2+y^2}{x^2+y^2}\right) - \right.$$

$$\left. -(1-2\nu)x\left(arctg\left(\frac{x}{|y|}\right) + arctg\left(\frac{a-x}{|y|}\right)\right)\right). \qquad (11)$$

На рис. 7 приведены изолинии компоненты $2\mu\varepsilon_y$ для глины и песка, построенные на основании формулы (11).



а) *б)*

Рис. 7. Изолинии $2\mu s$ при $a=10$, $p=1$, $\nu=0{,}42$ (глина) (*а*); $a=10$, $p=1$, $\nu=0{,}3$ (песок) (*б*)

Перейдем к вычислению осадки. Подставляя (11) в (6), имеем

$$s = -\frac{p(1-2\nu)x}{2\pi\mu a}\int_0^y \left(arctg\left(\frac{x}{|y|}\right) + arctg\left(\frac{a-x}{|y|}\right)\right)dy -$$

$$-\frac{p\nu}{2\pi\mu a}\int_0^y y\ln\left(\frac{(a-x)^2+y^2}{x^2+y^2}\right)dy + \frac{p(a-x)}{2\pi\mu}\int_0^y \frac{ydy}{(a-x)^2+y^2}.$$

Вычисляя интеграл, и, полагая $0 < x < a$, получим

$$s=-\frac{p(1-2\nu)x}{2\pi\mu a}\left(y\cdot arctg\left(\frac{x}{y}\right)+y\cdot arctg\left(\frac{a-x}{y}\right)+\frac{x}{2}\ln\left(\frac{x^2+y^2}{x^2}\right)+\frac{(a-x)}{2}\ln\left(\frac{(a-x)^2+y^2}{(a-x)^2}\right)\right)+$$

$$+\frac{p\nu}{4\pi\mu a}\left(((a-x)^2+y^2)\ln((a-x)^2+y^2)-2(a-x)^2\ln(a-x)-(x^2+y^2)\ln(x^2+y^2)+2x^2\ln x)\right)-$$

$$-\frac{p(a-x)}{4\pi\mu}\ln\left(\frac{(a-x)^2+y^2}{(a-x)^2}\right). \qquad (12)$$

или

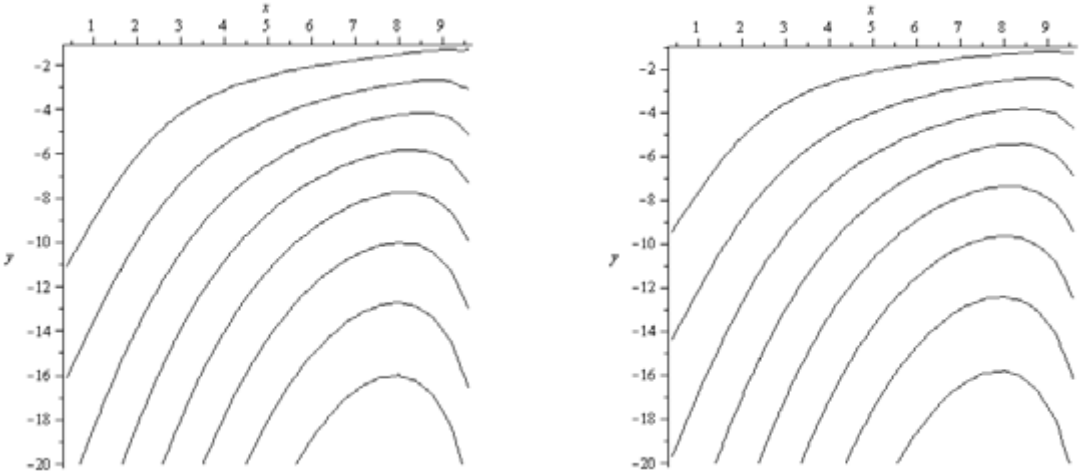
$$2\mu s=-\frac{p(1-2\nu)x}{\pi a}\left(y\cdot arctg\left(\frac{x}{y}\right)+y\cdot arctg\left(\frac{a-x}{y}\right)+\frac{x}{2}\ln\left(\frac{x^2+y^2}{x^2}\right)+\frac{(a-x)}{2}\ln\left(\frac{(a-x)^2+y^2}{(a-x)^2}\right)\right)+$$

$$+\frac{p\nu}{2\pi a}\left(((a-x)^2+y^2)\ln((a-x)^2+y^2)-2(a-x)^2\ln(a-x)-(x^2+y^2)\ln(x^2+y^2)+2x^2\ln x)\right)-$$

$$-\frac{p(a-x)}{2\pi}\ln\left(\frac{(a-x)^2+y^2}{(a-x)^2}\right). \qquad (13)$$

Заметим, что $s(x,y)$ как функция от x разрывна в точках $x=0$ и $x=a$ однако при $x\to 0$, $y\to 0$ и при $x\to a$, $y\to 0$ $s\to 0$, а при $y\to -\infty$, $s\to -\infty$ как и в случае равномерно распределенной нагрузки.

На рис. 8 приведены изолинии значений $2\mu s$ для глины и песка, построенные на основании формулы (13).



а) *б)*

Рис. 8. Изолинии $2\mu s$ при $a=10$, $p=1$, $\nu=0{,}42$ (глина) (*а*);
$a=10$, $p=1$, $\nu=0{,}3$ (песок) (*б*)

Аналогично предыдущему случаю построим таблицу значений $2\mu s$ для тех же двух типов грунтов.

Таблица 3

Значения $2\mu s$ от действия вертикальной нагрузки, распределенной линейно по полосе при $a=3$, $\nu=0{,}42$, $p=1$ (глина)

y	x							
	0,0	0,3	0,5	0,7	1,0	1,5	2	2,5
0,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,1	+ 0,001	0,001	0,002	0,004	0,006	0,009	0,012	0,017
0,2	+ 0,004	0,001	0,005	0,008	0,012	0,020	0,028	0,039
0,3	+ 0,006	0,001	0,007	0,012	0,019	0,032	0,046	0,066
0,5	+ 0,012	0,001	0,011	0,021	0,036	0,061	0,090	0,126
0,7	+ 0,018	0,010	0,016	0,031	0,055	0,095	0,140	0,187
1	+ 0,022	0,005	0,027	0,051	0,088	0,152	0,219	0,274
1,5	+ 0,019	0,022	0,056	0,093	0,152	0,252	0,346	0,401

Таблица 4

Значения $2\mu s$ от действия вертикальной нагрузки, распределенной линейно по полосе при $a=3$, $\nu=0{,}3$, $p=1$ (песок)

y	x							
	0,0	0,3	0,5	0,7	1,0	1,5	2	2,5
0,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,1	+ 0,001	0,004	0,007	0,009	0,014	0,021	0,028	0,036
0,2	+ 0,002	0,007	0,013	0,019	0,028	0,043	0,058	0,075
0,3	+ 0,003	0,010	0,019	0,028	0,042	0,066	0,090	0,118
0,5	+ 0,005	0,016	0,032	0,048	0,073	0,115	0,159	0,205
0,7	+ 0,005	0,023	0,046	0,070	0,106	0,167	0,230	0,288
1	+ 0,001	0,038	0,070	0,105	0,158	0,248	0,337	0,402
1,5	0,017	0,074	0,121	0,171	0,249	0,382	0,501	0,566

Рассмотрим еще один тип линейной нагрузки. Пусть $N(t)=-\frac{p}{a}(a-t)$ на участке $0\le t\le a$ и $N(t)=0$ при всех остальных значениях t (рис. 9).

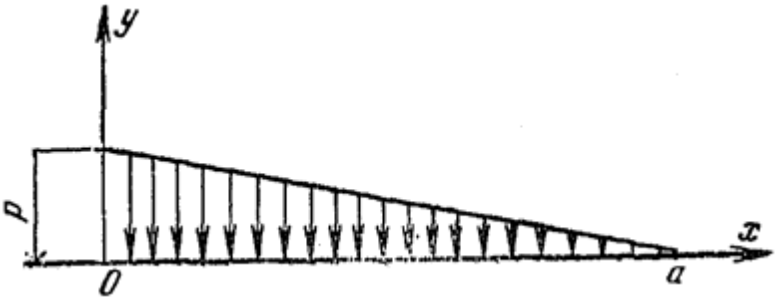


Рис. 9. Расчетная схема задачи

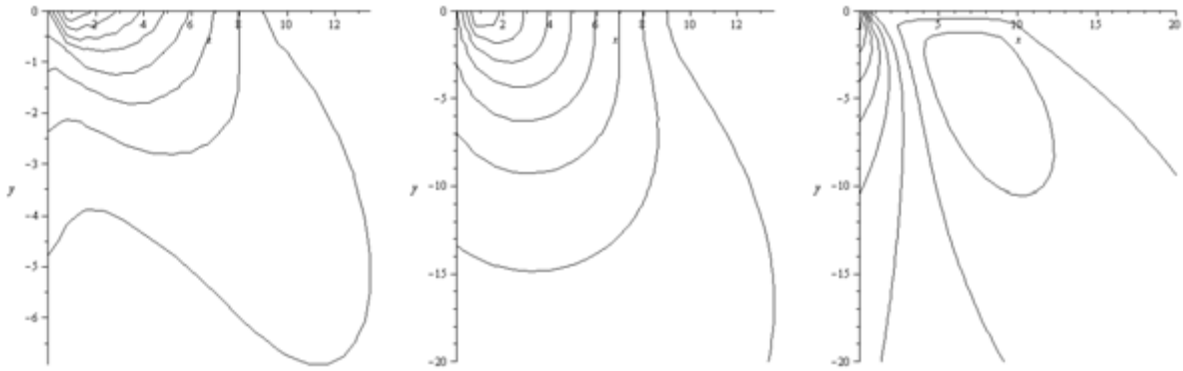
Найдем компоненты напряжения, соответствующие данной нагрузке. Проделав все необходимые вычисления, получим

$$\sigma_x=-\frac{py}{\pi a}\ln\left(\frac{(a-x)^2+y^2}{x^2+y^2}\right)+\frac{p(x-a)}{\pi a}\left(arctg\left(\frac{a-x}{|y|}\right)+arctg\left(\frac{x}{|y|}\right)\right)-\frac{pxy}{\pi(x^2+y^2)},$$

$$\sigma_y=\frac{p(x-a)}{\pi a}\left(arctg\left(\frac{a-x}{|y|}\right)+arctg\left(\frac{x}{|y|}\right)\right)+\frac{pxy}{\pi(x^2+y^2)},$$

$$\tau_{xy}=-\frac{py^2}{\pi(x^2+y^2)}-\frac{py}{\pi a}\left(arctg\left(\frac{a-x}{|y|}\right)+arctg\left(\frac{x}{|y|}\right)\right). \qquad (14)$$

На рис. 10 приведены изолинии горизонтального, вертикального и касательного напряжения, построенные на основании формул (14) при $a=10$, $p=1$.



а) *б)* *в)*

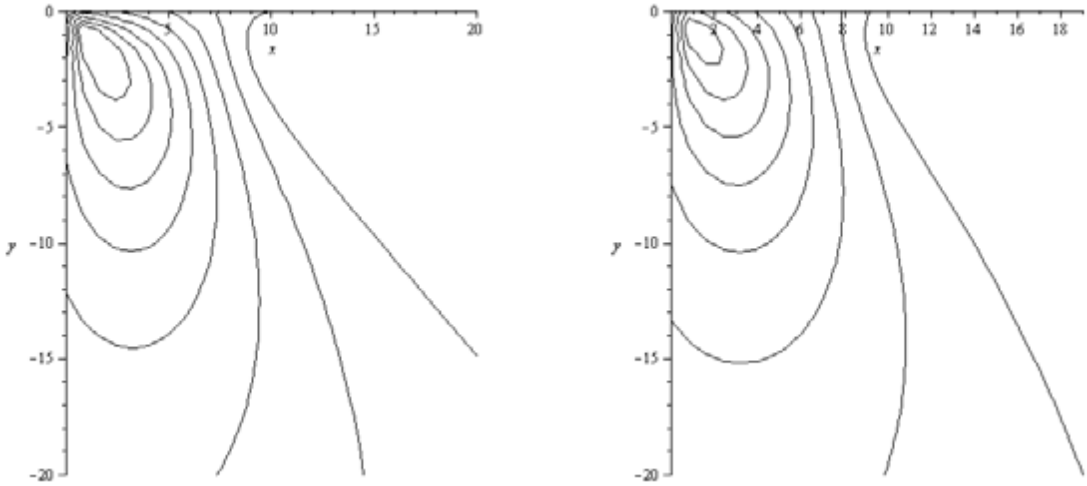
Рис. 10. Изолинии горизонтального (*а*), вертикального (*б*) и касательного (*в*) напряжения

Используя (4) и (14), вычислим компоненту вертикальной деформации

$$\varepsilon_y = \frac{p}{2\pi\mu a}\left(\frac{axy}{x^2+y^2} + \nu y \ln\left(\frac{(a-x)^2+y^2}{x^2+y^2}\right) + \right.$$

$$\left. +(1-2\nu)(x-a)\left(arctg\left(\frac{a-x}{|y|}\right) + arctg\left(\frac{x}{|y|}\right)\right)\right). \qquad (15)$$

На рис. 11 приведены изолинии компоненты $2\mu\varepsilon_y$ для глины и песка, построенные на основании формулы (15).



а) *б)*

Рис. 11. Изолинии $2\mu s$ при $a=10$, $p=1$, $\nu=0{,}42$ (глина) (*а*); $a=10$, $p=1$, $\nu=0{,}3$ (песок) (*б*)

Перейдем к вычислению осадки. Подставляя (15) в (6), имеем

$$s = \frac{p(1-2\nu)(x-a)}{2\pi\mu a}\int_0^y \left(arctg\left(\frac{a-x}{|y|}\right) + arctg\left(\frac{x}{|y|}\right)\right)dy +$$

$$+\frac{p\nu}{2\pi\mu a}\int_0^y y\ln\left(\frac{(a-x)^2+y^2}{x^2+y^2}\right)dy + \frac{px}{2\pi\mu}\int_0^y \frac{ydy}{x^2+y^2}.$$

Вычисляя интеграл, и, полагая $0<x<a$, получим

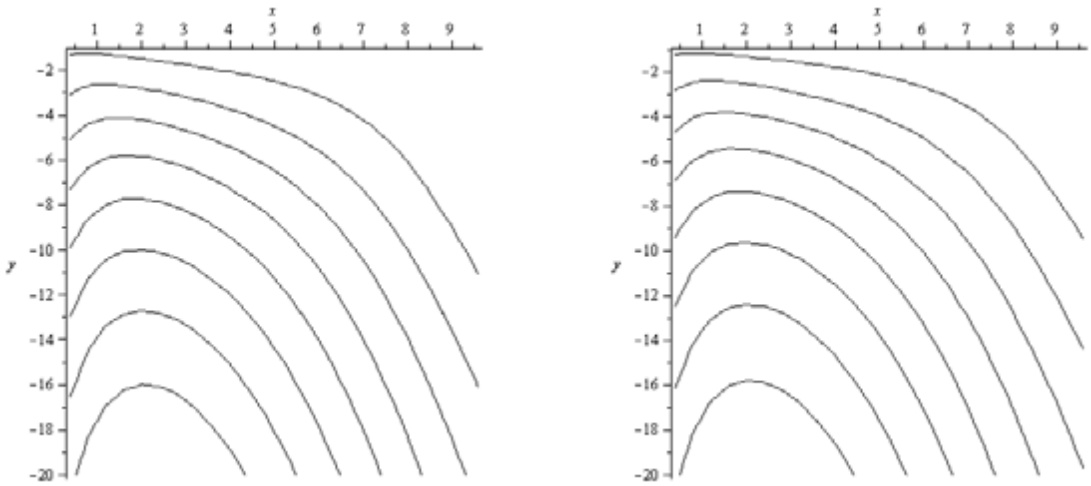
$$s=\frac{p(1-2\nu)(x-a)}{2\pi\mu a}\left(y\cdot arctg\left(\frac{x}{y}\right)+y\cdot arctg\left(\frac{a-x}{y}\right)+\frac{x}{2}\ln\left(\frac{x^2+y^2}{x^2}\right)+\frac{(a-x)}{2}\ln\left(\frac{(a-x)^2+y^2}{(a-x)^2}\right)\right)-$$

$$-\frac{p\nu}{4\pi\mu a}\Big(((a-x)^2+y^2)\ln((a-x)^2+y^2)-2(a-x)^2\ln(a-x)-(x^2+y^2)\ln(x^2+y^2)+$$

$$+2x^2\ln x\Big)-\frac{px}{4\pi\mu}\ln\left(\frac{x^2+y^2}{x^2}\right). \qquad (16)$$

Заметим, что, как и выше, $s(x,y)$ как функция от аргумента x разрывна в точках $x=0$ и $x=a$ однако при $x\to 0$, $y\to 0$ и при $x\to a$, $y\to 0$ $s\to 0$, а при $y\to -\infty$, $s\to -\infty$.

На рис. 12 приведены изолинии значений $2\mu s$ для глины и песка, построенные на основании формулы (16).



а) *б)*

Рис. 11. Изолинии $2\mu s$ при $a=10$, $p=1$, $\nu=0{,}42$ (глина) (*а*); $a=10$, $p=1$, $\nu=0{,}3$ (песок) (*б*)

Аналогично предыдущему случаю построим таблицу значений $2\mu s$ для тех же двух типов грунтов.

Таблица 5

Значения $2\mu s$ от действия вертикальной нагрузки, распределенной обр. линейно по полосе при $a = 3$, $\nu = 0,42$, $p = 1$ (глина)

y	x							
	0,0	0,3	0,5	0,7	1,0	1,5	2	2,5
0,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,1	0,010	0,020	0,017	0,015	0,012	0,009	0,006	0,002
0,2	0,021	0,047	0,039	0,034	0,028	0,020	0,012	0,005
0,3	0,034	0,078	0,066	0,057	0,046	0,032	0,019	0,007
0,5	0,063	0,139	0,126	0,111	0,090	0,061	0,036	0,011
0,7	0,095	0,196	0,187	0,169	0,140	0,095	0,055	0,016
1	0,144	0,274	0,274	0,256	0,219	0,152	0,088	0,027
1,5	0,227	0,389	0,401	0,389	0,346	0,252	0,152	0,056

Таблица 6

Значения $2\mu s$ от действия вертикальной нагрузки, распределенной обр. линейно по полосе при $a = 3$, $\nu = 0,3$, $p = 1$ (песок)

y	x							
	0,0	0,3	0,5	0,7	1,0	1,5	2	2,5
0,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,1	0,021	0,040	0,036	0,032	0,028	0,021	0,014	0,007
0,2	0,043	0,084	0,075	0,068	0,058	0,043	0,028	0,013
0,3	0,066	0,130	0,118	0,106	0,090	0,066	0,042	0,019
0,5	0,113	0,216	0,205	0,186	0,159	0,115	0,073	0,032
0,7	0,160	0,294	0,288	0,268	0,230	0,167	0,106	0,046
1	0,231	0,398	0,402	0,383	0,337	0,248	0,158	0,070
1,5	0,343	0,547	0,566	0,552	0,501	0,382	0,249	0,121

Теперь, используя полученные выше решения для равномерной и линейной нагрузок, рассмотрим задачу о напряженном состоянии полуплоскости при двух видах трапециевидной полосовой нагрузки.

1. Эпюра нагрузки – равнобедренная трапеция.

Рассмотрим полуплоскость Ox, загруженную полосовой нагрузкой, имеющей форму равнобочной трапеции (рис. 13).

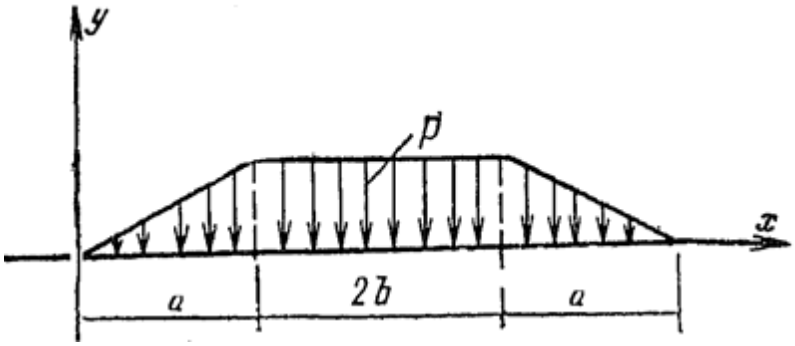


Рис. 13. Расчетная схема задачи

Пусть $N(t) = -\frac{p}{a}t$ при $0 \le t \le a$, $N(t) = -p$ при $a \le t \le a + 2b$, $N(t) = -\frac{p}{a}(2a + 2b - t)$ при $a + 2b \le t \le 2a + 2b$.

Для нахождения компонент напряжения для данной нагрузки необходимо просуммировать компоненты напряжения на каждом из рассматриваемых участков. Проведем вычисления, используя полученные выше решения задач о напряженном состоянии полуплоскости, к границе которой приложены равномерно распределенная нагрузка и линейные нагрузки на соответствующих участках оси Ox.

Компоненты напряжения на первом участке σ_x^I, σ_y^I, τ_{xy}^I определяются формулами (10). На втором участке компоненты напряжения σ_x^{II}, σ_y^{II}, τ_{xy}^{II} можно получить из формул (3), учитывая то, что участок $a \le t \le a + 2b$ получается из симметричного участка $-b \le t \le b$ сдвигом вправо по оси абсцисс на величину $a + b$.

Тогда компоненты напряжения на втором участке примут вид

$$\sigma_x^{II}=-\frac{p}{\pi}\left(arctg\left(\frac{x-a}{|y|}\right)+arctg\left(\frac{a+2b-x}{|y|}\right)\right)+\frac{2pby((x-(a+b))^2-y^2-b^2)}{\pi(((x-(a+b))^2+y^2-b^2)^2+4b^2y^2)},$$

$$\sigma_y^{II}=-\frac{p}{\pi}\left(arctg\left(\frac{x-a}{|y|}\right)+arctg\left(\frac{a+2b-x}{|y|}\right)\right)-\frac{2pby((x-(a+b))^2-y^2-b^2)}{\pi(((x-(a+b))^2+y^2-b^2)^2+4b^2y^2)},$$

$$\tau_{xy}^{II}=\frac{4pb(x-(a+b))y^2}{\pi(((x-(a+b))^2+y^2-b^2)^2+4b^2y^2)}. \qquad (17)$$

На последнем участке компоненты напряжения σ_x^{III}, σ_y^{III}, τ_{xy}^{III} можно получить из формул (14), сдвигая функции σ_x, σ_y, τ_{xy} вправо по оси абсцисс на величину $a+2b$. Имеем

$$\sigma_x^{III}=-\frac{py}{\pi a}\ln\left(\frac{(2a+2b-x)^2+y^2}{(x-(a+2b))^2+y^2}\right)+\frac{p(x-(2a+2b))}{\pi a}\cdot$$

$$\cdot\left(arctg\left(\frac{2a+2b-x)}{|y|}\right)+arctg\left(\frac{x-(a+2b)}{|y|}\right)\right)-\frac{py(x-(a+2b))}{\pi((x-(a+2b))^2+y^2)},$$

$$\sigma_y^{III}=\frac{p(x-(2a+2b))}{\pi a}\left(arctg\left(\frac{2a+2b-x}{|y|}\right)+arctg\left(\frac{x-(2a+2b)}{|y|}\right)\right)+\frac{py(x-(a+2b))}{\pi((x-(a+2b))^2+y^2)},$$

$$\tau_{xy}=-\frac{py^2}{\pi((x-(a+2b))^2+y^2)}-\frac{py}{\pi a}\left(arctg\left(\frac{2a+2b-x)}{|y|}\right)+arctg\left(\frac{x-(a+2b)}{|y|}\right)\right). \qquad (18)$$

Таким образом, все компоненты напряжения получены. Компоненты верти-кального напряжения могут быть получены соответствующими преобразованиями формул (5), (11) и (15).

Перейдем к вычислению осадки. Вычисляя интегралы от компоненты вертикальной деформации можно получить формулы для осадки на рассматриваемых участках. В результате s^I при $0<x<a$ определяется формулой (12), s^{II} при $a<x<a+2b$ имеет вид

$$s^{II}=-\frac{p(1-2\nu)}{2\pi\mu}\left(y\cdot arctg\left(\frac{a+2b-x}{y}\right)+y\cdot arctg\left(\frac{x-a}{y}\right)+\right.$$

$$+\frac{a+2b-x}{2}\cdot\ln\left(\frac{(a+2b-x)^2+y^2}{(a+2b-x)^2}\right)+\frac{x-a}{2}\cdot\ln\left(\frac{(x-a)^2+y^2}{(x-a)^2}\right)\Bigg)-$$

$$-\frac{p}{2\pi\mu}\left(\frac{x-a}{2}\cdot\ln\left(\frac{(x-a)^2+y^2}{(x-a)^2}\right)+\frac{a+2b-x}{2}\cdot\ln\left(\frac{(a+2b-x)^2+y^2}{(a+2b-x)^2}\right)\right), \qquad (19)$$

а s^{III} при $a+2b<x<2a+2b$ имеет вид

$$s^{III}=\frac{p(1-2\nu)(x-(2a+2b))}{2\pi\mu a}\left(y\cdot arctg\left(\frac{x-(a+2b)}{y}\right)+y\cdot arctg\left(\frac{2a+2b-x}{y}\right)+\right.$$

$$\left.+\frac{x-(a+2b)}{2}\ln\left(\frac{(x-(a+2b))^2+y^2}{(x-(a+2b))^2}\right)+\frac{2a+2b-x}{2}\ln\left(\frac{(2a+2b-x)^2+y^2}{(2a+2b-x)^2}\right)\right)-$$

$$-\frac{p\nu}{4\pi\mu a}\Big(((2a+2b-x)^2+y^2)\ln((2a+2b-x)^2+y^2)-2(2a+2b-x)^2\ln(2a+2b-x)-$$

$$-((x-(a+2b))^2+y^2)\ln((x-(a+2b)^2+y^2)+2(x-(a+2b))^2\ln(x-(a+2b))\Big)-$$

$$-\frac{p(x-(a+2b))}{4\pi\mu}\ln\left(\frac{(x-(a+2b))^2+y^2}{(x-(a+2b))^2}\right). \qquad (20)$$

Тем самым задача решена.

2. Эпюра нагрузки – трапеция с вертикальными боковыми сторонами.

Рассмотрим полуплоскость Ox, загруженную полосовой нагрузкой, имеющей форму равнобочной трапеции (рис. 14).

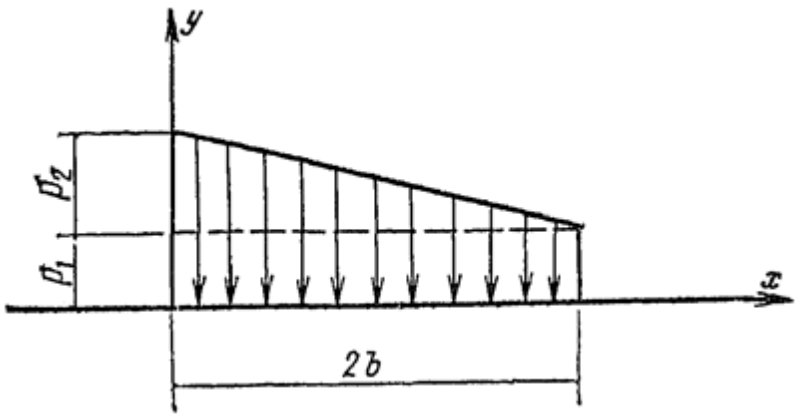


Рис. 14. Расчетная схема задачи

Пусть $N_1(t)=-p_1$ и $N_2(t)=\frac{(p_1-p_2)}{2b}t-p_2$ при $0\le t\le 2b$. Компоненты напряжения от данной нагрузки есть сумма компонент напряжения от нагрузок, задаваемых по законам $N_1(t)$ и $N_2(t)$ на указанном участке с учетом полученных выше решений.

Компоненты напряжения σ_x^I, σ_y^I, τ_{xy}^I, соответствующие $N_1(t)$ определяются по формулам (17), если положить в этих формулах $a=0$. Тогда получим

$$\sigma_x^I=-\frac{p_1}{\pi}\left(arctg\left(\frac{x}{|y|}\right)+arctg\left(\frac{2b-x}{|y|}\right)\right)+\frac{2p_1by((x-b)^2-y^2-b^2)}{\pi((x-b)^2+y^2-b^2)^2+4b^2y^2)},$$

$$\sigma_y^I=-\frac{p_1}{\pi}\left(arctg\left(\frac{x}{|y|}\right)+arctg\left(\frac{2b-x}{|y|}\right)\right)-\frac{2p_1by((x-b)^2-y^2-b^2)}{\pi((x-b)^2+y^2-b^2)^2+4b^2y^2)},$$

$$\tau_{xy}^I=\frac{4p_1b(x-b)y^2}{\pi((x-b)^2+y^2-b^2)^2+4b^2y^2)}. \qquad (21)$$

Для получения компонент напряжения от нагрузки, изменяющейся по линейному закону, представим этот закон в виде

$$N_2(t)=N_2^*(t)+N_2^{**}(t),$$

где $N_2^*(t)=-\frac{(p_1-p_2)}{2b}t$, $N_2^{**}(t)=-p_2$ на участке $0\le t\le 2b$. Тогда искомые компоненты напряжения представляют собой сумму компонент напряжения, представленными формулами (10) с заменами p на p_1-p_2 и a на $2b$ с соответствующими компонентами напряжения, представленными формулами (17) при $a=0$. В результате имеем

$$\sigma_x^{II}=\frac{(p_1-p_2)y}{2\pi b}\ln\left(\frac{(2b-x)^2+y^2}{x^2+y^2}\right)-\frac{(p_1-p_2)x}{2\pi b}\left(arctg\left(\frac{2b-x}{|y|}\right)+arctg\left(\frac{x}{|y|}\right)\right)-$$

$$-\frac{(p_1-p_2)y(2b-x)}{\pi((x-2b)^2+y^2)}-\frac{p_2}{\pi}\left(arctg\left(\frac{x}{|y|}\right)+arctg\left(\frac{2b-x}{|y|}\right)\right)+$$

$$+\frac{2p_2by((x-b)^2-y^2-b^2)}{\pi((x-b)^2+y^2-b^2)^2+4b^2y^2},$$

$$\sigma_x^{II} = -\frac{(p_1 - p_2)x}{2\pi b}\left(arctg\left(\frac{2b - x}{|y|}\right) + arctg\left(\frac{x}{|y|}\right)\right) + \frac{(p_1 - p_2)y(2b - x)}{\pi((x - 2b)^2 + y^2)} -$$

$$-\frac{p_2}{\pi}\left(arctg\left(\frac{x}{|y|}\right) + arctg\left(\frac{2b - x}{|y|}\right)\right) - \frac{2p_2 by((x - b)^2 - y^2 - b^2)}{\pi((x - b)^2 + y^2 - b^2)^2 + 4b^2y^2},$$

$$\tau_{xy}^{II} = \frac{(p_1 - p_2)y^2}{\pi((x - 2b)^2 + y^2)} + \frac{(p_1 - p_2)y}{2\pi b}\left(arctg\left(\frac{2b - x}{|y|}\right) + arctg\left(\frac{x}{|y|}\right)\right) +$$

$$+\frac{4p_2 by^2(x - b)}{\pi((x - b)^2 + y^2 - b^2)^2 + 4b^2y^2)}. \qquad (22)$$

Как и выше, для вычисления компоненты вертикальной деформации воспользуемся формулами (4), подставляя в них выражения для компонент напряжения из формул (21) и (22), т.е.

$$\varepsilon_y = \varepsilon_u + \varepsilon_l, \qquad (23)$$

где

$$\varepsilon_u = -\frac{(p_1 + p_2)}{\pi}\left((1 - 2\nu)\left(arctg\left(\frac{x}{|y|}\right) + arctg\left(\frac{2b - x}{|y|}\right)\right) +\right.$$

$$\left. +\frac{2by((x - b)^2 - y^2 - b^2)}{((x - b)^2 + y^2 - b^2)^2 + 4b^2y^2)}\right),$$

является частью компоненты вертикальной деформации, соответствующей

$$\varepsilon_l = \frac{p_2 - p_1}{2\pi b}\left((1 - 2\nu)x\left(arctg\left(\frac{x}{|y|}\right) + arctg\left(\frac{2b - x}{|y|}\right)\right) -\right.$$

$$\left. -\frac{2by(2b - x)}{(2b - x)^2 + y^2} + \nu y \ln\left(\frac{(2b - x)^2 + y^2}{(2b - x)^2}\right)\right),$$

равномерной p_1 и, которая является частью компоненты вертикальной деформации, соответствующей нагрузке p_2.

Подставляя выражение (23) в формулу (6), получим формулу осадки при указанных выше нагрузках на участке $0 \le x \le 2b$. Имеем

$$s = s_u + s_l, \tag{24}$$

где

$$s_u = -\frac{(p_1+p_2)(1-2\nu)}{\pi}\left(y \cdot arctg\left(\frac{x}{y}\right) + y \cdot arctg\left(\frac{2b-x}{y}\right) + \frac{x}{2}\ln\left(\frac{x^2+y^2}{x^2}\right) + \right.$$

$$\left. + \frac{2b-x}{2}\ln\left(\frac{(2b-x)^2+y^2}{(2b-x)^2}\right)\right) - \frac{(p_1+p_2)}{\pi}\left(\frac{x}{2}\ln\left(\frac{x^2+y^2}{x^2}\right) + \frac{2b-x}{2}\ln\left(\frac{(2b-x)^2+y^2}{(2b-x)^2}\right)\right),$$

являющаяся частью нагрузки, соответствующей нагрузке p_1 и

$$s_l = \frac{(p_2-p_1)(1-2\nu)x}{2\pi b}\left(y \cdot arctg\left(\frac{x}{y}\right) + y \cdot arctg\left(\frac{2b-x}{y}\right) + \frac{x}{2}\ln\left(\frac{x^2+y^2}{x^2}\right) + \right.$$

$$\left. + \frac{2b-x}{2}\ln\left(\frac{(2b-x)^2+y^2}{(2b-x)^2}\right)\right) - \frac{(p_2-p_1)\nu}{4\pi b}\left(((2b-x)^2+y^2)\ln((2b-x)^2+y^2) - \right.$$

$$\left. -2(2b-x)\ln(2b-x) - (x^2+y^2)\ln(x^2+y^2) + 2x^2\ln x\right) +$$

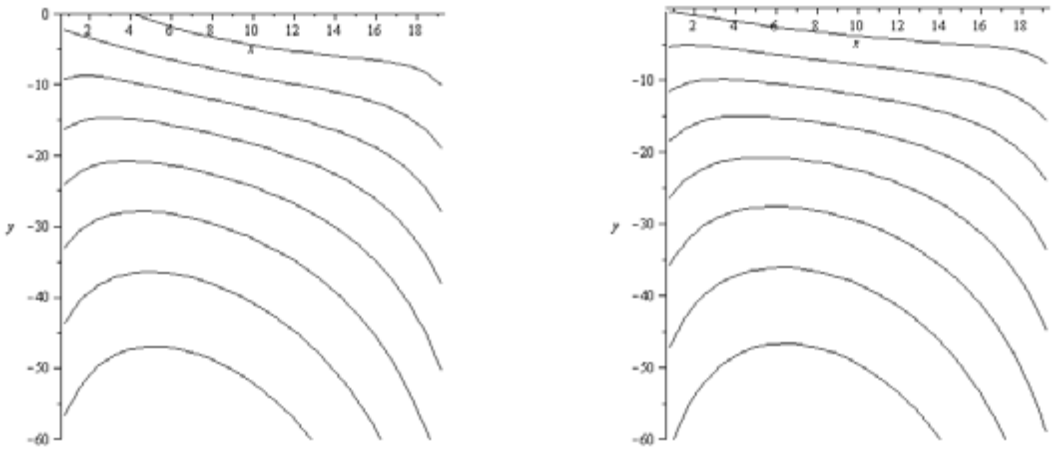
$$+ \frac{(p_2-p_1)(2b-x)}{2\pi}\ln\left(\frac{(2b-x)^2+y^2}{(2b-x)^2}\right),$$

являющаяся частью нагрузки, соответствующей нагрузке p_2.

На рис. 15 приведены изолинии значений $2\mu s$ для глины и песка, построенные на основании формулы (24).

Ясно, что осадка при таком законе нагружения должна получаться суммированием осадок, приведенных в табл. 1, 2 и 5, 6 с соответствующими значениями нагрузок и координат точек нижней полуплоскости.

Очевидно, что из равномерно распределенной и линейной нагрузки можно построить и другие типы полосовых нагрузок.



а) *б)*

Рис. 15. Изолинии $2\mu s$ при $a=10$, $p=1$, $\nu=0{,}42$ (глина) (*а*); $a=10$, $p=1$, $\nu=0{,}3$ (песок) (*б*)

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Кушнер С.Г.* Расчет деформаций оснований зданий и сооружений. З.: ООО ИПО Запорожье, 2008.

2. *Далматов Б.И.* Механика грунтов, основания и фундаменты. Л.: Стройиздат, 1988.

3. *Цытович Н.А.* Механика грунтов (краткий курс). М.: ВШ, 1983.

4. *Мусхелишвили Н.И.* Некоторые основные задачи математической теории упругости. М.: Наука, 1966.

5. *Michell J.H.* The inversion of plane stress // Ibid., V. 34, 1902.

6. *Колосов Г.В.* Об одном приложении теории функций комплексного переменного к плоской задаче математической теории упругости. Юрьев, 1909.

7. *Kolossoff G.* Über einige Eigenschaften des ebenen Problems der Elastizitätst-theorie // Ztschr. f. Math. u. Phys., Bd. 62, 1914.

8. *Иванов П.Л.* Грунты и основания гидротехнических сооружений. М.: Высшая школа, 1985.

9. Справочник проектировщика. Основания, фундаменты и подземные сооружения. М.: Стройиздат, 1985.

А.Н. Богомолов, И.В. Якименко, О.А. Богомолова, Я.В. Качурин

РЕЗУЛЬТАТЫ КОМПЬЮТЕРНОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ ПРОЦЕССА ОБРАЗОВАНИЯ И РАЗВИТИЯ ОБЛАСТЕЙ ПРЕДЕЛЬНОГО СОСТОЯНИЯ ГРУНТА В ОСНОВАНИИ СИСТЕМЫ ПАРАЛЛЕЛЬНЫХ ЛЕНТОЧНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

В работе приведены результаты компьютерного моделирования процесса зарождения и развития областей пластических деформаций в связном основании системы пяти и двух параллельных ленточных фундаментов. Определены величины интенсивности равномерно распределенной нагрузки, эквивалентные расчетному сопротивлению и предельно допустимой нагрузке.

Целью компьютерного моделирования процесса развития областей пластических деформаций в основании системы ленточных фундаментов является определение значений интенсивности равномерно распределенных нагрузок q_R и $q_{пд}$, которые соответствуют величинам расчетного сопротивления R и предельно допустимой нагрузки на основание $P_{пд}$.

Под системой ленточных фундаментов будем понимать совокупность n параллельных фундаментов одинаковой ширины d_n, воспринимающих внешнюю равномерно распределенную нагрузку одинаковой интенсивности q_n и отстоящих друг от друга на одинаковых расстояниях Δd_n. Причем, расстояние Δd_n должно быть таким, чтобы не происходили выпор и продавливание грунта в промежутки между соседними фундаментами. Ширина эквивалентной ленты в общем случае определяется выражением

$$L = nd_n + (n-1)\Delta d_n, \qquad (1)$$

все обозначения приведены на рис. 1.

При выполнении перечисленных выше требования систему фундаментов можно рассматривать как одиночный изолированный фундамент.

Выбор количества фундаментов, входящих в системы подвергшихся анализу, определен тем, что два фундамента – это минимальное их количество, которое способно составлять систему, при этом взаимное влияние фундаментов максимально. В системе пяти фундаментов, напротив, влияние крайних фундаментов друг на друга и на средний фундамент практически исключено. То же можно сказать и об их влиянии на средний (третий) фундамент.

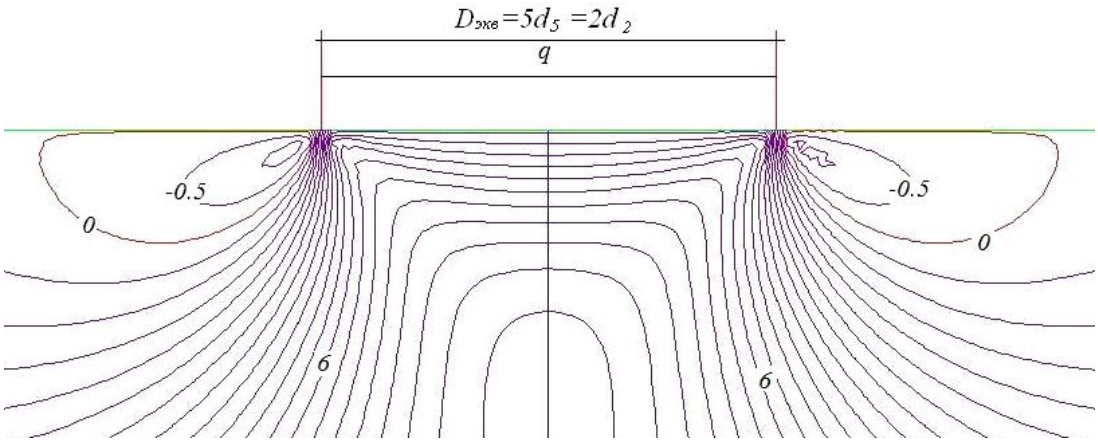
Известно, что процесс образования и развития областей пластических деформаций в основании системы параллельных ленточных фундаментов зависит от их ширины, интенсивности внешнего воздействия и физико-механических свойств грунта основания [1]. Для того, чтобы охватить весь спектр возможных значений физико-механических свойств, будем считать, что удельный вес грунта постоянен и равен $\gamma = 2$ т/м^3, угол внутреннего трения при расчетах принимает значения $\varphi = 10°; 20°; 30°$, а удельное сцепление грунта C и эквивалентная ширина фундамента приняты такими, что величина приведенного давления связности, определяемая выражением $\sigma_{св} = C(\gamma D_{экв} tg\varphi)^{-1}$, изменялась в пределах $\sigma_{св} \in [0,5 – 12]$.

Все вычисления и графические построения при определении искомых величин проведены при помощи компьютерных программам, разработанных в Волгоградском государственном архитектурно-строительном университете [2]. В этих программах формализовано решение основной первой граничной задачи для полуплоскости [3], полученное на основе использования методов теории функций комплексного переменного [4], и способ построения областей пластических деформаций, предложенный в работе [5].

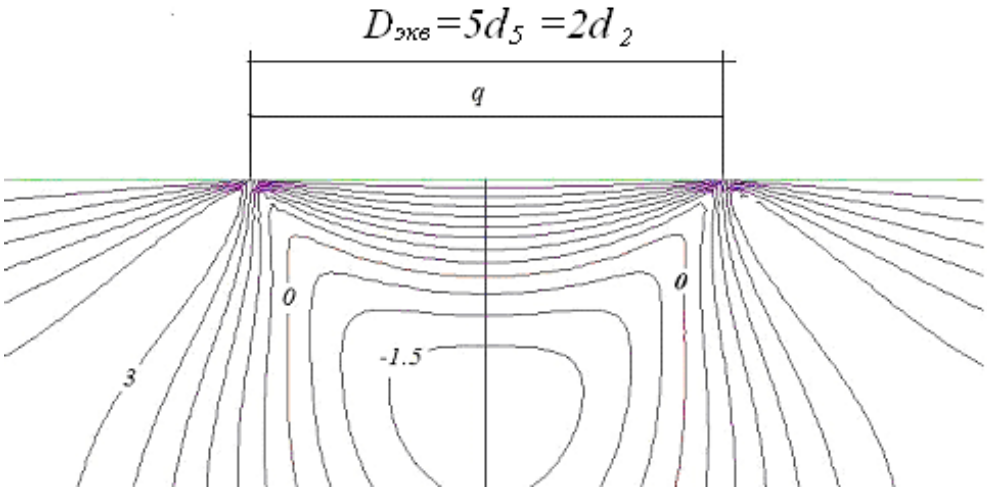
На первым этапе моделирования определяются безразмерные (в долях $\gamma D_{экв}$) напряжения в узлах сетки, на которую разбита активная зона фундамента. Шаг сетка равен 0,01 условной единицы, за которую принята полуширина $D_{экв}$ одиночного ленточного фундамента. По завершению первого этапа картины соответствующих изолинии автоматически выводятся на монитор компьютера.

На рис. 1 изображены картины изолиний нормальных (σ_z; σ_x) и касательных (τ_{xz}) напряжений в основании одиночного фундамента шириной $2D_{экв}$, находящегося под действием равномерно распределенной нагрузкой относительной интенсивности $q = q_д / \gamma D_{экв} = 6$.

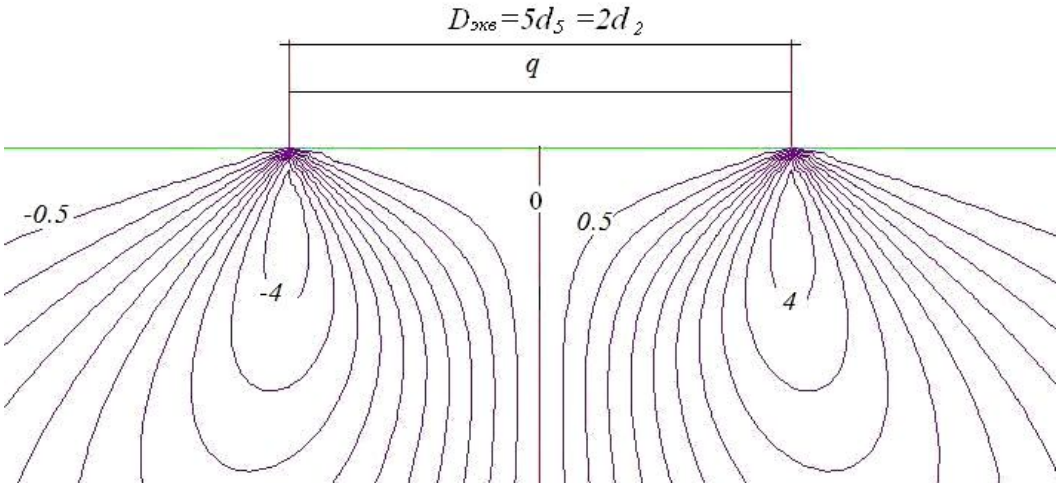
На рис. 2 и 3 изображены картины безразмерных напряжений в основании системы, состоящей из двух параллельных ленточных фундаментов при условии, что расстояния между ними равно соответственно $0,4d_2$ и $0,8d_2$, а на рис. 4 и 5 показаны те же картины в основании системы пяти фундаментов, при условии, что расстояние между соседними фундаментами, равно $0,25d_5$ и d_5 соответственно.



а)

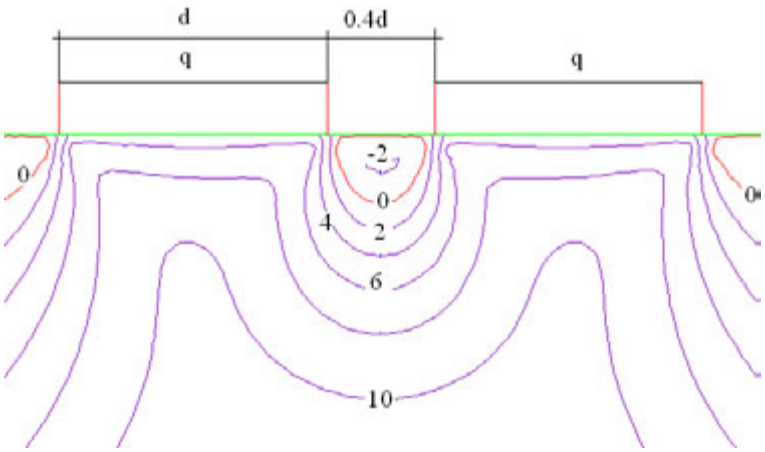


б)

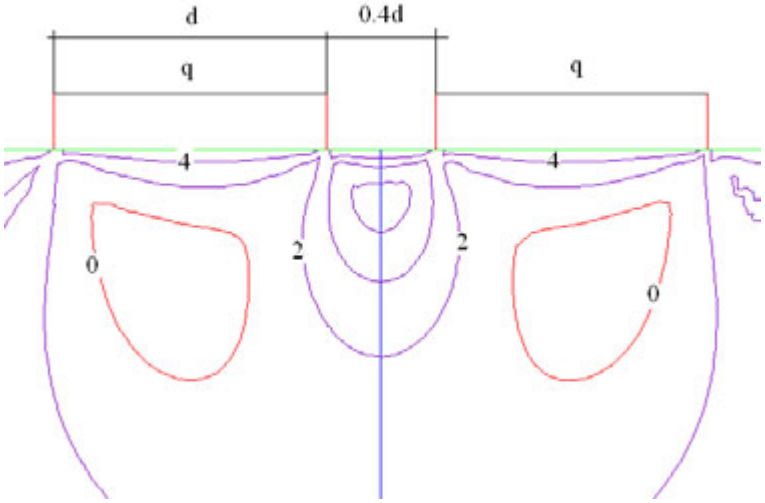


в)

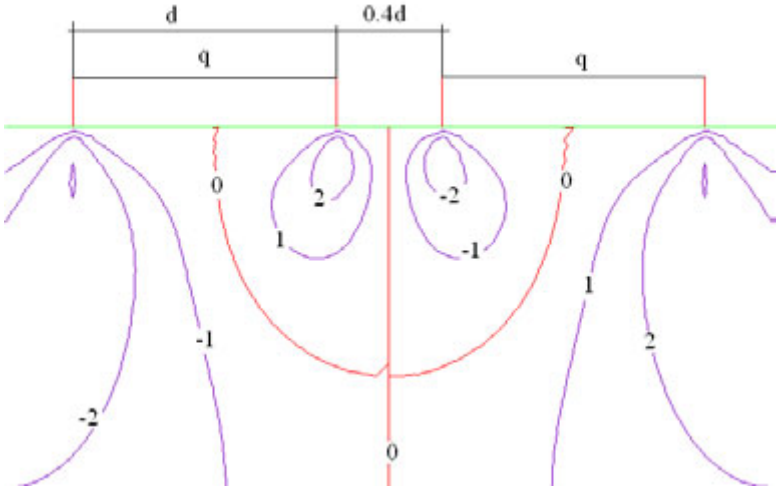
Рис. 1. Картины изолиний безразмерных вертикальных σ_z (а), горизонтальных σ_x (б) и касательных τ_{zx} (в) напряжений в основании одиночного фундамента шириной $D_{экв} = 5d_5 = 2d_2$ при $q = 6$



а)

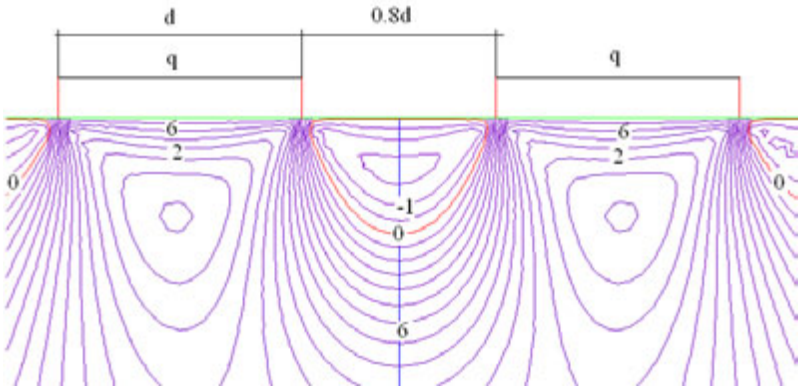


б)

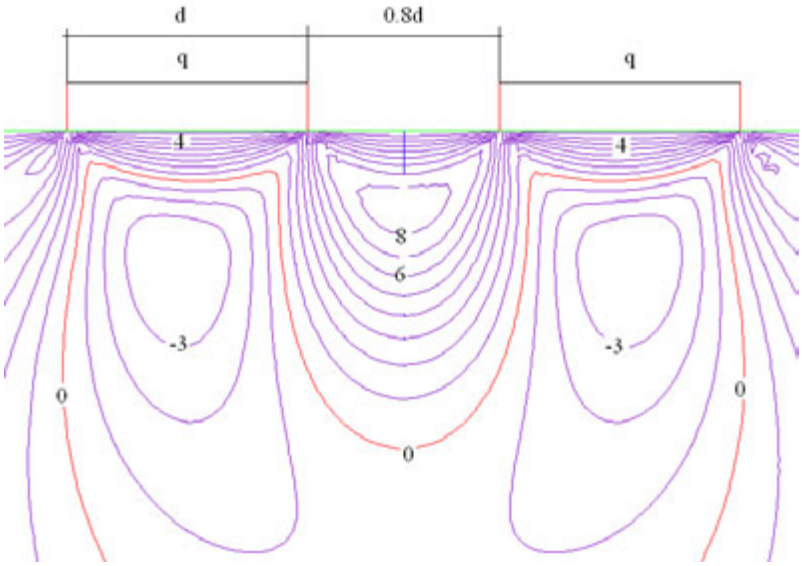


в)

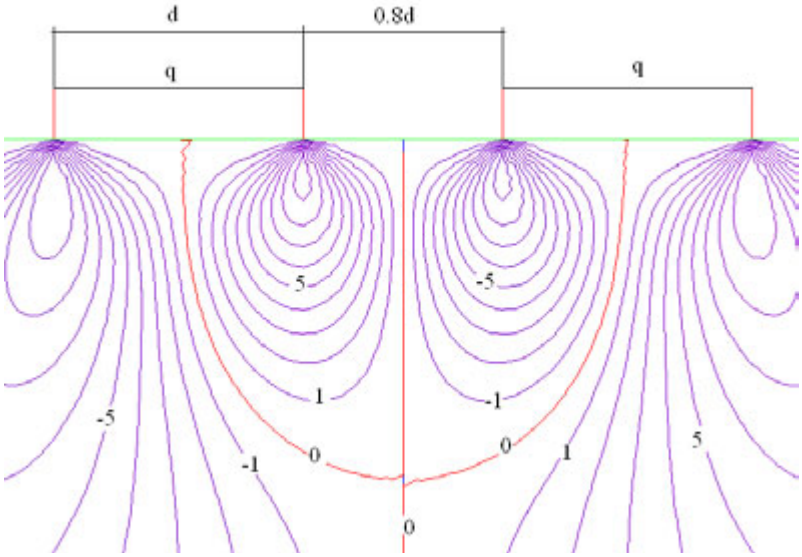
Рис. 2. Картины изолиний безразмерных вертикальных σ_z (*а*), горизонтальных σ_x (*б*) и касательных τ_{zx} (*в*) напряжений в основании системы двух фундаментов шириной $d_2 = D_{экв}$ при q = 6 и расстоянием между фундаментами $\Delta d = 0{,}4d_2$



а)

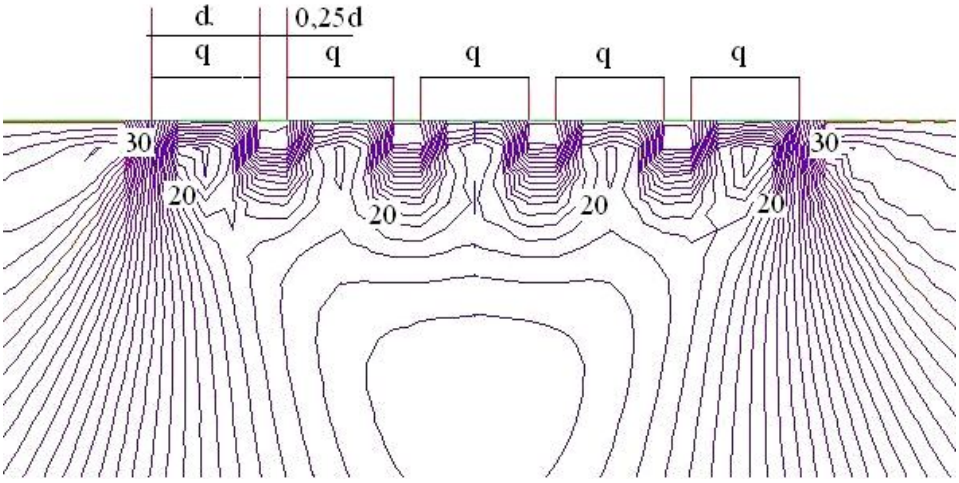


б)

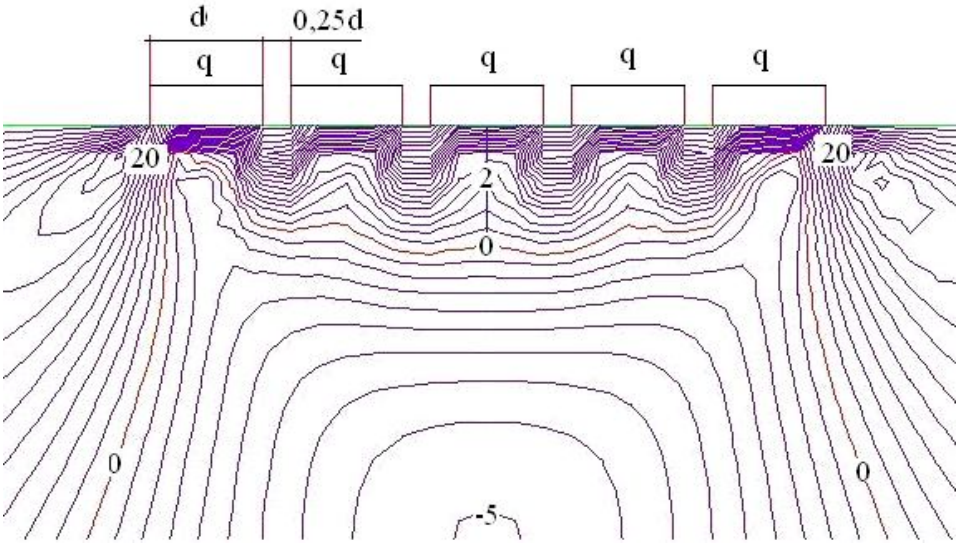


в)

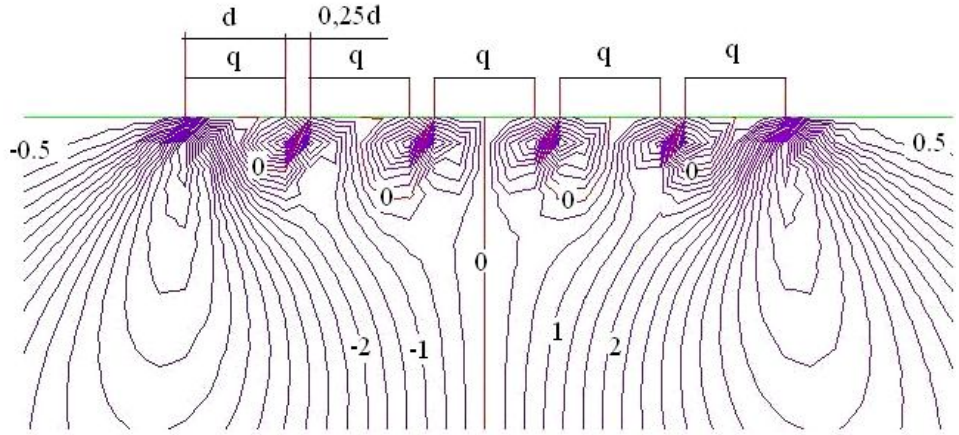
Рис. 3. Картины изолиний безразмерных вертикальных σ_z (*а*), горизонтальных σ_x (*б*) и касательных τ_{zx} (*в*) напряжений в основании системы двух фундаментов шириной $d_2 = D_{экв}$ при q = 6 и расстоянием между фундаментами $\Delta d = 0{,}8d_2$



а)

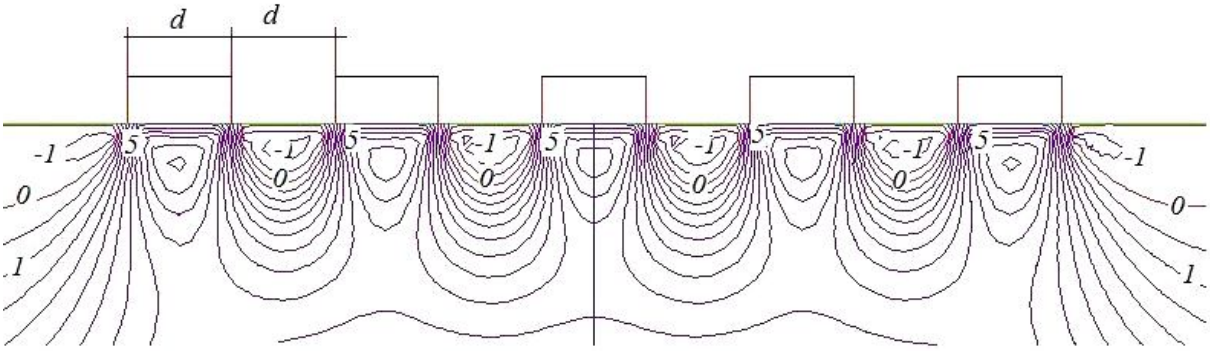


б)

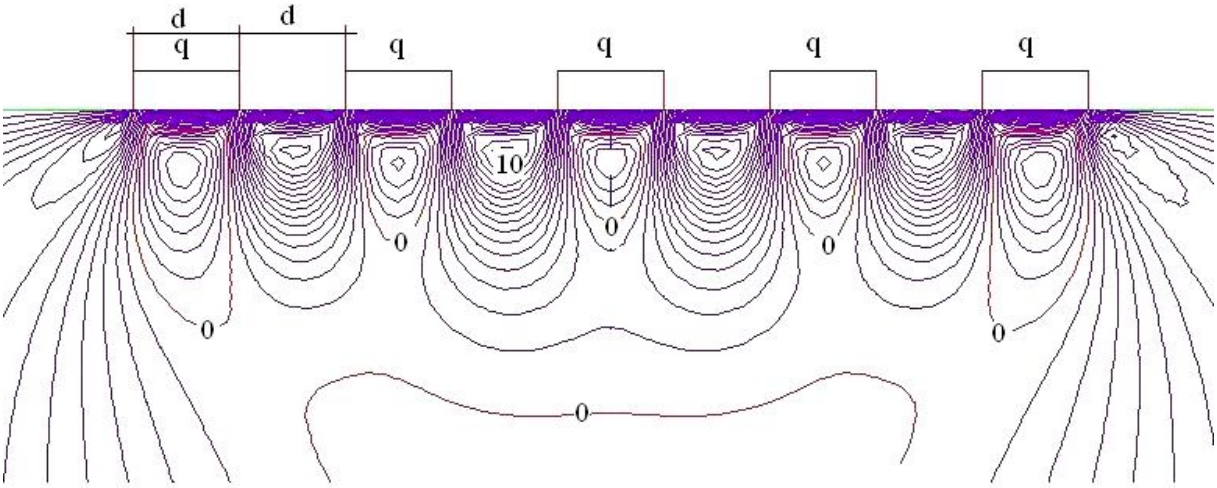


в)

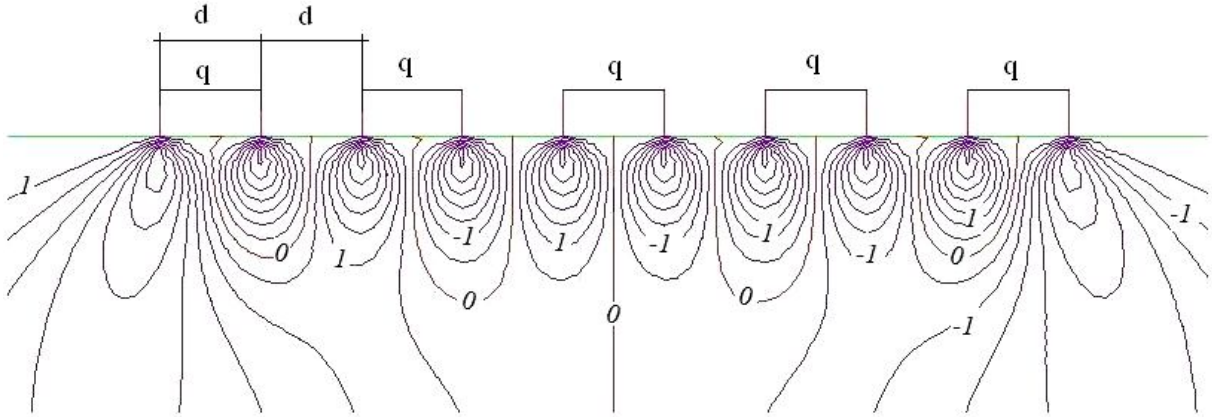
Рис. 4. Картины изолиний безразмерных вертикальных σ_z (*а*), горизонтальных σ_x (*б*) и касательных τ_{zx} (*в*) напряжений в основании системы пяти фундаментов шириной $d_5 = 0{,}4D_{экв}$ при $q = 30$ и расстоянием между фундаментами $\Delta d = 0{,}25d_5$



а)



б)



в)

Рис. 5. Картины изолиний безразмерных вертикальных σ_z (*а*), горизонтальных σ_x (*б*) и касательных τ_{zx} (*в*) напряжений в основании системы пяти фундаментов шириной $d_5 = 0{,}4D_{экв}$ при $q = 6$ и расстоянием между фундаментами $\Delta d = d_5$

Анализ изображений картин изолиний, приведенных на рис. 1–5 показывает, что напряженное состояние основания одиночного фундамента существенно отличается от напряженного состояния основания системы одинаково нагруженных фундаментов. Так в промежутке между фундаментами возникают области растягивающих (со знаком минус) вертикальных σ_z напряжений (см., например, рис. 2, *а*). Области растягивающих горизонтальных напряжений σ_x, имеющиеся непосредственно под фундаментом, при увеличении расстояния между фундаментами системы постепенно сливаются (см. рис. 3–5, *б*). Изолинии касательных τ_{zx} напряжений образуют систему областей с периодически меняющимися знаками напряжений.

Давать количественную оценку этим изменениям не представляется возможным, т.к. пришлось бы рассматривать очень большое количество вариантов, однако можно с уверенность утверждать, что они оказывают существенное влияние на процесс образования и развития областей предельного состояния грунта в основании фундаментов, как это показано ниже.

На втором этапе моделирования осуществляется построение областей предельного состояния. При этом принимается условие, что в каждой точке границы области предельного состояния величина коэффициента запаса устойчивости, вычисленная по формуле (2) равна K_T=1 [].

$$K_T = \frac{\left[\frac{1}{2}(\sigma_z - \sigma_x)\cos 2\alpha + \frac{1}{2}(\sigma_x - \sigma_z) + \tau_{xz}\sin 2\alpha + \sigma_{св}\right] tg\varphi}{\frac{1}{2}(\sigma_x - \sigma_z)\sin 2\alpha + \tau_{xz}\cos 2\alpha}, \qquad (2)$$

где σ_z; σ_x; τ_{xz} и α – соответственно, безразмерные компоненты напряжения и угол наклона наиболее вероятной площадки сдвига в рассматриваемой точке грунтового массива; $\sigma_{св}=C(\gamma\, D_{экв}\, tg\varphi)^{-1}$ – приведенное давление связности.

Ниже на рис. 6–16 показано, где и как происходит образование и развитие областей пластических деформаций в основаниях изолированного ленточного фундамента и систем из двух и пяти ленточных фундаментов при условии действия на них равномерно распределенной нагрузки.

Под одиночным фундаментом (рис. 6–8) в зависимости от его ширины и физико-механических свойств грунта ОПД начинают образовываться либо под краями фундамента, либо на некоторой глубине под подошвой фундамента в точке, лежащей на оси симметрии расчетной схемы, либо одновременно в указанных местах. Это обстоятельство отмечалось нами и ранее.

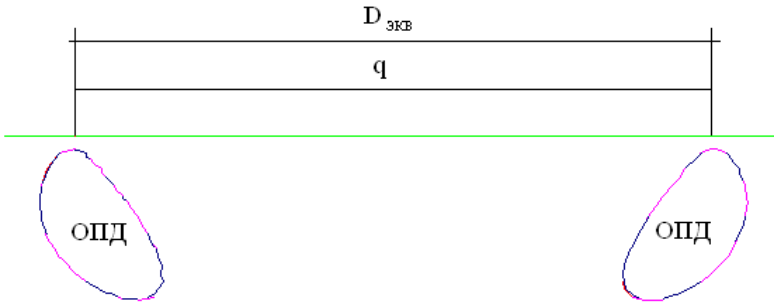


Рис. 6. Области пластических деформаций в основании одиночного фундамента при q=8,045, $\sigma_{св}$=6 и φ=20°

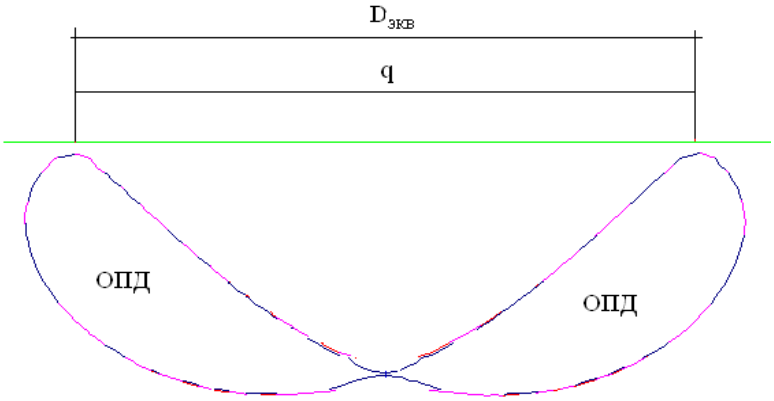


Рис. 7. Смыкание ОПД в основании одиночного фундамента при *q* = 1,197, $\sigma_{св}$=0,5 и φ=20°

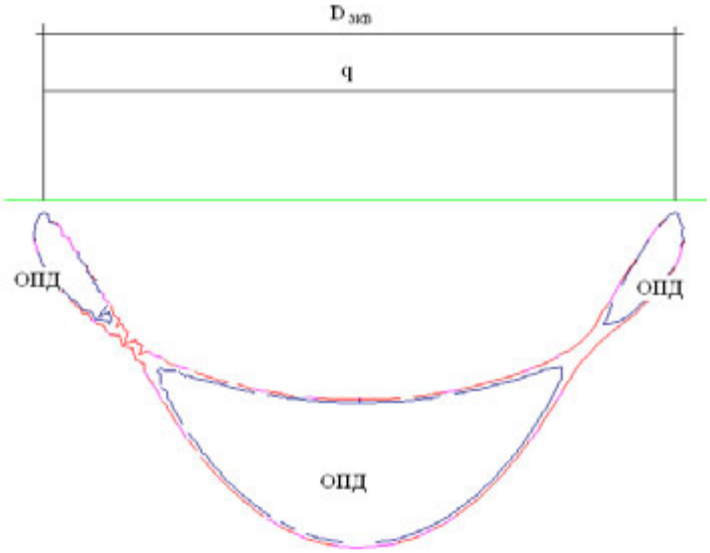


Рис. 8. Смыкание ОПД в основании одиночного фундамента при *q* = 0,54, $\sigma_{св}$=0,5 и φ=10°

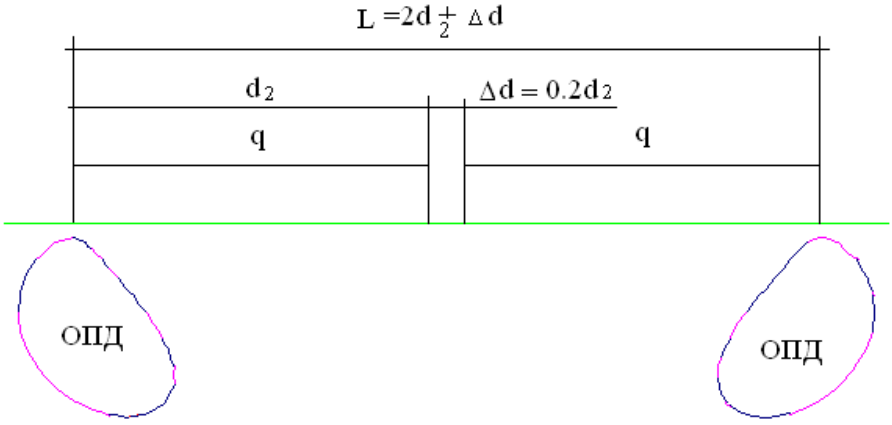


Рис. 9. Области пластических деформаций в основании системы двух фундаментов при *q* = 3,89 (соответствует *R*), $\sigma_{св}$=6 и φ=10°

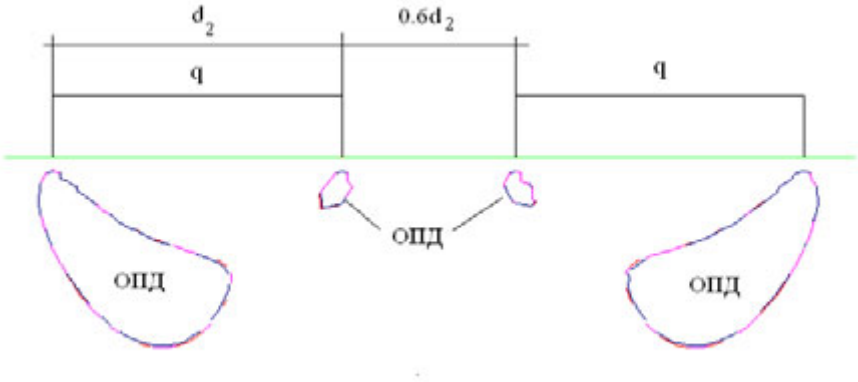


Рис. 10. Области пластических деформаций в основании системы из двух фундаментов при *q* = 4,15 (соответствует R), $\sigma_{св}$=6 и φ=10°

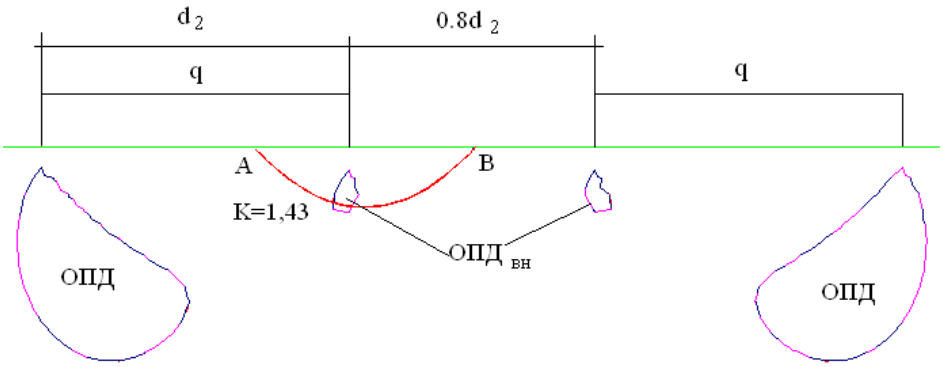


Рис. 11. Области пластических деформаций в основании системы из двух фундаментов при *q* = 15, $\sigma_{св}$ = 6 и φ = 30°, наиболее вероятная линия выпора при К = 1,43

В первом случае величина расчетного сопротивления определяется величиной равномерно-распределенной нагрузки, при которой ОПД получают развитие, как это установлено нормативными документами) на глубину равную $D_{экв}/4$.

Вторая и третья схема образования ОПД возможна при очень слабых физико-механических свойствах грунта. В этом случае величины расчетного сопротивления и предельно допустимой нагрузки настолько малы, что выходят за рамки интересующих нас значений.

Величина предельно допустимой нагрузки определяется значением внешнего воздействия, при котором происходит смыкание областей предельного состояния грунта.

Рассматривая систему двух фундаментов, видим, что ОПД образуются под внешними краями фундаментов. При увеличении интенсивности внешнего воздействия пластические области начинают образовываться и под внутренними краями. При последующем увеличении интенсивности внешнего воздействия и (или) расстояния между фундаментами возможны два варианта:

1. Происходит первоочередное смыкание внешних и внутренних пластических областей (см. рис. 12). Наступление этого события означает, что данные фундаменты уже нельзя рассматривать как систему, так как величина интенсивности соответствующего внешнего воздействия будет определять уже значение предельно допустимой нагрузки для каждого из двух одиночных близ расположенных фундаментов. Если до момента смыкания наружных и внутренних пластических областей первые получили развитие на глубину $\Delta Z = 0,25L = 2d_2 + \Delta d$, то соответствующее значение внешней нагрузки определяет величину расчетного сопротивления R (см. рис. 9 и 12). При этом должно выполняться условие $\Delta Z_{внутр} \leq 0,25d_2$.

2. Происходит постепенное смыкание внешних пластических областей (см. рис. 13). Если при этом выполняется условие $\Delta Z_{внутр} \leq 0,25d_2$, то значения интенсивности внешнего воздействия, соответствующие моментам развития внешних пластических областей на глубину $\Delta Z = 0,25L$ и их смыкания, определяют соответственно значения расчетного сопротивления R и предельно допустимой нагрузки.

Процесс развития областей пластических деформаций в основании системы пяти фундаментов происходит практически так же, как описано выше (см. рис. 14). Разница состоит лишь в определении величины шири-

ны системы фундаментов или ширины эквивалентной ленты, которая для пяти фундаментов определяется выражением $L = 5d_5 + 4\Delta d$.

В результате проведения компьютерного моделирования процесса образования и развития областей пластических деформаций в основании систем двух и пяти параллельных ленточных фундаментов были составлены табл. 1–4, в которых помещены численные значения безразмерных (в долях $\gamma D_{экв}$) величин интенсивностей равномерно распределенных нагрузок, эквивалентных расчетному сопротивлению основания и предельно допустимой нагрузке на основание.

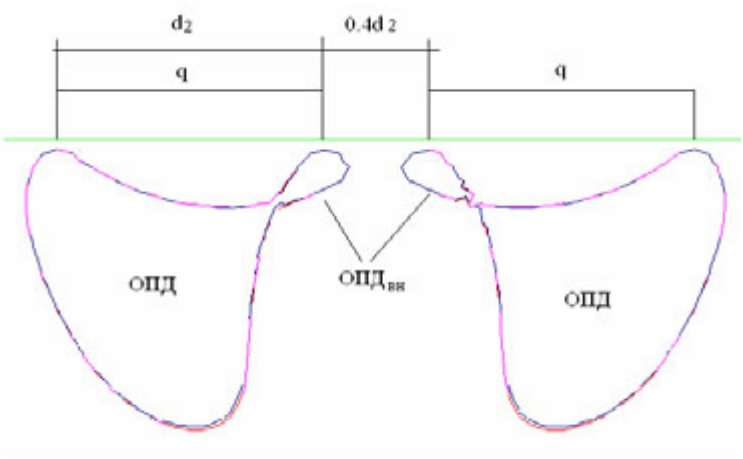


Рис. 12. Смыкание внешних и внутренних ОПД в основании системы двух фундаментов при q = 5,132, $\sigma_{св}$ = 6 и φ=10°. К = 1,24

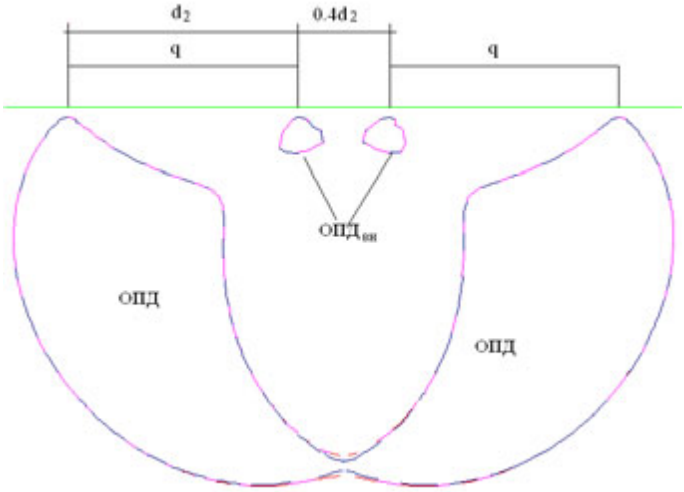
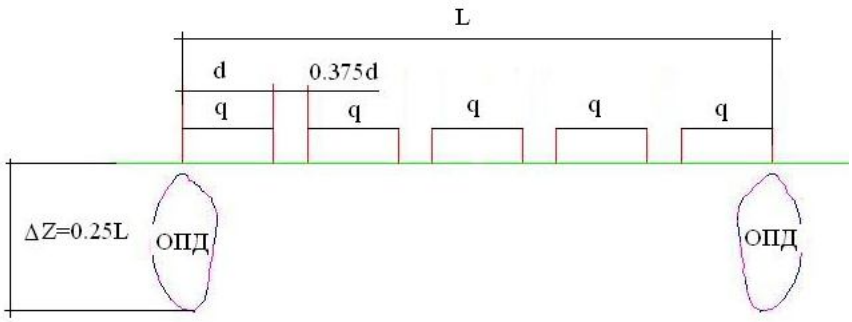
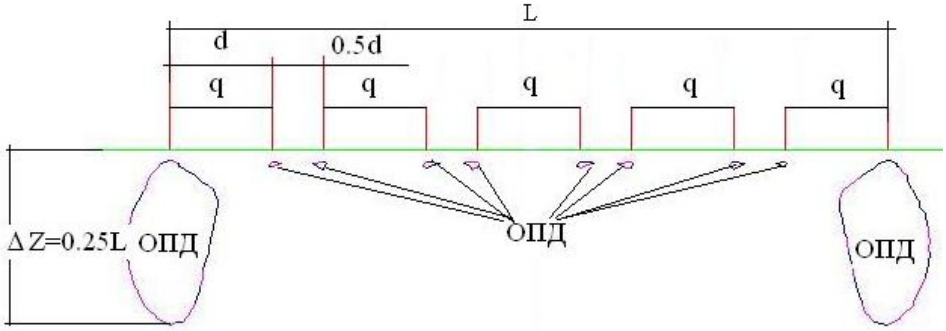


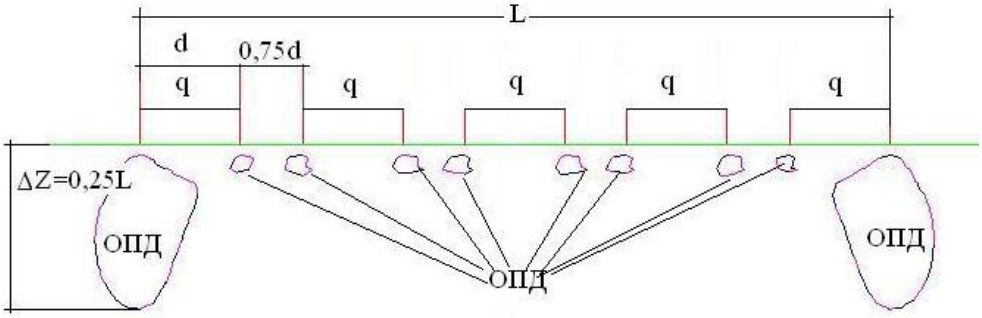
Рис. 13. Смыкание внешних и внутренних ОПД в основании системы двух фундаментов при q = 9,06, $\sigma_{св}$=6 и φ=20°



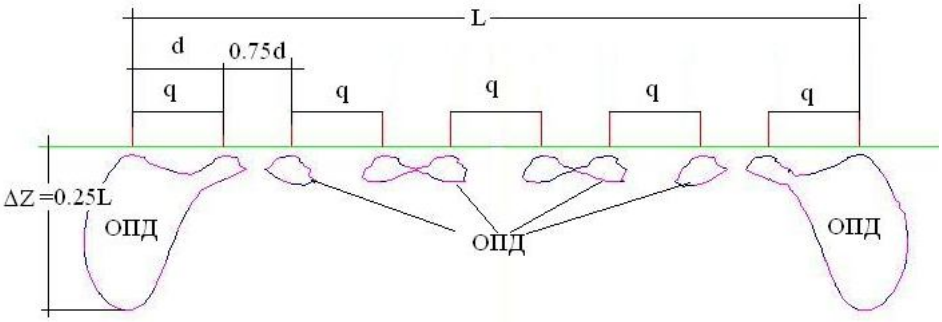
а)



б)



в)



г)

Рис. 14. Области пластических деформаций в основании системы пяти фундаментов при: q = 20,7 и Δd = 0,375d_5 (*а*); q = 22,4 и Δd = 0,5d_5 (*б*); q = 25,3 и Δd = 0,75d_5 (*в*) и q = 28,27 и Δd = 0,75d_5 (*г*) при этом $\sigma_{св}$ = 12 и φ = 20°

Таблица 1

Безразмерные значения величины расчетного сопротивления основания системы двух фундаментов

$\sigma_{св}$	0,5					6						12							
n / φ	0	0,05	0,1	0,2	0,4	0	0,05	0,1	0,2	0,4	0,6	0	0,05	0,1	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
10°	0,3813	0,406	0,408	0,414	0,4256	3,66	3,79	3,8358	3,89	4,0686	4,15	7,19	7,435	7,726	7,649	7,93	8,093	8,343	8,60
20°	1,055	1,0764	1,0841	1,124	1,19	8,045	8,16	8,2419	8,42	8,815	9,06	15,633	15,80	15,99	16,33	16,897	17,50	18,20	18,25
30°	1,74	1,784	1,8325	1,855	1,9761	12,76	13,00	13,091	13,31	13,77	14,04	24,8	26,80	27,00	27,40	28,52	29,351	30,301	30,973

Таблица 2

Безразмерные значения величины предельно допустимой нагрузки на основание системы двух фундаментов

$\sigma_{св}$	0,5					6						12							
n / φ	0	0,05	0,1	0,2	0,4	0	0,05	0,1	0,2	0,4	0,6	0	0,05	0,1	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
10°	0,406	0,412	0,434	0,486	См. К=1,07	3,66	3,862	4,008	4,381	5,132	См. К=1,09	7,19	7,47	7,9013	8,62	10,058	См К=1,05		
20°	1,197	1,315	1,4051	1,42	К=1,05	8,167	8,69	9,042	9,9321	11,78	К=1,08	15,68	16,632	17,286	18,88	22,183	К=1,07		
30°	2,112	2,3325	2,492	2,903	К=1,08	13,075	13,925	14,48	15,943	18,95	К=1,08	25,4	27,1	29,0	31,0	35,3	К=1,08		

Таблица 3

Безразмерные значения величины расчетного сопротивления основания системы пяти фундаментов

$\sigma_{св}$	0,5					6							12								
n / φ	0	0,125	0,25	0,375	0,5	0	0,125	0,25	0,375	0,5	0,625	0,75	0	0,05	0,1	0,15	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4
10°	0,06	0,46	0,518	0,588	0,64	3,62	4,17	4,56	5,02	5,45	5,80	6,28	7,10	8,12	8,895	9,73	10,88	11,60	12,2	13,60	14,90
20°	1,06	1,23	1,38	1,55	1,68	8,04	8,95	9,85	10,34	11,68	12,54	13,52	16,00	17,30	19,00	20,70	22,40	23,50	25,30	27,00	29,40
30°	1,74	2,07	2,22	2,57	2,77	12,75	14,15	15,60	16,95	18,42	19,75	20,64	28,90	30,00	31,50	34,00	36,80	39,40	41,30	40,00	47,00

Таблица 4

Безразмерные значения величины предельно допустимой нагрузки на основание системы пяти фундаментов

$\sigma_{св}$	0,5					6							12								
n / φ	0	0,125	0,25	0,375	0,5	0	0,125	0,25	0,375	0,5	0,625	0,75	0	0,05	0,1	0,15	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4
10°	0,057	0,46	0,518	0,60	K=1,067	3,90	4,36	4,70	5,12	5,58	6,03	K=1,09	7,50	8,29	8,98	9,74	10,89	11,80	12,40	13,90	15,50
20°	1,195	1,416	1,65	1,90	K=1,066	8,166	9,38	10,49	11,70	12,64	13,90	K=1,05	16,20	17,54	19,70	21,00	22,72	23,90	29,98	28,00	32,32
30°	2,113	2,52	2,95	3,41	K=1.067	15,08	14,85	16,66	18,52	20,41	22,30	K=1,03	29,90	31,90	32,50	36,30	37,85	39,90	42,3	44,70	51,72

С целью сравнения численных значений величин $q_{пд}$ для систем пяти и двух параллельных ленточных фундаментов с соответствующей величиной, полученной аналогичным расчетом для одиночного ленточного фундамента шириной $D_{экв}$, составлены табл. 5 и 6.

Таблица 5

Сравнение величин $q_{пд}$ для системы пяти и одиночного фундамента

$\sigma_{св}$	φ	$L = D_{экв} + 4\Delta d$		$L = D_{экв}$
0,5	10°	$n = \Delta d / d = 0{,}375$	0,6	0,058
	20°		1,9	1,195
	30°		3,41	2,113
6	10°	$n = \Delta d / d = 0{,}625$	6,03	3,62
	20°		13,9	8,04
	30°		15,5	13,076
12	10°	$n = \Delta d / d = 0{,}4$	22,3	7,1
	20°		32,32	16
	30°		51,72	39

Таблица 6

Сравнение величин $q_{пд}$ для системы пяти и одиночного фундамента

$\sigma_{св}$	φ	$L = D_{экв} + \Delta d$		$L = D_{экв}$
0,5	10°	$n = \Delta d / d = 0{,}2$	0,486	0,412
	20°		1,43	1,3
	30°		2,903	2,31
6	10°	$n = \Delta d / d = 0{,}4$	5,132	3,66
	20°		11,78	8,17
	30°		18,95	11,78
12	10°	$n = \Delta d / d = 0{,}4$	10,058	7,19
	20°		22,183	15,68
	30°		35,3	24,8

Анализ помещенных в эти таблицы данных позволяет утверждать, что использование систем параллельных фундаментов увеличивает при всех прочих равных условиях величину предельно допустимой нагрузки на основание от 3,5 до 32,6%. Примерно на эту же величину возрастает и рас-

четное сопротивление. Это обстоятельство создает условия для увеличения полезной нагрузки на основание и площади проектируемого сооружения, не предусматривая при этом дополнительных мер по его усилению.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Богомолов А.Н. и др.* О взаимном влиянии параллельных незаглубленных ленточных фундаментов // Малоэтажное строительство. Материалы международной научно-практической конференции. Волгоград: ВолгГАСУ, 2009. С. 131–136.

2. *Богомолов А.Н., Вихарева О.А., Редин А.В.* Пакет прикладных компьютерных программ ASV32 для исследования устойчивости грунтовых массивов // Материалы международной научно-практической конференции «Город, экология, строительство». Каир, 1999. С. 33–34.

3. *Богомолов А.Н.* Расчет несущей способности оснований сооружений и устойчивости грунтовых массивов в упругопластической постановке. Пермь: ПГТУ, 1996. 150 с.

4. *Мусхелишвили Н.И.* Некоторые основные задачи математической теории упругости. Москва: Наука, 1966. 707 с.

5. *Богомолов А.Н., Вихарева О.А., Торшин Д.П.* К вопросу о форме уплотненного грунтового ядра, образующегося в основании фундамента // Вестник Одесской государственной архитектурно-строительной академии. Одесса, 2001. Вып. 4. С. 17–21.

А.Н. Богомолов, И.В. Якименко, О.А. Богомолова

ИНЖЕНЕРНЫЙ МЕТОД ОПРЕДЕЛЕНИЯ РАСЧЕТНОГО СОПРОТИВЛЕНИЯ И ПРЕДЕЛЬНО ДОПУСТИМОЙ НАГРУЗКИ НА ОСНОВАНИЕ СИСТЕМЫ ПАРАЛЛЕЛЬНЫХ ЛЕНТОЧНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

В работе излагается инженерный метод определения интенсивности равномерно распределенной нагрузки эквивалентной величине расчетного сопротивления и предельно допустимой нагрузки на основание системы двух и пяти параллельных незаглубленных ленточных фундаментов, разработанный на основе анализа напряженного состояния грунтового массива и закономерностей процесса зарождения и развития областей пластических деформаций в основании фундаментов.

В предыдущей нашей статье, помещенной в настоящем издании, приведены результаты компьютерного моделирования процесса образования и развития областей предельного состояния грунта в основании систем, состоящих из двух и пяти незаглубленных параллельных ленточных фундаментов, которые составили базу данных инженерного метода определения расчетного сопротивления основания и величины предельно допустимой нагрузки.

Используя эту базу данных, построены графические зависимости вида $q_R = f(n)$ и $q_{пд} = f(n)$ для трех значений угла внутреннего трения φ = 30°; 22° и 10° и трех значений приведенного давления связности $\sigma_{св}$ = 0,5; 6 и 12, которые приведены на рис. 1.

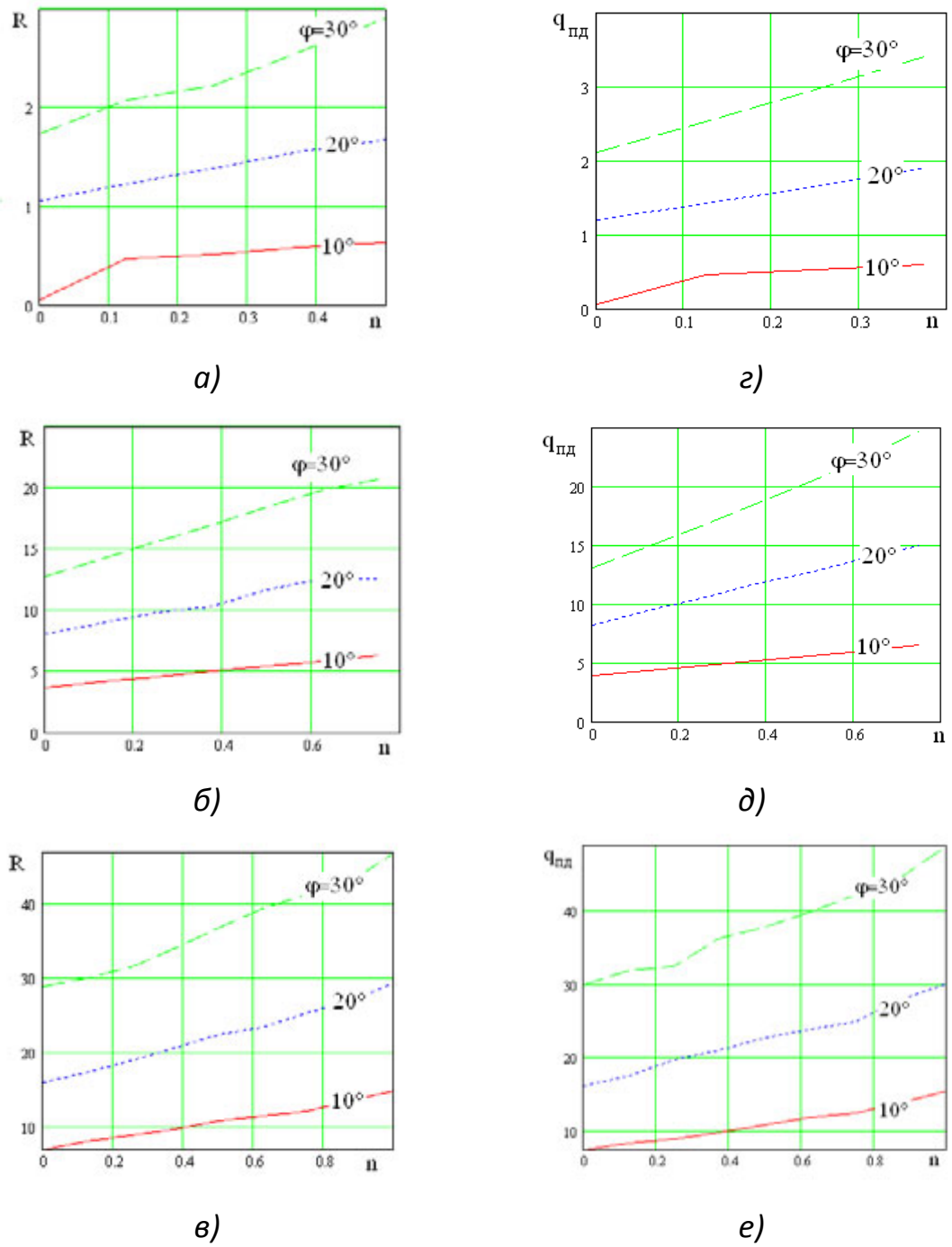


Рис. 1. Графики зависимости вида $R = f(n)$ для системы 5 параллельных ленточных фундаментов для трех значений угла внутреннего трения φ = 10°; 20° и 30° при $\sigma_{св}$ = 0,5 (*а*); $\sigma_{св}$ = 6 (*б*); $\sigma_{св}$ = 12 (*в*) и графики зависимости вида $q_{пд} = f(n)$ для обозначенных выше условий соответственно (*г*); (*д*) и (*е*)

Оказалось возможным все, изображенные на рис. 1 кривые, аппроксимировать с точностью не ниже 8% прямыми линиями, уравнения которых имеют вид

$$q_R = a + bn, \quad (1)$$

$$q_{пд} = k + cn, \quad (2)$$

где *a; b; k; l* – коэффициенты аппроксимации; $n = \Delta d(d)^{-1}$; *d* – ширина отдельного фундамента; Δd – расстояние между соседними фундаментами.

Для удобства проведения последующих действий составлены таблицы аппроксимирующих коэффициентов.

Таблица 1

Аппроксимирующие коэффициенты *a* и *b*

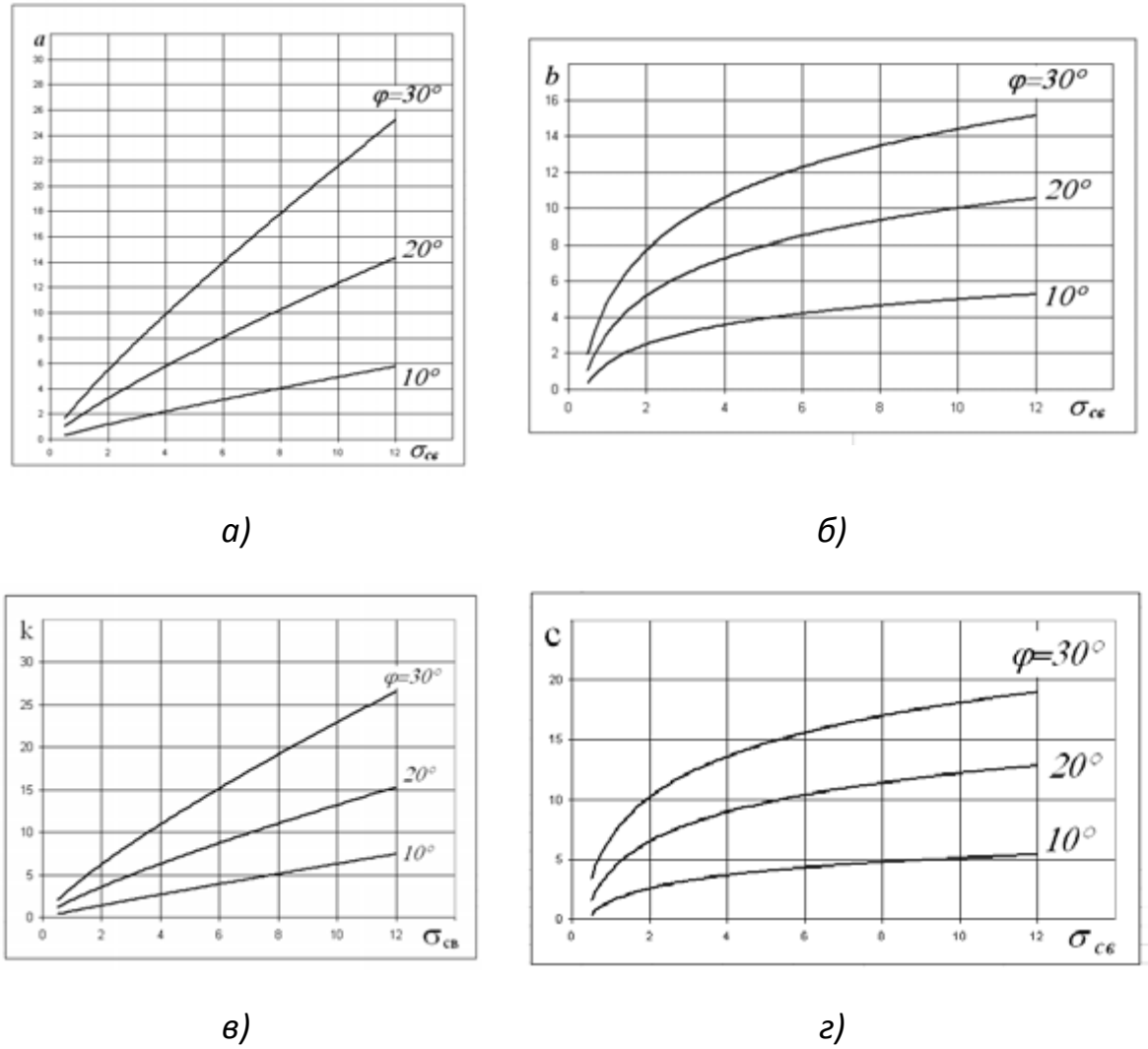
	a			*b*		
$\sigma_{св}$ / φ	0,5	6	12	0,5	6	12
10°	0,375	2,42	7,1	0,53	3,547	5,8
20°	1,06	7,04	16	1,307	7,41	11,4
30°	1,74	11,75	28,9	2,213	11,2	16

Таблица 2

Аппроксимирующие коэффициенты *k* и *c*

	k			*c*		
$\sigma_{св}$ / φ	0,5	6	12	0,5	6	12
10°	0,39	3,9	7,5	0,58	3,52	6
20°	1,195	8,116	16,2	1,88	9,1	13,88
30^0	2,113	13,076	29,9	3,495	15,512	19,1

Далее построены графические зависимости численных значений коэффициентов, входящих в формулы (1) и (2), от величины приведенного давления связности $\sigma_{св}$ для трех рассматриваемых в работе значений угла внутреннего трения грунта φ, которые приведены на рис. 2.



а) *б)*

в) *г)*

Рис. 2. Графические зависимости вида $a = f(\sigma_{св})$ (*а*); $b = f(\sigma_{св})$ (*б*); $k = f(\sigma_{св})$ (*в*) и $c = f(\sigma_{св})$ (*г*) для трех значений угла внутреннего трения грунта φ = 10°; 20°; 30°

Теперь запишем выражения, которыми с достаточной степенью точности могут быть аппроксимированы кривые, приведенные на рис. 2.

Оказалось, что коэффициенты *a* и *k* с погрешность, не превышающей 3%, определяются выражениями

$$a = m_1 \sigma_{св}^{0,86}, \tag{3}$$

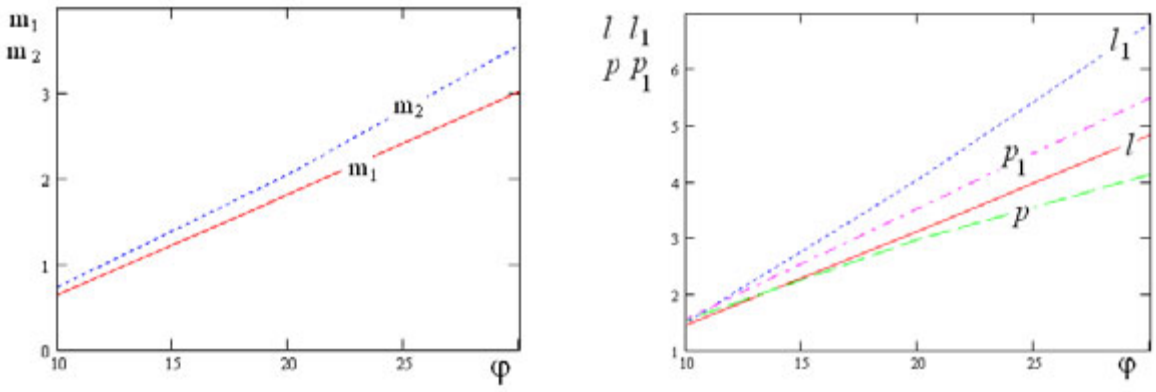
$$k = m_2 \sigma_{св}^{0,81}. \tag{4}$$

Численное значение коэффициентов b и c с той же погрешностью могут быть вычислены по формулам

$$b = l + p\ln\sigma_{св}, \tag{5}$$

$$c = l_1 + p_1\ln\sigma_{св}, \tag{6}$$

где коэффициенты m; m_1; l; l_1; p и p_1 определяются в зависимости от угла внутреннего трения грунта по графикам, приведенным на рис. 3.



а) *б)*

Рис. 3. График для определения коэффициентов m_1 и m_2 (*а*) и коэффициентов l, l_1, p и p_1 (*б*)

Аналогичные выражения и графические зависимости получены нами и для системы двух параллельных фундаментов.

Как и в ранее оказалось, что полученные кривые с высокой степенью точности аппроксимируются прямыми, а интенсивности соответствующих равномерно распределенных нагрузок могут быть вычислены по формулам

$$q_{R2} = a_2 + b_2 n, \tag{7}$$

$$q_{пд2} = k_2 + c_2 n, \tag{8}$$

(индекс «2» показывает, что рассматривается система двух параллельных ленточных фундаментов).

Для определения аппроксимирующих коэффициентов a_2; b_2; k_2 и c_2 составлены таблицы (№ 3 и 4) и построены графики, приведенные на рис. 4, из которых видно, что коэффициенты a_2, k_2 и c_2 с большой степенью точности (погрешность не превышает 2%) линейно зависят от давления связности $\sigma_{св}$, а кривые вида $b_2 = f(\sigma_{св})$ аппроксимируются экспоненциальной функцией.

Таблица 3

Значения коэффициентов a_2 и b_2

a_2				b_2		
$\sigma_{св}$ / φ	0,5	6	12	0,5	6	12
10°	0,3818	3,66	7,19	0,1108	0,8167	1,41
20°	1,055	8,045	15,6325	0,3376	1,6917	2,6175
30°	1,74	12,76	24,8	0,5903	2,1325	6,173

Таблица 4

Значения коэффициентов k_2 и c_2

k_2				c_2		
$\sigma_{св}$ / φ	0,5	6	12	0,5	6	12
10°	0,406	3,66	7,19	0,4	3,68	7,17
20°	1,197	8,167	15,68	1,115	9,0325	16,2575
30°	2,112	13,075	25,4	2,5455	14,6875	24,75

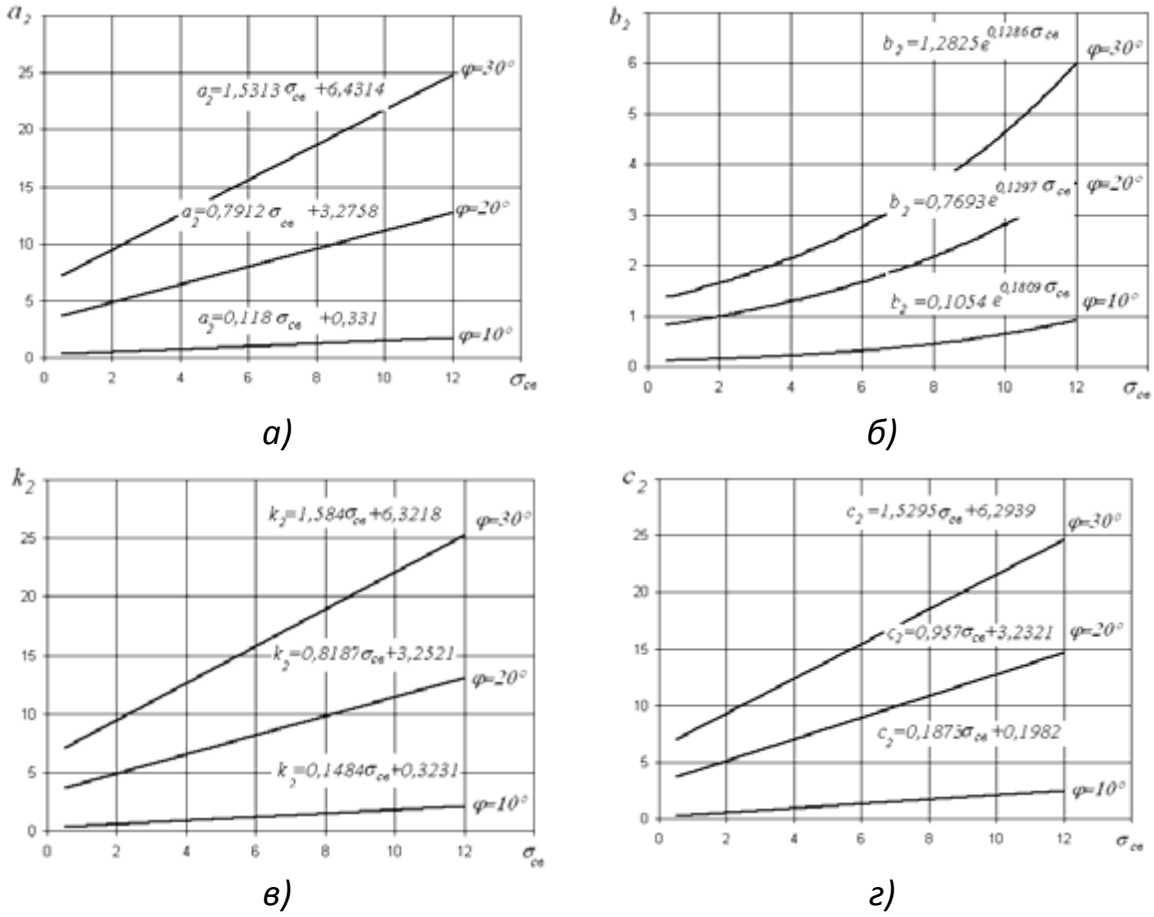


Рис. 4. Графики для определения коэффициентов a_2 (*а*), b_2 (*б*), c_2 (*в*) и k_2 (*д*)

Анализ данных, приведенных в табл. 3 и 4, и графиков (рис. 4) показывает, что значения коэффициентов a_2, k_2 и c_2, соответствующие одинаковым значениям угла внутреннего трения φ и давления связности $\sigma_{св}$, отличаются друг от друга не более чем на 6%, а вычисленные значения q_R и $q_{пд}$ – не более чем на 6–8%, которые идут в запас. Поэтому мы сочли возможным сделать еще одно упрощение, а именно, записать

$$a_2 = k_2 = c_2 = A + B\sigma_{св}, \tag{9}$$

где A и B – коэффициенты, определяемые по графикам либо вычисляемые по формулам, приведенным на рис. 5.

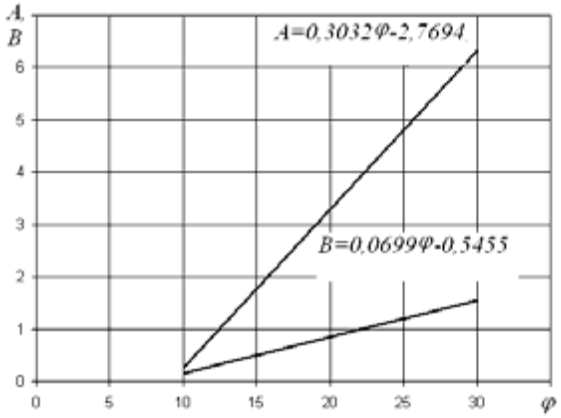


Рис. 5. Графики для определения коэффициентов A и B

Таким образом, получен набор формул и графических зависимостей, позволяющий определять нагрузки q_R и $q_{пд}$ для системы пяти и двух фундаментов при условии, что удельный вес грунта постоянен и равен $\gamma = 2$ т/м^3, угол внутреннего трения при расчетах принимает значения φ=10°; 20°; 30°, а удельное сцепление грунта C и эквивалентная ширина фундамента приняты такими, что величина приведенного давления связности, определяемая выражением $\sigma_{св} = C(\gamma\, D_{экв}\, tg\varphi)^{-1}$, изменялась в пределах $\sigma_{св} \in [0{,}5 – 12]$.

Рассмотрим пример расчета.

Дано: грунтовое основание сложено связным грунтом со следующими физико-механическими характеристиками: удельный вес грунта $\gamma = 1{,}88$ т/м^3, угол внутреннего трения $\varphi = 24°$, удельное сцепление $C = 0{,}091$ МПа. Установлено, что общая ширина системы фундаментов, $2D_{экв} = 6$ м. Тогда величина приведенного давления связности, вычисленная по формуле $\sigma_{св} = C(\gamma\, D_{экв}\, tg\varphi)^{-1} = 3{,}6941$.

Требуется определить величину равномерно распределенной нагрузки, соответствующей величине расчетного сопротивления R и предельно допустимой нагрузки $P_{пд}$ для системы пяти параллельных незаглубленных ленточных фундаментов отстоящих друг от друга на расстоянии Δd=0,5*м*.

Решение. Так как рассматривается система пяти фундаментов, то $d_5 = D_{экв}/5$ = 1,2 м, а величина $n = \Delta d/d_5$ = 0,5/1,2 = 0,417.

Для определения численных значений q_R и $q_{пд}$ воспользуемся формулами 1 и 2. Для этого, используя графики, изображенные на рис. 2 и 3, формулы 3–6 и метод линейной интерполяции определим значения коэффициентов a, b, k и c для значений угла φ = 20° и 30°. Получим следующие значения коэффициентов: a_{20} = 5,23, a_{30} = 9,23, b_{20} = 6,2, b_{30} = 10,06, k_{20} = 5,3, k_{30} = 10,1, c_{20} = 4,2, c_{30} = 15. Еще раз, применяя метод линейной интерполяции, определим расчетные значения этих коэффициентов для угла φ = 24°: a_{24} = 7,845, b_{24} = 9,3, k_{24} = 7,95, c_{24} = 10.

Подставляя найденные значения расчетных коэффициентов в формулы 1 и 2, получим: q_R = 7,845+9,3×0,417 = 11,72; $q_{пд}$ = 7,95+10×0,417 = 12,12.

Имея ввиду, что значения интенсивностей нагрузки получены в долях $\gamma D_{экв}$, проведя соответствующую подстановку, будем иметь

q_R = 11,72×1,88×3 = 64,84 (т/м^2) = 0,64 (МПа);
$q_{пд}$ = 12,12×1,88×3 = 68 (т/м^2) = 0,68 (МПа).

Совершенно аналогично можно провести вычисления и для системы двух фундаментов.

Поверочные расчеты показали, что численные значения интенсивностей q_R и $q_{пд}$, вычисленные на основе использования указанных выше формул и графиков, с точностью до 6% совпадают с соответствующими значениями, полученными при вычислениях этих величин при помощи компьютерной программы [1], в которой формализовано решение первой основной граничной задачи теории упругости [2].

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Богомолов А.Н., Вихарева О.А., Редин А.В.* Пакет прикладных компьютерных программ ASV32 для исследования устойчивости грунтовых массивов // Материалы международной научно-практической конференции «Город, экология, строительство». Каир, 1999. С. 33–34.

2. *Богомолов А.Н.* Расчет несущей способности оснований сооружений и устойчивости грунтовых массивов в упругопластической постановке. Пермь: ПГТУ, 1996. 150 с.

А.Н. Богомолов, И.В. Якименко,
Я.В. Качурин, А.В. Соловьев, О.А. Богомолова

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ОСНОВАНИЯ СИСТЕМЫ ПЯТИ ПРАЛЛЕЛЬНЫХ НЕЗАГЛУБЛЕННЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет,
Тюменский государственный архитектурно-строительный университет

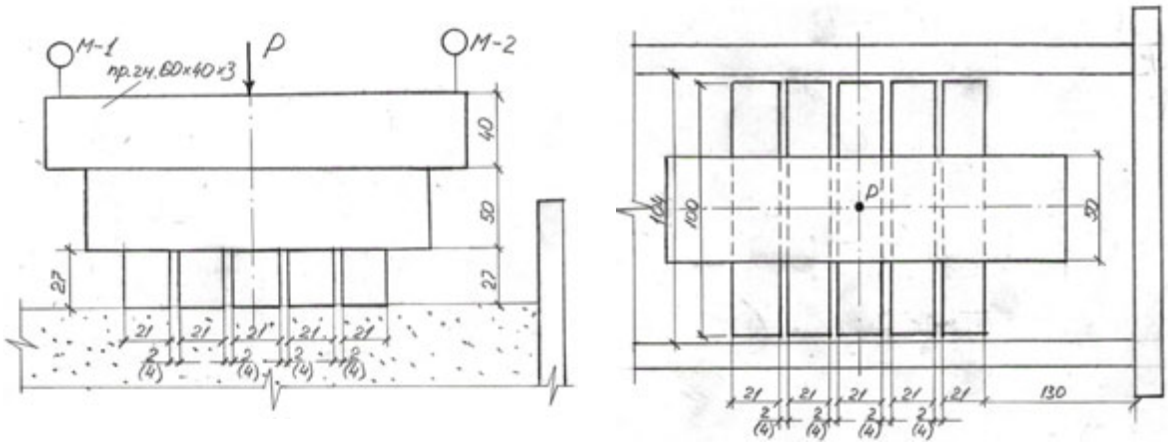
В статье приводятся результаты экспериментальных исследований по определению предельно допустимой нагрузки на песчаное основание системы пяти параллельных незаглубленных фундаментов и их сопоставление с теоретическими данными, полученными авторами на основе использования методов теории функций комплексного переменного.

Для проведения экспериментальных исследований когоиспользован прямоугольный лоток, стенки которого толщиной 30 мм выполнены из прозрачного органического стекла. Размеры лотка 100×800×600 мм ($b \times l \times h$).

В качестве материала модели грунтового основания использован среднезернистый воздушно-сухой песок плотного сложения. Плотность грунта: ρ = 17,5 кН/м^3; плотность частиц грунта: ρ_s = 22,6 кН/м^3; пористость: e = 0,530; естественная влажность: W = 0,16 – 0,22; удельное сцепление: C = 0; угол внутреннего трения: $\varphi = 43^o$.

Испытания проведены для моделей системы пяти параллельных не заглубленных фундаментов. Модель отдельного фундамента представляет собой деревянный брус сечением 20×27 мм и длиной L = 100 мм. Брусья укладывались параллельно друг другу на подготовленное горизонтальное основание, а поверх них укладывалась распределительная балка сечением 50×50мм. Расстояние между соседними моделями фундаментов принималось соответственно равным Δd_1 = 2 мм и Δd_2 = 4 мм, т.е. 0,1d и 0,2d.

Нагрузка на модели системы пяти параллельных фундаментов создается гидравлическим домкратом. Измерение ее величины проведено при помощи тарированного образцового динамометра сжатия. В качестве силовой рамы используются элементы поперечной рамы испытательной машины МФ-1. Измерение деформаций грунтового основания производится прогибомерами – мессурами М-1 и М-2. Принципиальная схема, ее геометрические размеры и общий вид испытательной установки показан на рис. 1–3.



а) *б)*

Рис. 1. Принципиальная схема
экспериментальной установки и геометрические размеры:
а – вертикальная проекция; *б* – горизонтальная проекция

Рис. 2. Общий вид испытательной установки: нагружение проводится гидравлическим домкратом, измерение усилия – динамометром ДС-5, измерение деформаций – индикаторами часового типа

Эксперименты проводились в следующей последовательности. Сначала испытательный лоток заполняется песком с послойным уплотнением его до величины плотности ρ = 1,75 г/см^3, контроль которой производится иглой-плотномером. Затем проводится установка моделей на поверхность песчаного основания; установка подкладок, динамометра и нагрузочного устройства (гидравлического домкрата); установка приборов для измерения деформаций песчаного основания (индикаторов часового типа – мессур М-1 и М-2).

Рис. 3. Схема расположения измерительных приборов и нагружающего устройства на экспериментальной установке

Затем проводится нагружение моделей статической нагрузкой, с величиной шага нагружения 100 кг, снятие показаний по приборам проводятся при окончании каждого десятого шага нагружения, причем за начало отсчета принято показание измерительных приборов при величине нагрузки равной 0.

Нагружение моделей проводится до наступления неустойчивого состояния и полного исчерпания несущей способности грунта, при котором происходит выпор грунта по краям модели. Нагрузка, при которой наступает предельное состояние грунта, фиксируется по динамометру.

На каждой ступени нагружения проводится фотографирование моделей и наблюдения за деформациями песчаного основания через прозрачные стенки лотка.

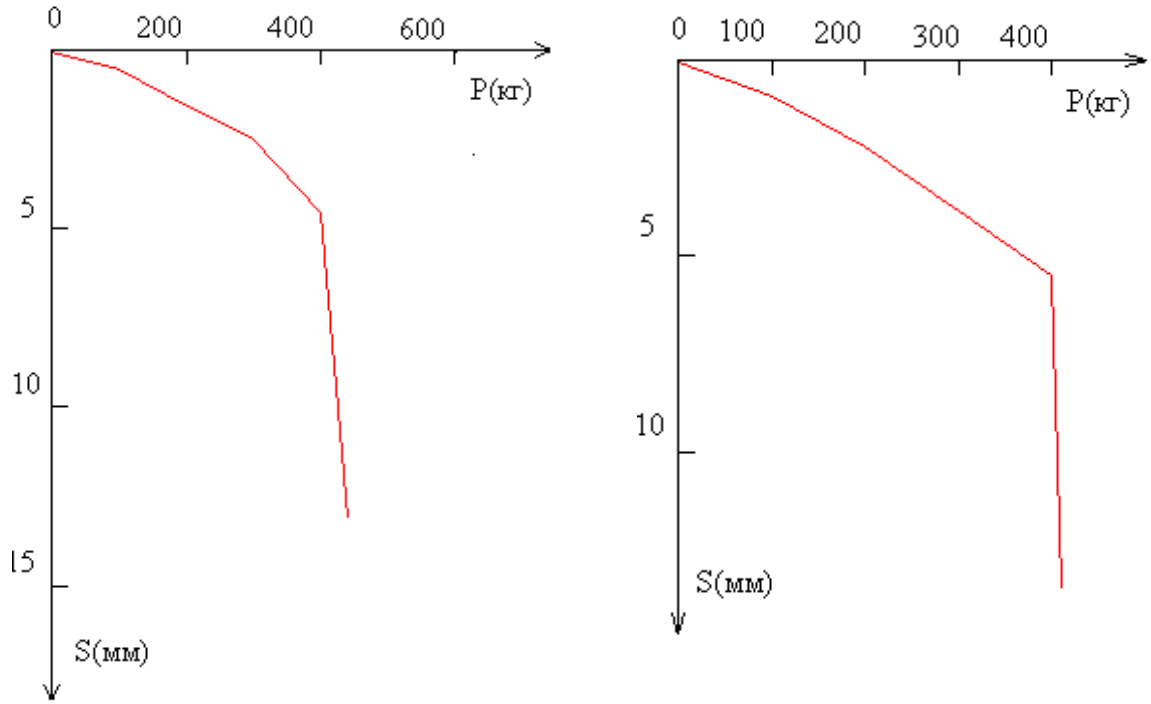
После проведения испытаний проводится зарисовка эскизов, фотографирование моделей и построение графических зависимостей вида «нагрузка – осадка».

На рис. 4 в качестве примера приведена фотография модели системы фундаментов при условии, что $\Delta d_2 = 4$ мм, в момент потери устойчивости основанием.

Рис. 4. Фотография модели системы фундаментов
при Δd_2=4мм в момент потери устойчивости основанием

Этот момент характеризуется резким увеличением осадки и появлением характерного для момента выпора выступающим выше уровня основания грунтового гребня.

На рис. 5 приведены графические зависимости осадки системы фундаментов от величины прикладываемого усилия для случаев $\Delta d_1 = 2$мм и $\Delta d_2 = 4$ мм, которые построены в результате обработки данных, полученных при проведении серии из восьми испытаний для каждой из рассматриваемых в работе величин Δd.



а) *б)*

Рис. 5. Графические зависимости вида $S = f(P)$
для системы фундаментов при Δd_2 = 4 мм (*а*) и Δd_1 = 2 мм (*б*)

На рис. 6 и 7 и табл. 1 приведены результаты расчета величины коэффициента запаса устойчивости К и глубины развития областей пластических деформаций в основании модели системы пяти параллельных незаглубленных ленточных фундаментов, выполненных по программам [1], в которых формализованы методики построения наиболее вероятной поверхности выпора и построения областей пластических деформаций [2–3].

Из приведенных данных видно, что момент потери основанием устойчивости области пластических деформаций почти полностью сомкнуты, а величина коэффициента запаса устойчивости основания К=1,09.

Следует отметить, что изображенные на рис. 6 и 7 картины, соответствуют интенсивности распределенной нагрузки q, эквивалентной величине разрушающего усилия Р = 368 кг, что составляет 83,5% от зафиксированного в эксперименте.

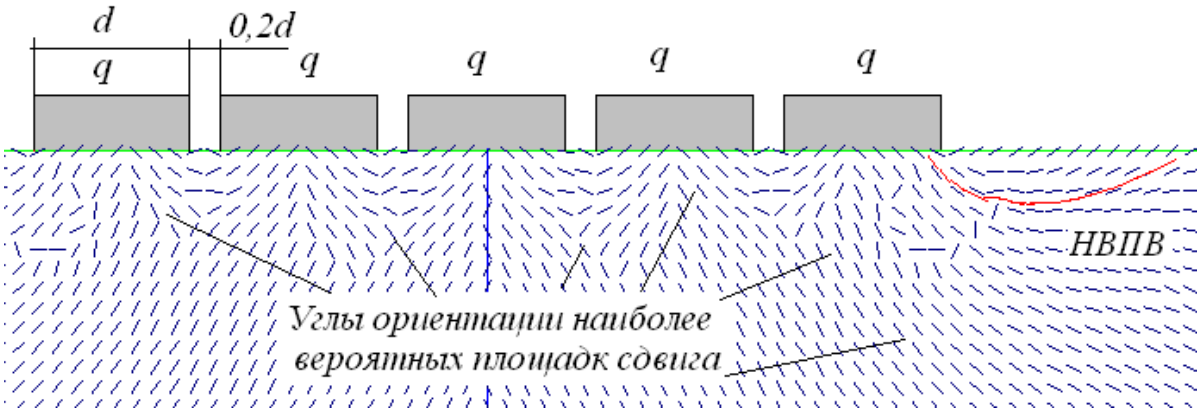


Рис. 6. Расчетная схема МТФКП модели системы
пяти параллельных незаглубленных фундаментов,
углы ориентации наиболее вероятных площадок сдвига и
наиболее вероятная поверхность выпора (К = 1,09) при Δd = 0,2d

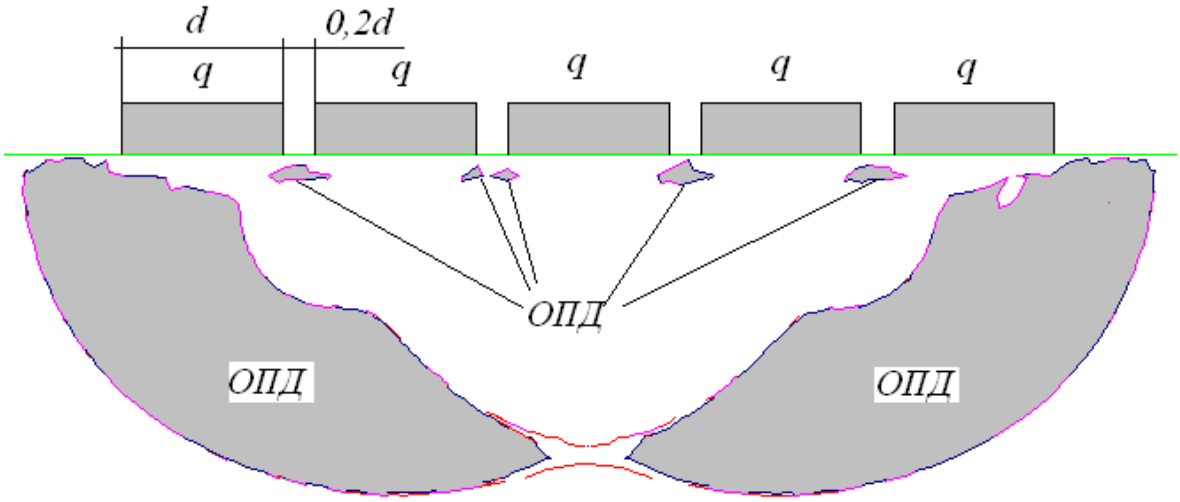


Рис. 7. Области пластических деформаций в момент потери
основанием устойчивости (P = 440 кг) при Δd = 0,2d

Таблица 1

Результат вычисления величины коэффициента запаса устойчивости модели основания

№	x	z	α	F удер	F сдвиг	σ_x	σ_z	τ_{xz}
1	1,740	-0,030	28,672	0,040	0,003	0,046	0,040	-0,002
2	1,710	-0,046	26,090	0,061	0,007	0,073	0,060	-0,004
3	1,680	-0,061	23,945	0,080	0,013	0,098	0,077	-0,007
4	1,650	-0,074	21,890	0,097	0,020	0,124	0,091	-0,012
5	1,620	-0,086	19,800	0,111	0,028	0,148	0,103	-0,017
6	1,590	-0,097	17,613	0,123	0,038	0,173	0,112	-0,025
7	1,560	-0,107	15,273	0,133	0,048	0,197	0,120	-0,033
8	1,530	-0,115	12,749	0,139	0,060	0,221	0,125	-0,044
9	1,500	-0,122	9,984	0,141	0,073	0,245	0,128	-0,057
10	1,470	-0,127	6,918	0,138	0,086	0,267	0,129	-0,072
11	1,440	-0,131	3,464	0,130	0,098	0,288	0,128	-0,089
12	1,410	-0,133	-0,517	0,115	0,107	0,308	0,125	-0,109
13	1,380	-0,132	-5,287	0,092	0,111	0,325	0,121	-0,132
14	1,350	-0,129	-11,581	0,057	0,100	0,339	0,114	-0,157
15	1,320	-0,123	-11,589	0,039	0,121	0,349	0,105	-0,184
16	1,290	-0,117	-0,767	0,089	0,217	0,358	0,101	-0,221
17	1,260	-0,117	-24,125	0,000	0,096	0,366	0,124	-0,279
18	1,230	-0,103	-31,391	0,000	0,051	0,354	0,133	-0,327
19	1,200	-0,085	-39,950	0,000	0,013	0,323	0,162	-0,380
20	1,170	-0,060	-49,703	0,000	0,070	0,248	0,246	-0,424
21	1,140	-0,025	-49,178	0,000	0,143	0,108	0,477	-0,270

Площадь эпюры удерживающих сил: 0,0469007
Площадь эпюры сдвигающих сил: 0,0429428
Коэффициент устойчивости: 1,0921685

На основании выше изложенного можно заключить, что результаты расчетов несущей способности оснований при помощи компьютерной программы [1], дают результаты с достаточной степень точности совпадающими с данными эксперимента на моделях.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Богомолов А.Н., Вихарева О.А., Редин А.В.* Пакет прикладных компьютерных программ ASV32 для исследования устойчивости грунтовых массивов // Материалы международной научно-практической конференции «Город, экология, строительство». Каир, 1999.

2. *Цветков В.К.* Расчет устойчивости откосов и склонов. Волгоград: Нижне-Волжское кн. из-во, 1979.

3. *Богомолов А.Н.* Расчет несущей способности оснований сооружений и устойчивости грунтовых массивов в упругопластической постановке. Пермь: ПГТУ. 1996.

И.С. Бровко, К.С. Байболов, К.И. Ибрагимов

ОБЕСПЕЧЕНИЕ БЕЗОПАСНОСТИ ВРЕМЕННОЙ ГРУНТОВОЙ ДАМБЫ

Южно-Казахстанский государственный университет им. М. Ауезова

Приводятся результаты экспериментальных исследований по оптимизации подбора грунта и метода производства работ для устройства временной дамбы при реконструкции эстакады магистрального газопровода через реку Сыр-Дарья.

Создание временной дамбы вызвано необходимостью погружения свай для возможности реконструкции магистрального газопровода через реку Сыр-Дарья. Головы свай по технологическим требованиям должны находиться на высоте 5 м над уровнем воды. После реконструкционных работ надобность в дамбе отпадает и она естественным путем (размывом водой) разрушается. Необходимость проведения реконструкции перехода магистрального газопровода через реку Сыр-Дарья связана с разрушением опоры металлической эстакады №19 и креном еще шести опор №№ 13, 16, 17, 18, 20 и 21, вызванных движением льда в 2008 г.

Эстакада безаварийно эксплуатировалась около 25 лет, вплоть до разрушения, которому подверглись лишь те опоры, которые расположены в глубоководном месте русла реки. Конструкцию восстанавливаемых опор (количество свай, габариты фундаментов, материал, тип свай и ростверка) предлагается оставить прежними, принятыми в соответствии с первоначальным вариантом и подтвердившим свою эксплуатационную пригодность в течение ряда лет. Но в наиболее опасных местах требуется дополнительно изготовить защитные сооружения (ледоломы) для предотвращения повторного повреждения опор эстакады в период паводка и ледохода. Однако представляется проблематичным выбор метода погружения свай, так как отсутствуют необходимые наплавные средства, и, кроме того, требуется создание конструкции с высоким ростверком.

На основании анализа сложившейся ситуации, исходя из требований экологического характера и соображений экономической целесообразности, предложено произвести отсыпку временной дамбы для возможности погружения свай посредством забивки, и выполнить ее из местного грунта, слагающего поверхностную толщу в данной местности. Дамба должна быть высотой 5 м и размером по верху 36 м. Размер основания насыпи будет зависеть от вида укладываемого грунта. Необходимые габариты дам-

бы зависят главным образом от угла естественного откоса и прочностных характеристик грунта.

Исходя из местных условий могут быть использованы: а) песок средней крупности, средней плотности, слагающий русло реки Сыр-Дарьи; б) песок мелкий, рыхлый, находящийся по берегам реки; в) суглинки, залегающие на значительном удалении от дамбы. Выбор грунта укладываемого в дамбу должен быть осуществлен на основании исследования свойств грунтов и технико-экономического обоснования. Технико-экономического обоснование невозможно без знания характеристик грунта, которые были получены в лабораторных условиях. Для этого выполнены 3 серии опытов: 1) определение возможной плотности укладки грунта в тело дамбы; 2) определение угла естественного откоса; 3) определение коэффициента фильтрации грунта.

В первой серии опытов по определению плотности грунта, сопоставляя значения плотности ПСК и ПМ смоделированных в лабораторных условиях с соответствующими данными, полученными ТОО «Инженерные изыскания» по образцам естественной ненарушенной структуры следует, что в природном состоянии для ПСК плотность равна 1,58 г/см^3, а для ПМ – 1,52–1,54 г/см^3, что соответствует состоянию в лабораторных условиях между сильным и максимальным уплотнением. В результате заполнения грунтом одного и того же объема, большая масса получается для песка средней крупности (ПСК) и разница составляет, по сравнению с песком мелким (ПМ) Δ = 14%. Эта же тенденция сохраняется при слабом и сильном уплотнении. Однако при максимальном уплотнении разница нивелируется, и даже для ПМ становится немного (на 0,9%) больше. Поэтому можно сделать вывод о том, что при укладке в сухом состоянии ПСК предпочтительнее для укладки его в дамбу по сравнению с ПМ, так как этот грунт практически во всех стадиях его уплотнения превосходит ПМ. Интересные данные были получены при работе с грунтами (ПСК и ПМ), в условиях их полного насыщения водой. В лабораторных опытах, когда образцы грунта нарушенной структуры были насыщены водой настолько, что она выступала на поверхность и полностью покрывала грунт, а затем сливалась, была достигнута плотность настолько высокая, что погрузить режущее кольцо усилием рук человека без удара не представлялось возможным. Поэтому было рекомендовано производить устройство временной дамбы методом намыва.

Во второй серии опытов определялся угол естественного откоса ПСК и ПМ. Опыты по определению угла естественного откоса песка средней

крупности и песка мелкого показали, что в сухом состоянии наклонная грань призмы обрушения ровная (без кривизны).

В случае испытания замоченных грунтов результаты опытов принципиально отличаются: если для песка средней крупности наклонная плоскость продолжает оставаться, как и в сухом состоянии, ровной, то для песка мелкого эта плоскость приобретает кривизну параболического характера. Это обстоятельство ставит под сомнение правильность получения угла α в случае замачивания ПМ. Кроме того в случае опытов с песком мелким, при наличии воды в приборе и при обрушении призмы, вода насыщалась взвесью мелких глинистых частиц и границы между исследуемым откосом и водой не четко выражены. Так же отличным было поведение этих грунтов в начальной стадии опыта, когда в ящик Кулона был уложен образец грунта; производилось насыщение его водой, а затем выдвигалась створка, отделяющая призму грунта от соседнего отсека, заполненного водой. При этом в случае опытом с песком средней крупности обрушение призмы происходило практически сразу, то в экспериментах с песком мелким призма грунта находилась в положении равновесия около 2–3 минут. Это свидетельствует о наличие в ПМ не только сил трения, но и сцепления.

В третьей серии опытов определялся коэффициент фильтрации, причем, только для ПСК, так как к этому времени (по результатам первых двух серий опытов) уже сложилось мнение о его преимуществе для устройства временной дамбы перед ПМ. Эксперименты, выполненные по стандартной методике, позволили получить следующие результаты (рис. 1)

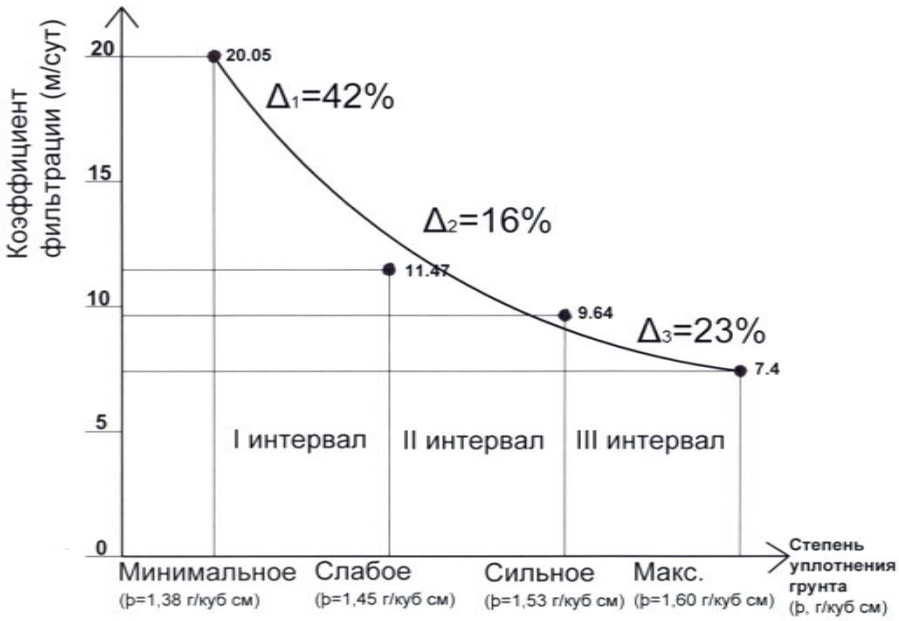


Рис. 1. Зависимость коэффициента фильтрации от плотности ПСК

Полученная кривая свидетельствует о том, что по мере уплотнения ПСК коэффициент фильтрации уменьшается. Наиболее сильно это сказывается в первом интервале (þ = 1,37 до þ = 1,45) Δ_1 = 42%. Во втором интервале (þ = 1,45 до þ = 1,53) уменьшение *Кф.* замедляется (Δ_2 = 16%), а в третьем интервале (þ = 1,53 до þ = 1,60) – возрастает (Δ_3 = 23%).

Значение коэффициента фильтрации, полученное ТОО «Инженерные изыскания» равно *Кф* = 10м/сут. – для ПСК в природном состоянии. Отнеся это значение к условиям выполненных испытаний можно видеть, что такое значение будет между слабым и сильным уплотнением грунта. Исходя из этого, можно констатировать, что данные изыскательской организации хорошо совпадают с выполненными в третьей серии опытов лабораторными определениями коэффициента фильтрации. Следовательно, песок средней крупности, независимо от степени уплотнения его в теле дамбы, будет пропускать воду.

Полученные по трем сериям опытов данные позволили произвести сравнительный анализ строительных свойств ПСК и ПМ применительно для устройства речной дамбы:

– При укладке в сухом состоянии ПСК предпочтительнее по сравнению с ПМ, так как его плотность практически во всех стадиях его уплотнения превосходит ПМ.

– ПСК имеет более прогнозируемое поведение при укладке его в дамбу, по сравнению с ПМ. При этом рекомендуется создание дамбы путем намывки грунта с помощью земснаряда. Решающим аргументом в пользу ПСК является то, что его можно брать прямо со дна реки, при этом углубляя русло, что способствует большему пропуску воды. То есть больше вероятность сохранности отсыпного тела дамбы. В то время, как ПМ необходимо транспортировать с берега самосвалами и производить дополнительное уплотнение, либо укатыванием, либо трамбованием, что при попадании воды из русла реки делает эту операцию практически невыполнимой и ведет к большим материальным затратам.

– Сопоставления углов естественного откоса ПСК и ПМ показало, что песок средней крупности более предпочтителен для устройства дамбы с заданными размерами верха, низа и высоты с точки зрения технико-экономической целесообразности.

– ПСК, слагающий русло реки, имеет более однородное строение, а ПМ, находящийся в пойме реки, неоднороден. Он требует обработки

большего количества проб в лабораторных условиях и его строительные свойства труднее прогнозировать.

– Опыты по определению коэффициента фильтрации показали, что ПСК независимо от степени уплотнения, будет пропускать воду. Это при формировании дамбы, с одной стороны будет иметь отрицательное воздействие – произойдет вынос мелких частиц (явление суффозии), а с другой стороны – положительное: за счет пропуска воды через тело дамбы, будет несколько снижено в целом давление массы воды на ее конструкцию.

– У ПМ меньше коэффициент фильтрации и поэтому при формировании дамбы из него значительно увеличится расход воды в оставшейся части реки, не перегороженной дамбой. Ввиду этого следует ожидать повышения уровня воды до дамбы и соответственно размыванию края дамбы с предположительным разрушением края дамбы.

Учитывая вышеизложенные результаты исследований, было сделано заключение о возможности использования песка средней крупности для намывки временной дамбы с целью производства сваебойных работ при соблюдении следующих условий:

– грунт должен быть уложен с плотностью не менее 1,65 г/см^3 с послойной проверкой фактической плотности укладки грунта;

- для производства сваебойных работ желательно использование копра с минимальными динамическими воздействиями для уменьшения его влияния на искусственное основание;

– забивку свай необходимо осуществлять, установив копер на деревянную платформу для снижения удельного давления на грунт и распределения усилий по большей площади;

– для снижения динамических воздействий от погружаемой сваи, возможно, ее забивку следует осуществлять, применив лидерные скважины в дамбе;

– произвести пробную забивку свай на фрагменте дамбы, осуществляя контроль за его состоянием. В случае подвижек грунта необходимо изменить размеры дамбы в сторону увеличения. Или обеспечить ее стабильное положение путем устройства временных вертикальных ограждений. После этого принять окончательное решение по отношению устройства всей насыпи;

– в течение всего периода производства работ осуществлять контроль за состоянием искусственного основания и в случае появления неравномерных вертикальных деформаций грунта при воздействии строительных

механизмов – произвести выравнивание путем дополнительных корректирующих мероприятий;

– работы осуществлять при наиболее низком уровне воды в реке.

Рекомендации были переданы строительной организации, выполнявшей работы по реконструкции газопровода. Приняв их во внимание, были оптимизированы работы по устройству временной дамбы. А именно выбор типа грунта, методика его укладки, достигнуты необходимые плотность и угол естественного откоса. В настоящее время дамба длиной 342 м. сформирована. С нее успешно проведены работы по погружению свай и восстановлению опор газопровода (рис. 2, 3).

Рис. 2. Процесс намывки временной дамбы при помощи земснаряда

Рис. 3. Общий вид газопровода с фрагментом временной дамбы

Б.А. Гарагаш

ОПЫТ СНИЖЕНИЯ РИСКОВ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ В ОПОЛЗНЕВЫХ РАЙОНАХ Г. СОЧИ

ЗАО «Инвестиционно-Строительная Компания «Милбор»

В городе Сочи издавна лучшие земли, пригодные для строительства, были заняты здравницами и жильем. В последнее время повышенный интерес инвесторов к г. Сочи и резко возросший объем капитального строительства привел к тенденции возведения зданий большой этажности на землях, неблагоприятных, а также раньше вообще считавшихся непригодными для строительства. Это земельные участки на горных склонах с великолепным видом на море, но подверженные активным оползневым явлениям. Усугубляет сложные геологические условия высокая районная сейсмичность, доходящая в районе Красной Поляны до 9 баллов по карте ОСР-97-В.

При разработке проекта застройки микрорайона, включающего двадцать 20–22-этажных жилых домов, расположенных на крутом, до 37°, северо-западном склоне горы Бытха, подверженном древнему и современному оползню, ЗАО «ИСК «Милбор» были предусмотрены следующие мероприятия по обеспечению устойчивости склона.

Оползневой склон сверху донизу и на всю ширину микрорайона закрепляется гребенками из буронабивных свай (БИС) с шагом гребенок поперек склона 6–10 м (рис. 1). Длина БИС подбирается так, чтобы нижние расширенные части свай 7 как шпонки пересекали вероятную поверхность скольжения 5. Гребенки из БИС 6 создаются не только под зданиями 1, но и под подпорными стенами 11 и коммуникационными коллекторами 9.

Для снижения вероятности проявления оползневых деформаций была предусмотрена единая дренажная система, включающая пластовые 2, кольцевые 3 и пристенные дренажи для каждого дома, а также застенные дренажи 4 у подпорных стен. Все эти местные дренажи замыкаются на дренажных коллекторах, являющихся элементами систематического дренажа микрорайона, который законструирован как дренаж несовершенного типа, так как он не везде закладывается на водоупорах.

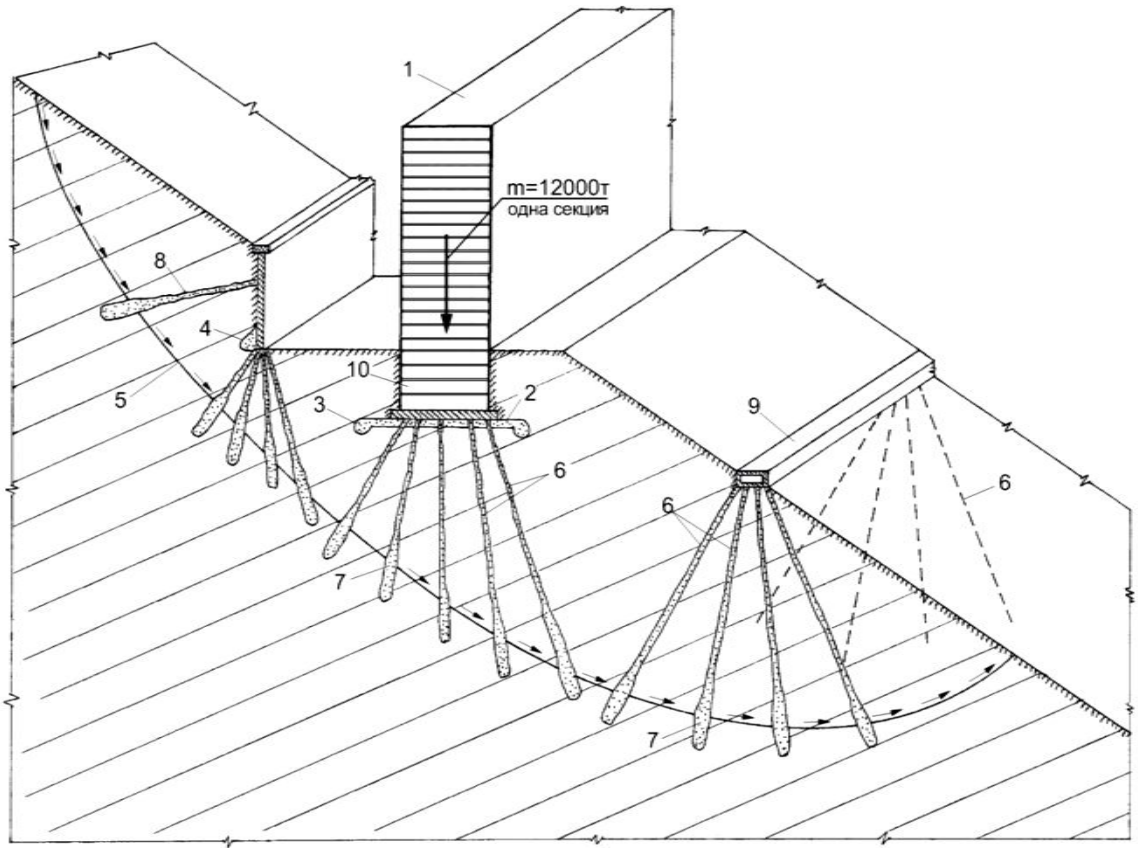


Рис. 1. Комплексное укрепление оползневого склона:
1 – жилой дом; 2 – пластовый дренаж; 3 – кольцевой дренаж;
4 – застенный дренаж; 5 – предполагаемая поверхность скольжения;
6 – гребенки из буроинъекционных свай; 7 – шпонки из тел
расширенных свай; 8 – стержневые и тросовые анкерные сваи;
9 – проходной коммуникационный коллектор;
10 – подземная автостоянка; 11 – подпорная стена

Зачастую расчетная поверхность скольжения оползневого склона не всегда соответствует параметрам, полученным при формальном расчете устойчивости склона с использованием стандартных программ. Так, при проектировании 20-этажного жилого дома по ул. Параллельной в г. Сочи такой расчет обозначил сползающий массив **авс** (рис. 2).

Однако анализ многолетних наблюдений ООО «Инжзащита» за гидрологической ситуацией склона показал, что при длительных дождях в случае расчетного сейсмического воздействия необходимо рассматривать сползающий массив **adefc**, протяженность которого около 100 м. Для обеспечения надежной устойчивости склона подпорная стена **ас** была запроектирована с наклонными анкерными сваями, заделанными в коренные породы и рассчитанными на выдергивание в случае экстремальных ситуаций при сейсмическом воздействии 8 баллов.

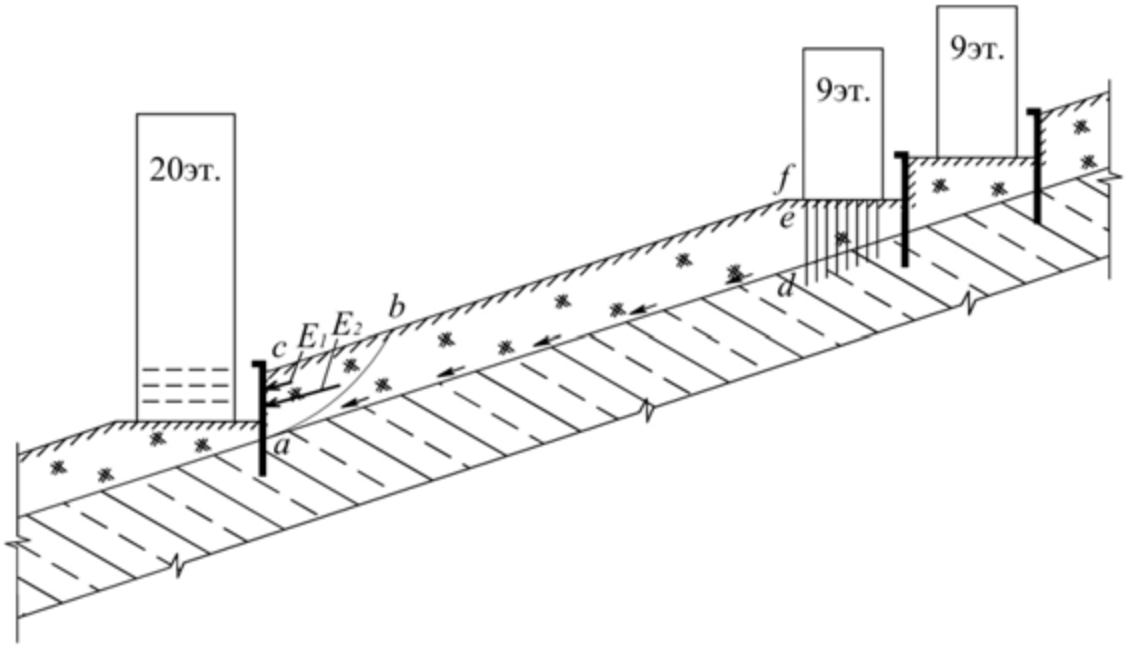


Рис. 2. Корректировка оползневого давления на подпорную стену за счет учета гидрологических особенностей оползневого склона

Естественное удорожание строительства за счет возведения зданий на неудобьях да еще в сейсмически активном районе привело к своего рода «массовой эпидемии» – стремлению заказчиков максимально снизить затраты на проектирование объектов. И как показывает практика, дисконту подвергается не только стоимость непосредственной разработки проектно-сметной документации, но в первую очередь и в большей степени затраты на проведение полноценных инженерных изысканий. Это привело к тому, что серьезные геологические фирмы, заботящиеся о своем имидже и старающиеся не допускать в своей работе брака, во многих случаях стали отказываться от таких заказов. Однако эти заказы подхватывают фирмы, менее строгие в своих принципах. В результате на строительном рынке появляются отчеты по инженерным изысканиям, которые в силу недостаточности выделенных средств и недобросовестности некоторых геологических организаций являются ущербными, не обеспечивающими требуемую надежность создаваемых объектов капитального строительства. Зачастую такие отчеты по ряду причин просачиваются сквозь сито экспертизы и получают положительное заключение. Тогда либо в проектном решении появляются ошибки, либо оно становится экономически необоснованным.

Путь к снижению рисков проявления оползневых деформаций при сейсмическом воздействии рассмотрим на примере проектирования жилой застройки микрорайона по ул. Пластунской в г. Сочи, который включает четыре жилых здания (34 этажа с двумя подземными этажами), два 6-этажных торгово-общественных центра и подземную 2-этажную автостоянку (рис. 3). Коренные сцементированные осадочные породы 5 залегают с крутым переменным уклоном к р. Сочи.

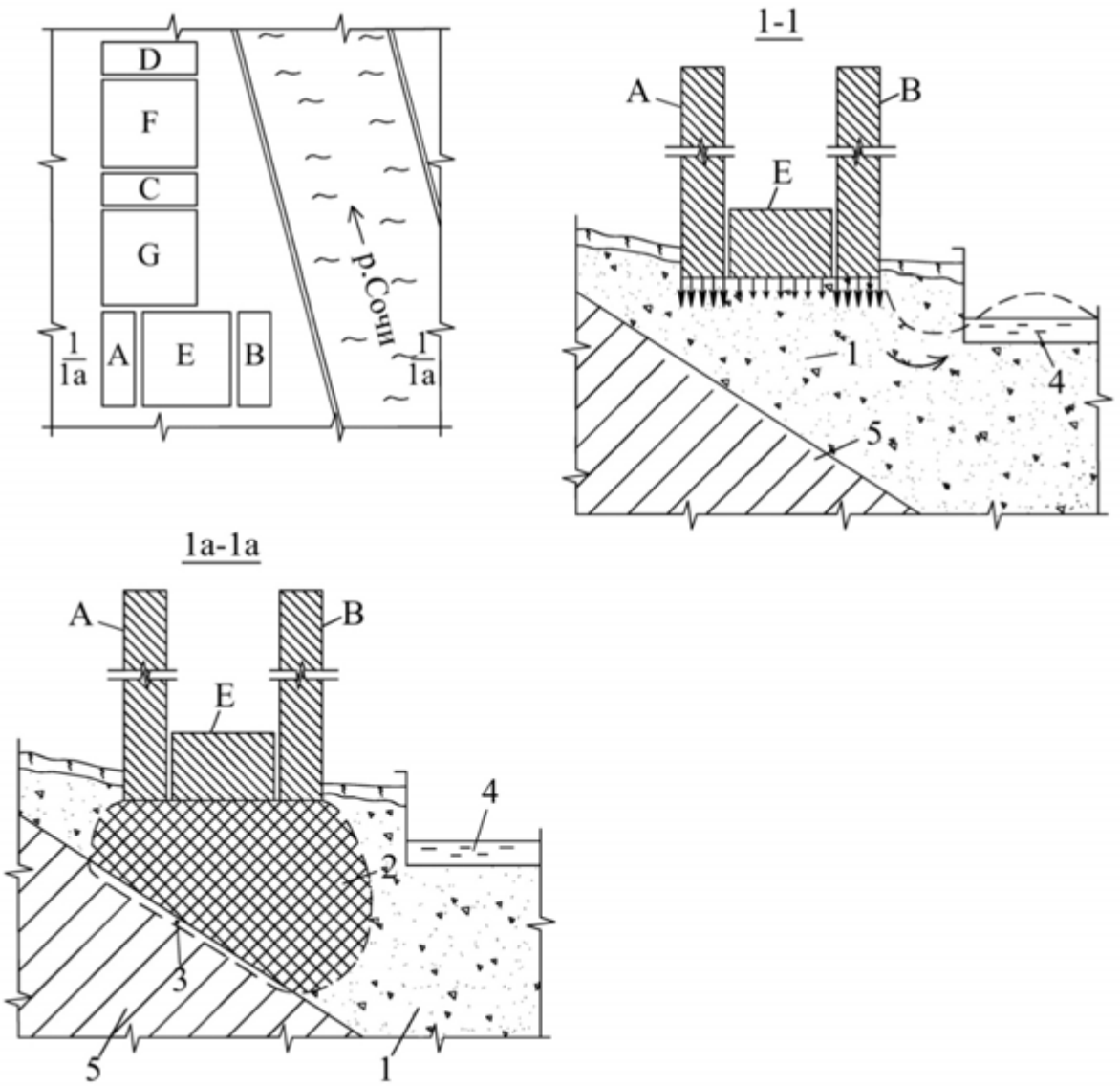


Рис. 3. Улучшение сейсмических характеристик грунтового основания путем его закрепления инъекциями: A, B, C, D – 34-этажные здания; E, F – 6-этажные торгово-общественные центры; G – 2-этажный подземный гараж; 1 – незакрепленный массив; 2 – закрепленный массив; 3 – зона шпонок, забуренных в коренную породу и заинъецированных цементно-песчаным раствором; 4 – р.Сочи; 5 – аргиллит

Решение комплексной задачи закрепления склона и улучшения физико-механических характеристик грунтового основания с целью снижения рисков возникновения оползня при сейсмическом воздействии проводилось в двух направлениях. Во-первых, это максимальное уточнение исходных данных, полученных по результатам инженерных изысканий. Так в первоначальных исходных данных модуль деформаций гравийных отложений 1 с включениями песка, суглинка, ила составил 34 МПа, а подстилающих сцементированных осадочных пород – аргиллита 5–20 МПа. По настоянию и под контролем ЗАО «ИСК «Милбор» были проведены дополнительные инженерно-геофизические изыскания, которые дали уточнение – модуль деформаций верхнего 4–метрового слоя аргиллита равен 78 МПа, а нижних слоев – 93 МПа, что отличается от первоначально заявленных величин на 465% (!). Уже одно это позволило не опирать 100-метровые по высоте здания на деформирующийся гравийный слой, подстилаемый «слабым» аргиллитом, и принять наиболее взвешенное решение.

Одновременно с этим проводилось уточнение реальной сейсмической активности стройплощадки. По договору с институтом геоэкологии (ИГЭ) РАН были выполнены работы по уточнению микросейсморайонирования участка, в результате которых его сейсмичность составила 8,3 балла по шкале MSK. Повышение достоверности исходных данных дало возможность обоснованно снизить сейсмическую нагрузку на 40% по сравнению с 9-балльной сейсмикой.

Уточнение сейсмичности строительной площадки проводилось для девственного грунта естественного сложения. Однако закрепление грунтового массива инъецированием цементным раствором, заложенное в проект, приведет к изменению физических и физико-механических свойств грунтов основания – повысятся его плотность и жесткость. Следовательно, целесообразно будет по завершении закрепления грунта повторить работы по микросейсморайонированию. Предварительная оценка ИГЭ РАН показывает, что реальная сейсмическая активность стройплощадки может быть уменьшена еще на 0,3 балла, что дает снижение сейсмической нагрузки еще на 16%.

Кроме такого прямого, первичного снижения внешнего нагрузочного фактора – сейсмической нагрузки на здание, проявляется эффект вторичного снижения внутренних усилий в сооружении, так как меняются в лучшую сторону основные комплексные характеристики системы «основание-

сооружение» (СОС). Относительная изгибная жесткость СОС, в которой жесткость основания входит в числитель, с ростом жесткости основания увеличивается, а это приводит к снижению интенсивности внутренних усилий в самих конструкциях.

Не меньшее влияние на напряженно-деформированное состояние здания вызывает изменение динамической относительной крутильной жесткости СОС, так как закрепленный грунтовый массив будет иметь совершенно другие параметры ротации за счет изменения вращения объема грунта.

Таким образом, уточнение исходных данных по результатам инженерных изысканий при одновременном использовании современных методов расчета СОС позволило принять для уникального объекта оптимальное решение по закреплению склона в сейсмически опасном районе с «прошивкой» шва между закрепленным потенциально склонным к сползанию грунтовым массивом и коренными породами глубинными вертикальными шпонками. Экономический анализ показал, что на 1 рубль затрат дополнительных исследований при проектировании данного объекта получено 78 рублей только прямой экономии.

Так как одной из самых часто встречающихся причин проявления активности потенциально возможного оползня является увеличение влажности грунтового массива, чрезвычайно важно недопущение его обводнения и организация мониторинга за гидрологическим режимом оползневого склона. При разработке проекта инженерной подготовки территории для туристского комплекса «Шератон» на территории 5,5 га прибрежного естественного амфитеатра была предусмотрена сеть скважин с ячейкой 50×50 м с обсадными трубами, оснащенными датчиками, включающими погружные водяные насосы при достижении грунтовыми водами расчетного уровня. Откачиваемая насосами вода сбрасывается в объединенную дренажную сеть всей строительной площадки во время производства работ и при эксплуатации объекта.

Оползневое давление, так же, как и сейсмическое воздействие, является воздействием особым. Нормы проектирования, как правило, не предусматривают одновременное восприятие зданием двух особых воздействий. А так как сейсмика является природным явлением, ликвидировать которое мы не можем, то надо так проектировать объекты капитального строительства, чтобы оползневые нагрузки на здания или не допускать вовсе, или сводить их до безопасного уровня.

О.Л. Денисов

НЕУСТОЙЧИВЫЕ ОТКОСЫ, КРУТЫЕ ОПОЛЗНЕОПАСНЫЕ СКЛОНЫ И УДЕРЖИВАЮЩИЕ КОНСТРУКЦИИ

Уфимский государственный нефтяной технический университет

Рассмотрены удерживающие конструкции на неустойчивых откосах и крутых оползневых склонах. Предотвращение оползней и стабилизация откосов являются важными для проектирования, строительства и эксплуатации объектов, расположенных на оползнеопасных территориях. Особенно актуально обеспечение устойчивости откосов и склонов в условиях стесненной городской застройки, где выполаживание склонов или устройство контрбанкетов практически невозможно. Дается определение и классификация оползней, их физическая сущность, влияние замачивания и параметров сдвига на устойчивость откосов. Такое строительство требует специальных удерживающих мероприятий и конструкций. Эффективны одно- и многорядные противооползневые свайные сооружения из полых железобетонных или металлических свай, имеющих ряд преимуществ перед другими мероприятиями инженерной защиты. Это – длительный мониторинг оползневых процессов, применение технических средств и оборудования, обеспечивающие безопасную эксплуатацию сооружений.

Строительство зданий и сооружений в сложных грунтовых условиях стало в последние десятилетия, особенно начиная с 1995 года, из-за плотной городской застройки, насущной проблемой. Это потребовало решения вопросов, связанных с обеспечением устойчивости откосов и оползневых склонов и предотвращение быстрых движений грунтовых масс.

Оползни – это скользящее смещение масс горных пород вниз по склону под влиянием силы тяжести. Они возникают при нарушении равновесия пород, вследствие увеличения крутизны склона, ослабления прочности грунтов от замачивания, выветривания, сейсмических толчков, строительно-хозяйственной деятельности. При переувлажнении оползневое тело утяжеляется и движется по поверхности скольжения: в склоне образуется полукольцевая выемка, называемая оползневый цирк, а у подножия - короткие наклонные по склону террасы. Оползни различают по глубине залегания (от 1 до 20 и более метров) и по крутизне (от 5° до 45° и более) поверхности скольжения на: поверхностные (до 1 м), мелкие (до 5 м), глубокие (до 20 м), очень глубокие (более 20 м), очень пологие (не более 5°), пологие (5° – 15°), крутые (15° – 45°) и очень крутые (более 45°).

В горных и предгорных районах в связи с действием агентов выветривания и климатическими особенностями часто распространены опасные склоновые инженерно-геологические процессы, в частности, оползни. Их прогнозирование должно опираться на тщательные инженерно-геологические изыскания, позволяющие обоснованно выбрать метод расчета и определить расчетные параметры. Существующие нормативы несовершенны.

Оползни значительно усложняют строительство, наносят вред и ущерб сельскому хозяйству, приводят к существенному изменению рельефа местности и др. Все это требует создания системы упреждающей инженерно-строительной противооползневой защиты. Оползнеопасность территории обязательно необходимо учитывать при инженерной подготовке строительства зданий и сооружений.

Противооползневые мероприятия – это совокупность или система (комплекс) мер, инженерно-строительных действий, специальных технических мер, направленных на защиту инженерных объектов от ударов и сильных давлений горных масс.

Если устойчивость откоса или склона требуемой крутизны не обеспечивается, то для его поддержания устраивают противооползневые сооружения (конструкции). Это упор для откоса грунта, равновесие которого невозможно без ограждения. Их устойчивость (откосов и склонов) зависит от прочности и удельного веса грунтов под ними и в их основании, крутизны и высоты, нагрузок на их поверхности, фильтрации воды через их тела, положения уровня грунтовых вод, насыщающих грунт в теле откоса или склона. Разрушение их происходит либо внезапно в виде обвала или оплыва, либо в виде длительного оползания (характерно для глинистых грунтов). Причины нарушения устойчивости склонов следующие: большая крутизна, подрезка основания в нижней части, утяжеление из-за увлажнения грунта, уменьшение прочностных характеристик грунта их тела, увеличение нагрузки на гребне откоса, динамические воздействия, ветровая эрозия, жизнедеятельность землеройных животных и прочее. В таких сложных условиях строительства свайные фундаменты зачастую оказываются единственно приемлемым конструктивным решением.

Можно назвать также следующие мероприятия по обеспечению устойчивости откосов и склонов. Это их уполаживание, дренирование, закрепление тела всего массива, устройство диафрагм жесткости не только в фундаментных, но и в надземных частях зданий, применение сваеудержи-

вающих конструкций, шпунта, подпорных и облицовочных стенок, анкеров, устройство одежды (каменная наброска), высев многолетних трав с прочной корневой системой (сплошное, в клетках из дерна, дерновкой), посадка древесно-кустарниковой растительности, т.е. применение лесомелиорации.

Противооползневая стена препятствует давлению оползня, является для него преградой, снижает давление на сооружение. В качестве такой подпорной стены можно предложить одно- или многорядные ленты из полых круглых свай с открытым нижним концом как железобетонные, так и металлические, погружаемые с уменьшенным шагом (менее трех диаметров) или даже вплотную друг к другу при необходимости. Данное конструктивное решение экспериментально исследовано и проверено в глинистых грунтах Башкортостана при действии горизонтальных нагрузок [1, 2].

Верхняя часть фундамента – ростверк в виде железобетонной балки или плиты, объединяющие головы свай в одно целое, может быть выполнен в пределах внутренних полостей полых круглых свай, без устройства специальной опалубки.

Представляет интерес конструкция свайного фундамента, включающая куст из полых свай, объединенных монолитным железобетонным ростверком [3]. Фундамент включает полые сваи с вырезом в верхней части. В полости свай устроен ростверк с бетонными пробками, с арматурной сеткой, приваренной к закладным деталям полой сваи. Отличительной особенностью фундамента является то, что на сторонах свай, обращенных друг к другу, выполнены вырезы в верхней части, а ростверк размещен между сваями в зоне вырезов.

Запроектированные жесткие и глубокие фундаменты мостов с пролетными строениями в виде неразрезной балки должны быть защищены на склоне гибкими удерживающими конструкциями от чрезмерного оползневого давления (рис. 1). Здесь защитная стенка из полых круглых свай является первым удерживающим барьером. Поскольку оползневое давление может измениться со временем, неизбежен длительный мониторинг статически очень чувствительных сооружений на крутых оползнеопасных склонах.

Другим техническим решением удерживающей конструкции является свайный фундамент, состоящий из расположенных по окружности или дуге на расстоянии друг от друга полых свай с центральной сквозной полостью [4]. Он снабжен криволинейными скорлупами, каждая из которых объем-

лет снаружи соответствующую ее сваю. Она жестко присоединена к ней и примыкает к кромкам смежных скорлуп. Верхние торцы скорлуп расположены в уровне верхнего обреза ростверка, а нижние заглублены в грунт (рис. 2).

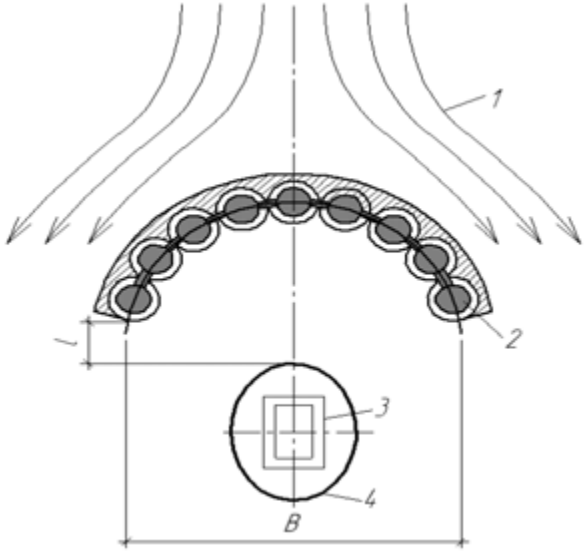


Рис. 1. Защитная конструкция
из полых круглых свай на неустойчивом склоне:
1 – скольжение грунтовой массы; 2 – защитная конструкция;
3 – опора моста (бык); 4 – фундамент (опускной колодец или кессон)

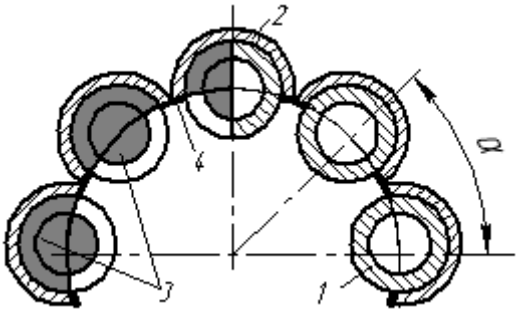


Рис. 2. Защитная стенка из полых свай (1) и скорлуп (2):
3 – ростверк в полости свай; 4 – закладные детали; а – шаг свай

Большинство оползней происходит в связи с воздействием воды. Сильные проливные дожди в 1975 г. в Австрии явились причиной более 250 оползней [5]. Это вызывает серьезные проблемы на стройплощадках при выполнении строительных работ. Поэтому необходимым удерживающим мероприятием для стабилизации склонных к скольжению откосов и оползней является дренаж. Он включает: поверхностный дренаж, глубокие дренажные траншеи, плоские дренажные системы; дренажные скважины,

колодцы, туннели или шахты, обратный дренаж позади подпорных стенок. Кривая фильтрационного давления более крутая, что повышает устойчивость откоса.

С нарастанием сдвиговых деформаций риск внезапного обрушения откоса значительно увеличивается. Длительное ухудшение прочности грунтов приводит к снижению запаса прочности, что также ведет к возникновению оползней.

При строительстве на крутых склонах при оценке устойчивости откоса или расчетного бокового давления на удерживающие конструкции существующие сложные методы проектирования менее информативны, так как параметры грунтов имеют значительный разброс показателей. Наиболее рекомендательны параметрические полевые исследования с учетом геологической изменчивости, фильтрационного течения грунтовых вод и специфики конструктивных решений.

Оползнеопасные откосы нередко простираются на расстояние в несколько километров и оптимальное решение удерживающих конструкций (фундаменты, подпорные стенки, преднапряженные анкеры) при строительстве автодорог, скоростных автомагистралей, железнодорожных дорог, мостов, виадуков может быть получено только на основании натурных измерений.

Хорошо себя зарекомендовали гибкие преднапряженные инъекционные удерживающие анкеры к локальному противостоянию оползневого давления, движению откосных грунтовых масс, крупномасштабного разрушения. Длина анкеров достигает порой 120 м, количество 800 штук, усилие анкеровки до 3700 кН/м.

Х. Брандль [5] рекомендует, если буровые сваи большого диаметра не могут обеспечить достаточный момент сопротивления и воспринять чрезмерное оползневое давление, применять колодцевые или кесонные стены (шахтные стволы, заполненные железобетоном), комбинации кессонных стен с элементами заанкерованных стен или анкеровкой головной части кессонов (колодцев), кессоны большого диаметра с разнообразной анкеровкой. Для защиты на оползнеопасных крутых склонах статически очень чувствительных сооружений рекомендуются первичные удерживающие системы в виде гибких конструкций (первый удерживающий барьер, петличные фундаменты). Доказано успешное применение свайных фундаментов коробчатого сечения в случае высокого уровня грунтовых вод или слабого подстилающего грунта.

Расчеты устойчивости отсека грунтового массива откосов и оползневых склонов против сдвига ведут по выбранной поверхности скольжения. Основная трудность при расчетах грунтовых оснований по несущей способности и выборе защитных мероприятий является выявление наиболее опасной поверхности скольжения грунтового массива в основании, которой соответствует наименьший коэффициент запаса, характеризующий степень устойчивости откоса. Важно правильно определить опасную поверхность скольжения. Это может быть поверхность произвольной формы, ломаная, круглоцилиндрическая или плоская. Рассматриваемая поверхность апроксимируется ломаной поверхностью, отсек разбивается на отдельные элементы с плоским и однородным основанием с постоянными характеристиками ф и *c*. Составляют уравнения равновесия сил, действующих на элемент отсека, суммарные уравнения всего отсека совместно с условием предельного состояния на сдвиг грунта. Удерживающая сила в подошве *i*-го элемента T_i должна быть больше или равна сумме нормальных сил в подошве элемента N_i . Учитывая длину l_i и ширину b_i подошвы элемента и решая систему четырех уравнений с четырьмя неизвестными определяют коэффициент запаса устойчивости откоса $K_З$, который должен быть не меньше нормативного (допустимого) значения $K_З \geq (K_З)_{доп}$.

Большая часть грунтового массива остается в упругом состоянии, и только узкая полоса вдоль зоны сдвига переходит в пластическое состояние. Предполагается, что разрушение откосов и оползней неизбежно, и вводится коэффициент запаса устойчивости. Расчеты ведут методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения. Однако строгое теоретическое обоснование его отсутствует.

Для обеспечения достаточной устойчивости откоса определяют коэффициент $K_З$ по формуле

$$K_З = \text{tg}\ ф_Д / \text{tg}\ ф_К = c_Д/c_К,$$

где $ф_Д$ и $c_Д$ – действительные значения угла внутреннего трения и удельные силы сцепления грунта; $ф_К$ и $c_К$ – критические значения этих характеристик, когда отсек обрушения находится в состоянии предельного равновесия.

Коэффициенты запаса обычно невелики: для крупных сооружений (например, причалов) их принимают до 1,1. Сравнение результатов расчета величины коэффициента запаса $К_З$ различными методами показывает, что он меняется в пределах для однородных связных грунтов от 1,36 до 1,8, а для однородных сыпучих – от 1,17 до 1,4. Выводы:

1. Расчеты общей устойчивости сооружений в основном ведут по методу круглоцилиндрических поверхностей скольжения с определением коэффициента запаса устойчивости, который не превышает для однородных глинистых грунтов значения 1,8.

2. Установлено, что необходимым удерживающим мероприятием для стабилизации склонных к скольжению откосов и оползней является дренаж: поверхностный, глубинный, обратный, в виде траншей, скважин, колодцев, туннелей и шахт.

3. Предложены новые конструктивные решения защитных стенок из полых круглых свай, забитых вплотную друг к другу по дуге окружности, от оползневого давления на крутых неустойчивых склонах. Получены патенты на изобретения.

4. Применение в качестве удерживающих конструкций статически чувствительных одно- и многорядных свайных противооползневых сооружений из полых круглых свай, погруженных с шагом менее трех диаметров или вплотную друг к другу позволяют в 1,5–1,7 раза сократить расход бетона и повысить несущую способность на горизонтальную нагрузку в 1,2–1,3 раза по сравнению с групповыми фундаментами из призматических свай сплошного сечения.

5. Рационально проведение мониторинга оползневых процессов за объектом в процессе всего строительства. Необходимы непрерывные измерения и наблюдения за удерживающей откос или оползень конструкцией, поверхностью подстилаемого грунта, всем подземным пространством в течении всего срока строительства.

6. Это применение надежных и точных контрольных технических средств и оборудования, обеспечивающие безопасную эксплуатацию сооружений на оползнеопасных территориях: геодезическая съемка, мультисенсорные системы, контролируемые преднапряженные анкеры длиной до 120 м и усилиями более 1200 кН, грунтовые дренажные системы, датчики порового давления, экстензометры и инклинометры, трещинометры и т.д.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Соколов Г.А., Денисов О.Л., Гончаров Б.В.* О выборе шага в кусте полых круглых свай // ОФМГ, 1996. №4. С. 18–20.

2. *Денисов О.Л., Меркурьев М.Е.* Экспериментальные исследования горизонтально нагруженных фундаментов из полых круглых свай //ОФМГ, 2010. №2. С. 3–5.

3. *Зиязов Я.Ш., Денисов О.Л., Максимов В.А., Шеменков Ю.М.* Свайный фундамент. Автор. свид. №968185. Опубликовано в Б.И. №39, 1982.

4. *Денисов О.Л., Чертов В.А.* Свайный фундамент. Автор. свид. №1224382. Опубликовано в Б.И. №14, 1986.

5. *Brandl H.* Risks and responsibilities of geotechniks in highway-bridge and slope engineering: proceedings, X1V th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg.A.A.Balkema, Rotterdam, 1999.

С.И. Евтушенко

ИССЛЕДОВАНИЕ РАБОТЫ ФУНДАМЕНТОВ НА СКЛОНАХ

Южно-Российский государственный технический университет
(Новочеркасский политехнический институт)

В работе изложены результаты экспериментальных исследований работы ленточных фундаментов со сложной конфигурацией подошвы, которые обеспечивают повышение несущей способности основания.

Правые берега рек текущих на юг имеют характерную особенность крутые берега и балки и овраги с крутыми склонами. Развитие жилищного строительства в центральной части крупных городов приводит к активному освоению строительных площадок со сложными инженерно-геологическими условиями. Применение новых конструктивных решений фундаментов повышает актуальность совершенствования методов расчета и экспериментальных исследований их работы. Целью разработки новых фундаментов является снижение их стоимости и увеличение несущей способности основания.

Новизна разработанных конструкций фундаментов состоит в ломаном очертании опорной плиты [1, 2]. Главной особенностью этих решений является наличие сплошной подошвы в центральной части и ломаное очертание краевой зоны. Возможности конструкций фундаментов с ломаным очертанием опорной плиты, а также протяженных фундаментов и изучение особенностей их взаимодействия с грунтовым основанием проводятся в ЮРГТУ (НПИ). Эффективность фундаментов с ломаным очертанием краевой зоны обусловлена следующими факторами:

– ломаный контур краевой зоны фундамента приводит к более полному использованию несущей способности основания;

– зоны пластических деформаций в основании под фундаментами с ломаным очертанием опорных плит по своей форме отличаются от анало-

гичных зон под эквивалентными непрерывными ленточными фундаментами прямоугольной формы;

– положения нормативной литературы позволяют при расчетах новых фундаментов увеличивать величину расчетного сопротивления грунта основания на 20–30%.

Новые фундаменты могут найти применение при возведении малоэтажных зданий и сооружений высотой до 9 этажей, а также подпорных сооружений.

Экспериментальные исследования работы фундаментов на моделях проводились в лаборатории кафедры «ПГСГиФ» ЮРГТУ (НПИ) на испытательной машине МФ-1 конструкции Ю.Н. Мурзенко, которая является центральным звеном автоматизированной системы научных исследований (АСНИ) оснований и фундаментов на моделях. Машина МФ-1 предназначена для модельных испытаний фундаментов на песчаном основании и относится к разряду вертикальных испытательных машин с гидравлическим приводом, маятниковым гидравлическим силоизмерителем и центральным пультом управления.

На первом этапе проведены опыты с жесткими штампами и ленточными фундаментами. Рассмотрено влияние поворота штампов на угол 45° на несущую способность и осадку песчаного основания. В результате проведенных опытов установлено, что предельная нагрузка на модель фундамента при постановке штампов с поворотом на 45° увеличивается периметр краевой зоны фундамента, и предельная нагрузка составила в среднем по серии 480 кН, что соответствует среднему давлению – 1280 кПа. Несущая способность основания фундамента с краевой зоной ломаного очертания в среднем увеличивается на 25–30%.

На втором этапе были проведены опыты на моделях ленточных фундаментов с ломаным очертанием опорной плиты. Ломаное очертание опорной плиты моделировалось двумя гибкими моделями из многослойной фанеры. Благодаря распределительной способности грунта основания, в работу включается грунт между «зубьями» и несущая способность такой модели фундамента становится больше на 20–25%, чем у равновеликой по площади прямоугольной плиты. Выявлен оптимальный внутренний угол вырезов фундаментной плиты с ломаным очертанием краевой зоны.

На третьем этапе будут проводиться исследования работы подпорных стен с ломаным очертанием опорной плиты. На настоящий момент решены следующие задачи:

1. Разработаны конструкции фундаментов, обеспечивающие более полное использование несущей способности основания, защищенные патентами на полезную модель.

2. Экспериментально подтверждено снижение деформации и увеличение несущей способности песчаного основания при увеличении периметра краевой зоны подошвы ленточного фундамента.

3. Получены новые данные о напряженно-деформированном состоянии массива песчаного основания, а также вдоль вертикальной оси фундамента с ломаным очертание краевой зоны.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Мурзенко Ю.Н. Евтушенко С.И. Мурзенко А.Ю. Крахмальный Т.А.* Исследование работы основания в краевой зоне под фундаментами протяженных сооружений // Городские агломерации на оползневых территориях: Матер. III Междунар. научн. конф., 14–16 декабря 2005 г., Волгоград / ВолгГАСУ. Волгоград, 2005. Ч1. С. 148–150.

4. *Евтушенко С.И., Крахмальный Т.А., Галашев Ю.В.* Экспериментальные исследования ленточного фундамента с ломаным очертанием опорной плиты // Надежность и долговечность строительных материалов, конструкций и оснований фундаментов: Материалы IV международной научно-технической конференции (12–14 мая 2005 г.) часть III, Волгоград, 2005. С. 57–61.

О.Ю. Ещенко, Д.В. Волик

ОПЫТ ПРОЕКТИРОВАНИЯ КРУПНЫХ РЕЗЕРВУАРОВ НА ОПОЛЗНЕВОМ СКЛОНЕ

Кубанский государственный аграрный университет

В статье обсуждается опыт проектирования крупного резервуара на оползневом склоне в центре г. Туапсе. Показано, что для эффективного решения проблемы необходимо рассматривать комплексную систему «склон – подпорная стена – фундамент сооружения – режим работы сооружения». Анализ специфики сооружения показал, что при наполнении-сработке резервуара происходит быстрое изменение напряжений в водонасыщенных глинистых грунтах склона, что приводит к резкому росту порового давления и снижению устойчивости подпорной стенки. В статье описывается опыт решения данной задачи.

Актуальность задачи

В связи с ростом городов многие нефтебазы, ранее располагавшиеся на окраинах городов, оказались в промышленных и селитебных зонах. Особенно часто такие ситуации наблюдаются в портовых городах, типа Туапсе или Новороссийска.

С другой стороны, рост объемов транспортировки жидких продуктов вынуждает увеличивать емкости существующих резервуаров и осваивать площадки, ранее считавшиеся непригодными для строительства крупных резервуаров, например оползнеопасные склоны.

Ниже обсуждается опыт проектирования фундаментов резервуаров емкостью 10 000 м^3 на оползнеопасном склоне площадки Туапсинского нефтезавода ОАО «Роснефть-Туапсенефтепродукт».

Характеристика объекта строительства

Рассматриваемый объект расположен на северо-восточной окраине площадки Туапсинского нефтезавода. Сейсмичность площадки строительства – 9 баллов по шкале ИФЗ-64.

Специфической особенностью площадки является частичное опирание резервуара на коренные породы, при наличии мощной толщи оползнеопасных водонасыщенных глин под основной частью РВС. Кроме того, наличие подпорного сооружения высотой около 9 м ниже по склону и крутое падение коренных пород (около 45°) вносят дополнительные трудности в рассматриваемую задачу.

Ниже на инженерно – геологическом разрезе видны напластование коренных пород ИГЭ-11 и конструкция удерживающего сооружения.

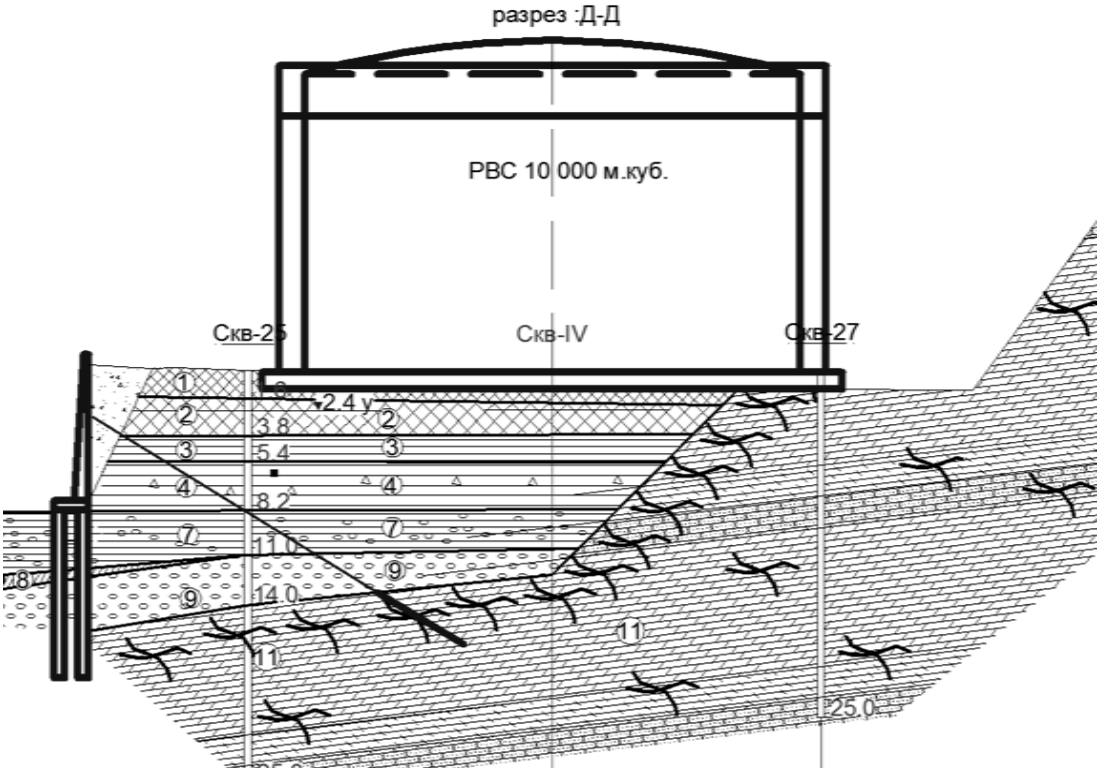


Рис. 1. Поперечное сечение площадки

Так как проект удерживающего сооружения разрабатывался раньше проекта фундаментов РВС и выполнялся другой организацией, то в нем не учитывался тип фундамента резервуара, а его влияние заменялось статической равномерно распределенной нагрузкой.

Анализ конструкции подпорной стенки показал, что при таком подходе она имеет достаточные запасы как по устойчивости, так и деформациям. Ее устойчивость обеспечивается, так же, и при расчетном сейсмическом воздействии.

Ситуация меняется коренным образом, если мы принимаем во внимание особенность нагрузки от резервуара: в реальных условиях она является не статической, а квазистатической. Если для бетона и металла скорость наполнения РВС (т.е. скорость приложения нагрузки на основание) ни как не сказывается на изменении их физико-механических характеристик, то для водонасыщенных глинистых грунтов такое приложение нагрузки существенно изменяет их прочностные показатели.

Так как скорость наполнения резервуара составляет около 3–4 м в час (т.е. резервуар наполняется за 4–6 часов), а скорость фильтрации воды в глинистых грунтах на 3–5 порядков меньше, то при наполнении РВС возникает обширная зона избыточных поровых давлений. Если подпорная стенка находится в зоне влияния РВС, то прочностные свойства грунта снижаются и возникает дополнительное активное давление.

Расчеты показывают, что в данном случае стенка обрушится уже при взливе продукта на 12–13 м.

С другой стороны, в рассматриваемых геологических условиях выполнять фундамент резервуара в виде кольца или плиты не представляется возможным по условию обеспечения нормативных величин осадок и кренов. Для обеспечения безопасной эксплуатации РВС необходимо предусмотреть свайные фундаменты. Однако, при их устройстве будут повреждены анкера подпорной стенки. Таким образом, реализация одного проекта вынуждает вносить существенные изменения в конструкцию другого.

РВС 10 000 на свайном основании

Для обеспечения эксплуатационной надежности резервуаров и снижения активного давления на стенку было рассмотрено несколько вариантов свайных фундаментов РВС. Во всех случаях осуществлялась передача нагрузки от емкости на малосжимаемые коренные породы ИГЭ 11 посредством свай-стоек.

Ниже анализируются различные варианты свайных фундаментов.

Плита толщиной 1 м на сваях-стойках

В качестве первого приближения был рассмотрен вариант фундамента в виде плиты толщиной 1 м на свайх-стойках БНС Ø800 мм длиной 7,5-15 м с основным шагом 4 м. Заделка обоих концов свай – жесткая.

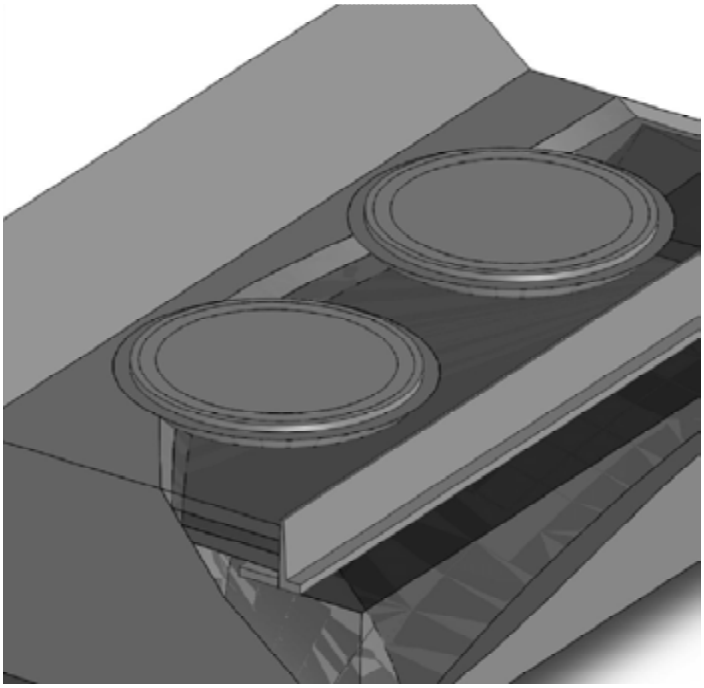


Рис. 2. Объемная модель фундаментов резервуаров
и подпорной стены

Так как залегание кровли коренных пород ИГЭ-11 имеет неравномерную глубину, то длина свай назначалась исходя из условия заделки пяты сваи на величину не менее 2*d*, где *d* – диаметр сваи.

Все расчеты выполнялись методом конечных элементов в нелинейной постановке. Плоские задачи рассматривались в Plaxis v9.01, а пространственное моделирование выполнялось в SolidWorks 2009 и Ing+ 2009. Сейсмическое воздействие учитывалось в рамках прямого динамического расчета.

В ходе анализа влияния землетрясения на фундамент резервуара, было установлено, что усилия в сваях – стойках от сейсмического воздействия имеют такие значения, которые не позволяют выполнить армирование для свай БНС Ø830 мм.

Далее предлагается рассмотреть вариант расчетной схемы с шарнирным опиранием свай увеличенного диаметра БНС Ø1520 мм.

Плита толщиной 1 м на сваях-стойках с шарнирами в плите и заделке пяты

Чтобы снизить значения изгибающих моментов в сваях, был рассмотрен вариант фундамента толщиной 1 м. на свайх-стойках БНС Ø1520 мм длиной 7,5–15м с основным шагом 4 м и шарнирами в плите ростверка и заделке пяты в ИГЭ-11.

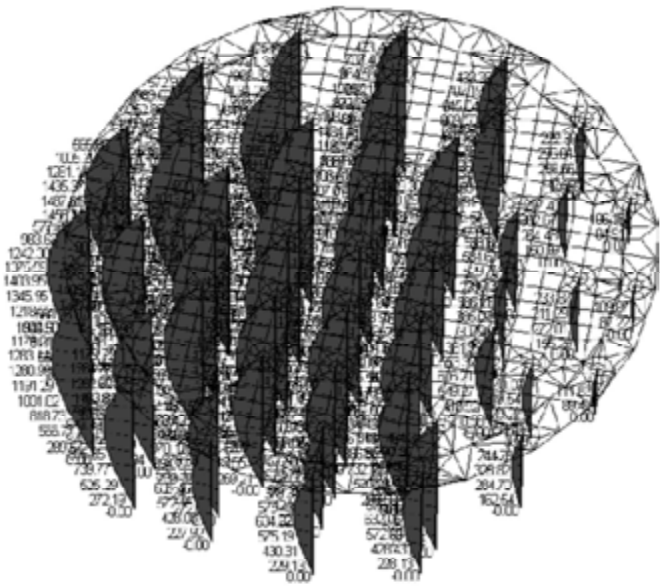


Рис. 3. Эпюра изгибающих моментов в сваях БНС Ø1520мм

Максимальный изгибающий момент в сваях составил *Ms* = 1501 кНм для особой комбинации. При таких нагрузках даже в сваях БНС Ø1520 мм не удается разместить необходимое количество армматуры. Поэтому был рассмотрен вариант фундамента с увеличенным числом и другим диаметром свай.

Плита толщиной 1м. на 89 сваях – стойках БНС Ø1200 мм с шарнирами в плите ростверка и заделке пяты

Чтобы снизить значения изгибающих моментов в сваях, был рассмотрен вариант фундамента толщиной 1 м на 89 свайх-стойках БНС Ø1200 мм длиной 7,5–15 м с основным шагом 3 м и шарнирами в плите ростверка и заделке пяты.

На расчетных эпюрах видно, что величины усилий в сваях меньше чем в предыдущем варианте.

Величина изгибающего момента не превышает 403 кНм (40 тсм).

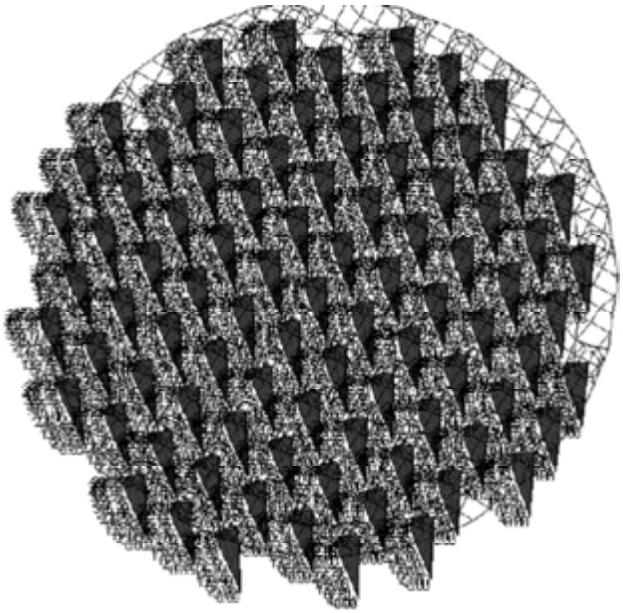


Рис. 4. Эпюра изгибающих моментов в сваях БНС Ø1200 мм

Для окончательного варианта был проведен совместный расчет удерживающего сооружения и свайного фундамента РВС 10 000 в PLAXIS 9.01. Для исключения повреждения анкеров сваями было прийто решение использовать эффект пространственной работы и удалить их непосредственно напротив РВС, а на примыкающих участках - развести их в стороны от пятна резервуара.

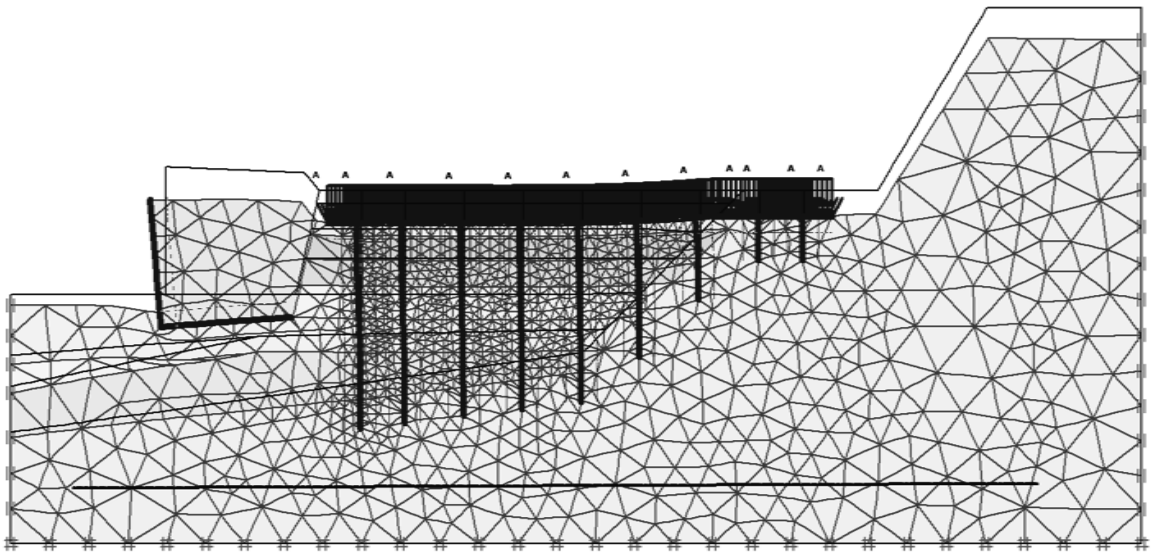


Рис. 5. Деформированная расчетная схема подпорной стены
и свайного фундамента РВС 10 000

Проведенные расчеты показали, что осадки и крены фундамента РВС удовлетворяют всем требованиям, а максимальное горизонтальное перемещение подпорной стенки не превышает 17 мм, что говорит о достаточном запасе несущей способности удерживающего сооружения.

Выводы и рекомендации

Учет специфики сооружения может оказать решающее влияние как на конструкцию самой стенки, так и на тип фундамента сооружения.

Если не учитывать специфику воздействия нагрузки от резервуаров на грунты основания, а рассматривать устойчивость стенки только с учетом статической нагрузки от сооружения, то это может привести к ее разрушению.

Наличие свай – стоек оказывает стабилизирующее влияние на грунты и позволяет либо сократить количество анкеров в зоне «тени» РВС, либо вообще отказаться от них.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Иванов Ю.К., Коновалов П.А., Мангушев Р.А., Сотников С.Н.* Основания и фундаменты резервуаров. М., Стройиздат, 1989. С. 55–59.

2. Восстановление проектного положения днища резервуаров РВС-10, РВС-11 на базе ОАО НК «Роснефть-Туапсенеэтепродукт». НТЦ «ГеоПроект». Краснодар, 2003.

Д.Г. Золотозубов

ПОВЫШЕНИЕ УСТОЙЧИВОСТИ СООРУЖЕНИЙ НА СТРУКТУРНО-НЕУСТОЙЧИВЫХ ГРУНТАХ

Пермский государственный технический университет

Приведены результаты и анализ расчетов оснований на структурно-неустойчивых грунтах, армированных геосинтетическими материалами.

Возведение сооружений различного назначения в условиях плотной городской застройки приводит к необходимости использовать территории, которые раньше считались непригодными для строительства. К ним относятся и территории с возможными карстовыми и техногенными провалами. В таких случаях требуется применение специальных мероприятий, например, армирование грунта геосинтетическими материалами. Армированный грунт обладает такими характеристиками, которые делают его пригодным для возведения инженерных сооружений.

Применение геосинтетических материалов в качестве армирующей прослойки позволяет повысить безопасность эксплуатации оснований в случае возникновения провалов грунта [1, 3].

Проведенные ранее численные эксперименты показали, что эффективность армирования зависит в основном от характеристик грунтов основания, прочности геосинтетического материала на разрыв и глубины его заложения. Для проверки возможности и области применения геосинтетических материалов для армирования грунтовых оснований в сложных инженерно-геологических условиях Пермского края нами были проведены численные эксперименты.

Для проведения расчетов были выбраны достаточно типичные характеристики физико-механических свойств грунтов в Кунгурском районе Пермского края. По данным статистических наблюдений в этом районе наиболее вероятно возникновение карстовых провалов диаметром до 4,0 м.

Расчеты проводились с помощью программы PLAXIS. Выбор этой программы связан с ее относительной доступностью и, что боле важно, с тем, что эта программа показывает хорошую сходимость результатов при расчете наиболее типичных задач. Результаты расчетов в большой степени будут зависеть от выбранной расчетной схемы. Общая схема расчетов представлена на рис. 1 и моделирует возникновение провала в начальной стадии (рис. 2) [2].

При расчетах моделировалось поведение грунтового основания при возникновении провала для случаев: 1 – без армирования основания; 2 – армирование основания с помощью 1, 2 или 3 слоев геосинтетического материала. В процессе расчетов изменялось положение слоев армирования относительно поверхности нагружения при фиксированном значении расстояния между слоями при многослойном армировании, а также менялось предельное растягивающие усилие геосинтетического материала – нормальная жесткость на разрыв принималась в пределах 4000–10000 кН/м. Нагрузка на поверхность пошагово увеличивалась до 120 кПа. В связи с большим объемом полученных при расчетах данных в этой статье будут представлены результаты для однослойного армирования. Результаты расчетов по двух- и трехслойному армированию качественно не отличаются.

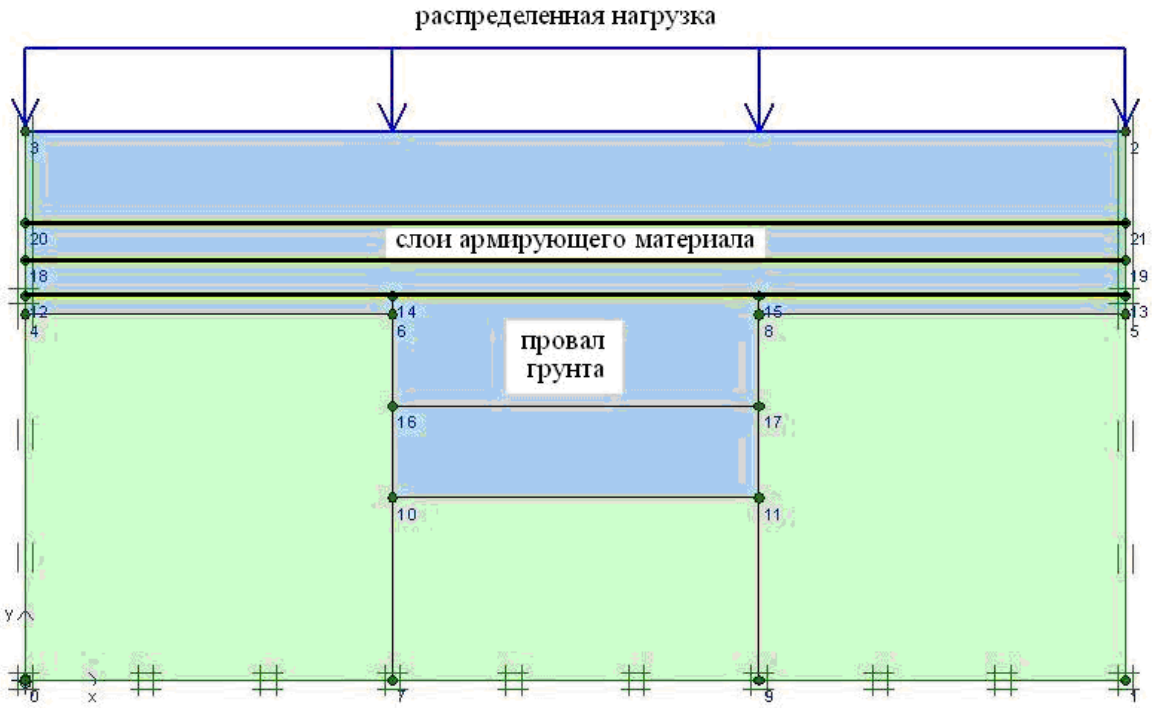
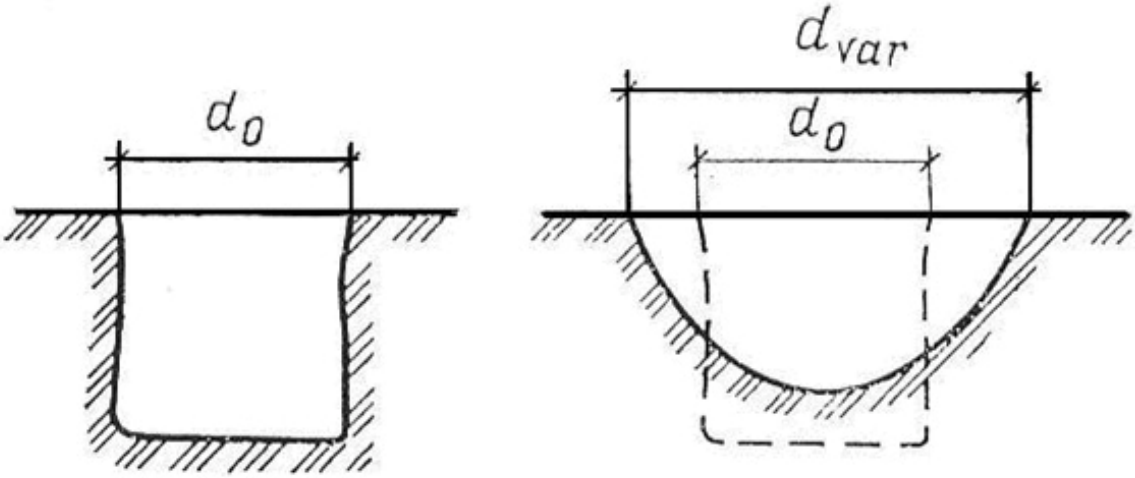


Рис. 1. Схема численного эксперимента



а) *б)*

Рис. 2. Увеличение диаметра карстового провала: *а* – первоначальный; *б* – увеличенный за счет постепенного уполаживания склонов

При расчетах были использованы 10 моделей грунтов основания. Их характеристики приведены в табл. 1. В расчетах принято, что на глубине 1 м от поверхности в слое грунта образуется полость. Размер провала в глубине приняли 2,0 м.

Таблица 1

Физико-механические характеристики моделей грунтов

№ модели грунта	c, кПа	φ, град	E, МПа
1	0,1	38	30
2	1	35	38
3	2	43	50
4	5	30	30
5	12	30	40
6	15	30	25
7	18	33	28
8	25	10	20
9	30	1	20
10	38	1	30

Проведенные расчеты показали, что существует зависимость между расположением по глубине армирующих слоев и величиной осадок поверхности. Минимальные значения осадок получили при расположении армирующего слоя на глубине 1,0 м от поверхности (рис. 3). Эти значения несколько расходятся с расчетами для стадии уполаживания склонов, когда эффективнее становится армирование верхних слоев основания.

Анализ полученных результатов показал, что разница при двух- и трехслойном армировании составляет всего 5–15%. Влияние нормальной жесткости на разрыв армирующего материала по результатам расчетов незначительна. При значениях 4000 и 7000 кН/м разница составляет около 15%, при значениях 7000 и 10000 кН/м – менее 5%. Наименьшую осадку поверхности грунта при всех вариантах расчетов без учета полезной нагрузки получили для моделей грунтов №№7 и 10 (рис. 4).

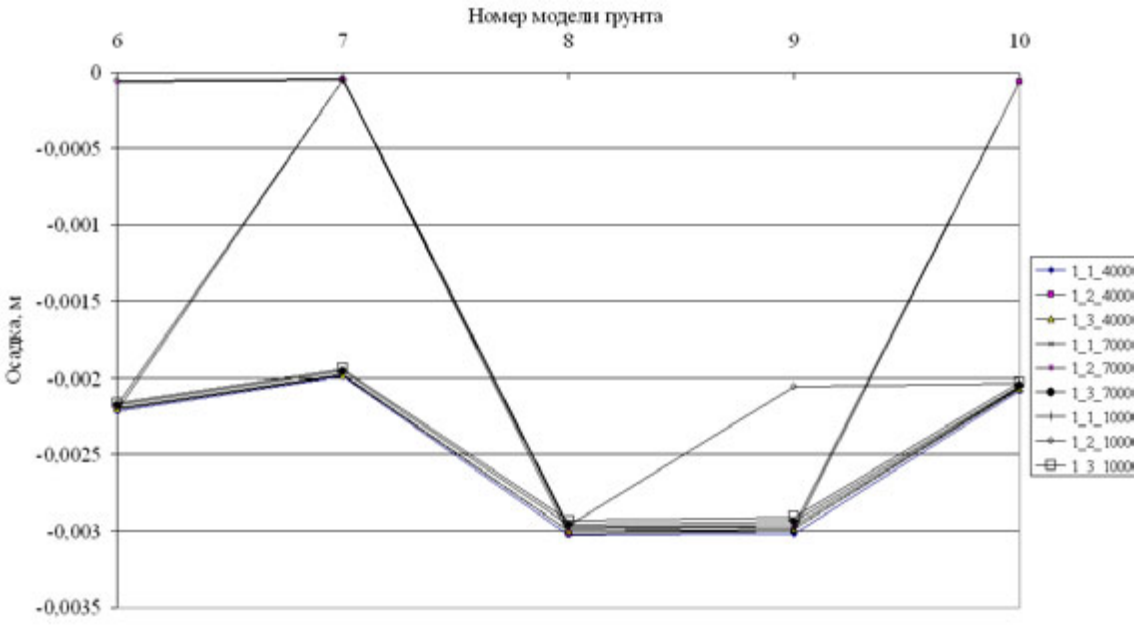


Рис. 3. Результаты расчетов по грунтам №№ 6, 7, 8, 9, 10
без нагрузки, на глубине заложения армирующих слоев 1 м.
Условные обозначения рядов: 1-ая цифра – глубина заложения,
2-ая – количество слоев армирования, 3-я – нормальная жесткость
геосинтетического материала

Рис. 4. Изменение осадки поверхности при провале грунта
при отсутствии полезной нагрузки в зависимости от глубины заложения
армирующих прослоек на примере модели грунта №10; нормальная
жесткость геосинтетического материала 7000 кН/м

При всех вариантах расчета растяжения геотекстильного материала и возникшие в них усилия не превысили предельных для примененного материала значений.

Проведенные численные эксперименты при отсутствии поверхностной нагрузки позволяют сделать следующие выводы:

1. При образовании провалов грунта наименьшую осадку поверхности имеют армированные грунтовые основания с удельным сцеплением *c* не менее 15 кПа.

2. Осадки поверхности грунта минимальны при заложении нижнего армирующего слоя на глубине 1,0 м и увеличиваются при уменьшении глубины заложения.

3. При трехслойном армировании основания осадки поверхности минимальны, однако разность величин осадок при использовании двух- и трехслойного армирования не превышает 15%, поэтому более целесообразно применять двухслойное армирование.

4. Нормальная жесткость на разрыв геосинтетического материала при значениях более 4000 кН/м оказывает меньшее влияние на несущую способность, чем глубина заложения и количество армирующих слоев. Подбор армирующего материала по этому параметру должен производиться исходя из конкретных инженерно-геологических условий площадки.

При наличии поверхностной нагрузки при возникновении провала происходит разрушение грунтового массива уже при давлении 30 кПа. Это значит, что армирование грунтового основания на карстоопасных территориях более всего оправдывает себя при строительстве автомобильных дорог [1, 3] и малонагруженных сооружений.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Золотозубов Д.Г., Пономарев А.Б.* Результаты экспериментальных исследований армированных оснований на карстоопасных территориях // Актуальные научно-технические проблемы современной геотехники: Межвуз. сб. тр. Т.1 / СПбГАСУ, С-Петербург, 2009, С. 65–70.

2. *Толмачев В.В., Троицкий Г.М., Хоменко В.П.* Инженерно-строительное освоение закарстованных территорий / под ред. Е.А. Сорочана. М.: Стройиздат, 1986. 176 с.

3. *Paul A., Schwerdt S.* Untersuchungen zur Ueberbrueckung von Tagesbruechen und Erdfaellen durch Einbau einer Einlagigen Geokunststoffbewehrung. 7. Tagung ueber «Kunststoffe in der Geotechnik», Muenchen, 2001.

Т.П. Кашарина, А.П. Приходько, А.М. Кудакоев

МЕТОДЫ ОБОСНОВАНИЯ РАБОТЫ ГРУНТОАРМИРОВАННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ КОНСТРУКЦИЙ С ПРИМЕНЕНИЕМ КОМПОЗИТНЫХ МАТЕРИАЛОВ

Южно-Российский государственный технический университет
(Новочеркасский политехнический институт)

В данной статье предложена программа расчета грунтоармированного массива и рассмотрены вопросы использования композитных материалов при усилении оснований на техногенных грунтах.

В современной строительной практике находят применение различные композитные (полимерные) материалы, которые повышают несущую способность техногенных и других ослабленных грунтов.

Грунтоармированные элементы конструкций воспринимают на себя напряжения растяжения, а грунт – напряжение сжатия. Долговечность композитных материалов определяется свойствами исходного сырья, пропитывающего состава и поверхностного покрытия, что определяет срок службы их от 5 до 25 и более лет (рис. 1).

Условия прочности на разрыв для композитных материалов имеет вид:

$$T_{z,i} / K_C \cdot b \cdot t \le R_a,$$

где R_a – прочность полимерного армирующего элемента на разрыв; $T_{z,i}$ – растягивающие усилия, возникающие в армирующем элементе, определяемое по следующей зависимости:

$$T_{z,i} = K_a \cdot \gamma \cdot z \cdot S_h,$$

где $K = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = tg^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)$ – коэффициент активного давления грунта; ф – угол внутреннего трения засыпки; γ – удельный вес засыпки; S_h – расстояние между армирующими элементами; z – расстояние до рассматриваемой точки; K_C – коэффициент, учитывающий снижение прочности армирующего материала в процессе эксплуатации.

Наибольшей нагрузке подвергается нижняя прослойка арматуры:

$$T_{\max} = \frac{n}{n+1} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot S_h.$$

Коэффициент запаса армолент на выдергивание определяется по формуле:

$$K_S^C = \frac{T_f}{T} = \frac{2T_f}{K_a \gamma H^2}.$$

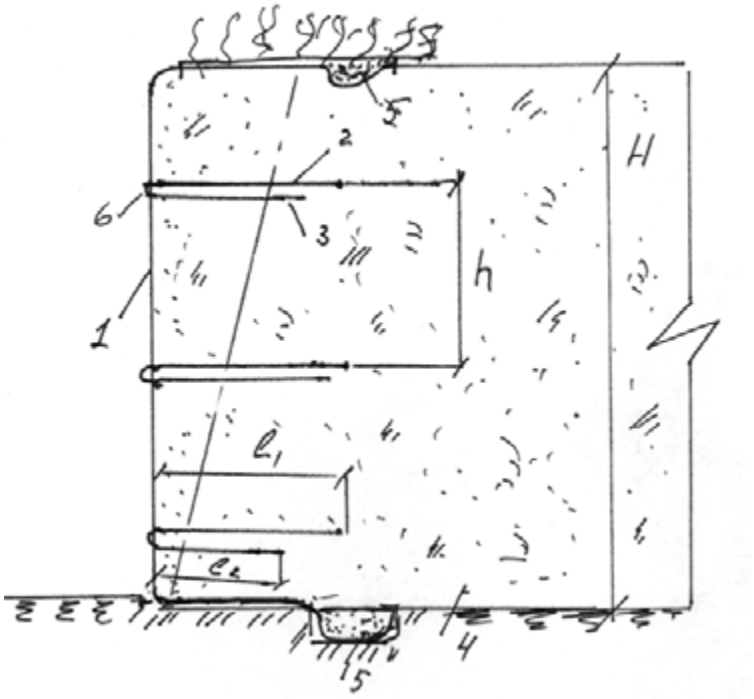


Рис. 1. Расчетная схема: 1 – единая лицевая стенка из композитных материалов; 2, 3 – двойные армоленты; 4 – грунтовый массив; 5 – приямок с грунтонаполняемым анкером; 6 – узел крепления двойных армолент

Расчет общей надежности всей системы производится на основании составленной авторами блок-схемы и разработанной программы «Расчет грунтоармированного основания», которая позволяет определять оптимальную длину армирующих элементов при различных: высоте засыпки *H*; высоте отдельного слоя *h*; длинны армирующих (двойных) лент l_1 и l_2; угле внутреннего трения засыпки ф, плотности грунта *p*; коэффициента трения арматуры по грунту *f.*

На основании разработанной программы расчета авторами выявлено, что наиболее оптимальным способом создания грунтоармированного основания с единой лицевой стенкой является диапазон высот *H* = 2...4м, при $\lambda_{кр} = D_{кр}$ = 2,3…20, определяющим устойчивость армированного массива.

Длина двойных армолент подбирается в зависимости от:

– угла внутреннего трения грунта,

– трения армолент из полимерного материала (в т.ч. с перфорацией) по грунтовому массиву f = 0,65–0,8;

– высоте грунтовой насыпи и армируемого слоя.

Данные расчета представлены в табл. 1 и на рис. 2.

Рекомендуемая длина двойной армоленты при высоте грунтоармированного массива H = 2 м, высота отдельного слоя h = 0,4 м, l_1 = 0,6…1,0 м , l_2 = 0,5…0,8 м. При Н = 4 м, h = 0,5 м, l_1 = 0,8…1,2, l_2 = 0,6…0,8 м, а при h = 1,0 м, l_1 = 0,8…1,2 м , l_2 = 0,5…0,8 м.

Причем большее значение армолент необходимо назначать в нижней части армированного массива, чтобы обеспечить разгрузку наиболее деформированной части единой лицевой стенки, что подтверждено в результате проведенных экспериментальных исследований, причем более оптимальное значение $\lambda_{кр} = D_{кр}$ при f = 0,7–0,8, т.е. с повышенной шероховатостью, которая получается согласно технического решения при перфорации армолент.

Критерием выбора параметров армолент является $\lambda_{кр}$ (в программе $D_{кр}$), которое должно быть в пределах $2{,}3 < D_{кр} < 20$.

Таблица 1

Расчет устойчивости грунтоармированного массива с единой лицевой стенкой

№	H, м	h	l_1	l_2	b_1	b_2	φ	γ	f	$D_{кр}$
1	2	0,5	0,7	0,5	0,2	0,2	30,0	17,5	0,7	17,36
2	2	0,4	0,6	0,5	0,2	0,2	30,0	17,5	0,7	13,69
3	2	1,0	0,8	0,5	0,2	0,2	30,0	17,5	0,7	37,12
4	2	0,5	0,7	0,5	0,2	0,2	24,0	19,5	0,7	15,72
5	2	0,4	0,6	0,5	0,2	0,2	24,0	19,5	0,7	12,36
6	2	1,0	0,8	0,5	0,2	0,2	24,0	19,5	0,7	34,07
7	2	0,5	1,2	1,0	0,2	0,2	1,0	17,5	0,7	11,49
8	4	0,5	1,0	0,6	0,2	0,2	30,0	17,5	0,7	8,68
9	4	0,4	0,8	0,5	0,2	0,2	30,0	17,5	0,7	6,84
10	4	1,0	1,2	0,6	0,2	0,2	30,0	17,5	0,7	18,56
11	4	0,5	1,0	0,6	0,2	0,2	24,0	19,5	0,7	7,86
12	4	0,4	0,8	0,5	0,2	0,2	24,0	19,5	0,7	6,18
13	4	1,0	1,2	0,6	0,2	0,2	24,0	19,5	0,7	17,04
14	4	0,5	1,2	1,0	0,2	0,2	30,0	17,5	0,7	8,68

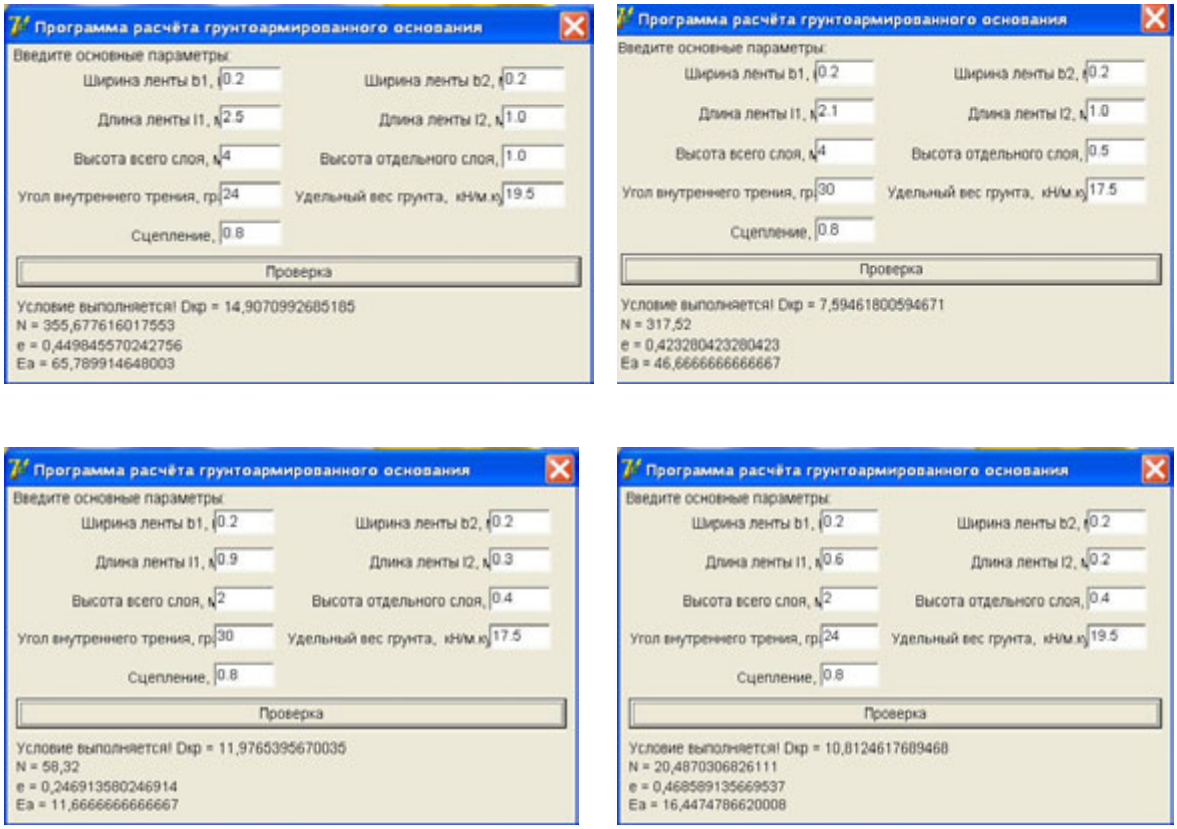


Рис. 2. Примеры расчета грунтоармированного массива с единой лицевой стенкой

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Кашарина Т.П. Совершенствование конструкций, методов научного обоснования, проектирования и технологии возведения облегченных гидротехнических сооружений. М.: ООО «Эдэль – М», 2000.

2. Каганов Г.М., Евдокимова И.М., Шевченко К.И. Гидротехнические сооружения из армированного грунта. М.: НИА – Природа, 2004. 608 с.

3. *Приходько А.П.* Усиление оснований и фундаментов малоэтажных комплексов на техногенных грунтах. Волгоград: ВолгГАСУ, 2009. С. 192–193.

С.О. Курбанов, А.А. Созаев

ПРОТИВООПОЛЗНЕВЫЕ СИСТЕМЫ ИЗ ПОДПОРНЫХ СТЕН И ДРЕНАЖЕЙ БИОПОЗИТИВНОЙ КОНСТРУКЦИИ

Кабардино-Балкарская государственная сельскохозяйственная академия им. В.М. Кокова

В работе приводится обоснование проблемы возникновения оползней и организации защиты народнохозяйственных объектов и земель. Даются новые технические решения по проектированию подпорных стен и дренажей биопозитивной конструкции. Приводится обоснование по комплексному и эффективному их применению. При этом они образуют противооползневые системы, которые обеспечивают надежную инженерную защиту и восстановления природной среды.

Проблемы возникновения оползней и организации инженерной защиты территорий являются актуальными во всем мире и в нашей стране. Оползни образуются в тех случаях, когда потеряна устойчивость грунтов в прибрежных зонах и горных пород на склонах. Антропогенная и техногенная деятельность человека также способствует возникновению оползней. Они угрожают непрерывному и безопасному движению поездов и автотранспорта, создают условия неконтролируемому перекрытию речных русел и возникновению катастрофических паводков. При этом в зону обрушения оползней попадают населенные пункты, различные народнохозяйственные объекты и земли сельскохозяйственного и природоохранного значения [1, 2].

Наибольшее влияние на потери устойчивости больших грунтовых масс оказывают гидродинамические силы фильтрационного потока, возникающие по линии возможного смещения, особенно по границе глинистых и других разнородных грунтов. Линия скольжения может образоваться и в однородных грунтах и в местах контакта различных слоев грунта.

В зависимости от гидрогеологических условий и характера образования грунтового массива сход оползня может произойти в виде обвала или обрушения со срезом. Обрушение со срезом является типичной формой оползня, в котором срез происходит по некоторой поверхности смещения части грунтовой толщи, слагающей массив склона и откоса.

Достаточно широк перечень и состав противооползневых мероприятий, включающих ряд групп и классов. Каждая группа мероприятий имеет свою направленность и отличается сложностью и типом возводимых сооружений. В состав основных мероприятий входят: берегоукрепительные,

водоотводные и противофильтрационные, противооползневые и грунтоукрепляющие. Мероприятия по регулированию поверхностного стока и лесомелиоративные способствуют также к стабилизации потенциального оползневого массива.

Авторами разработаны биоинженерные системы, которые обеспечивают не только удержания больших грунтовых массивов от возможного смещения и обрушения, но и стабилизация откосов и восстановления природной среды. Разработаны на уровне изобретений подпорные стенки, откосные крепления и дренажные устройства биопозитивных конструкций, и технологии их возведения.

Подпорные стенки (рис. 1.) состоят из тяжелых и легких фашин, и габионных тюфяков [3]. Ступени подпорных стенок выполнены из тяжелых фашин и габионных тюфяков, сложенных послойно, причем в основание первой ступени и вдоль откоса уложены горизонтально в два ряда тяжелые фашины, сверху рядов тяжелых фашин и нормально к ним сложены в плотный ряд габионные тюфяки, которые образуют площадку первой ступени. Вторая ступень подпорных стенок сложена из одного ряда тяжелых фашин и одного ряда габионных тюфяков, образующие верхнюю площадку второй ступени.

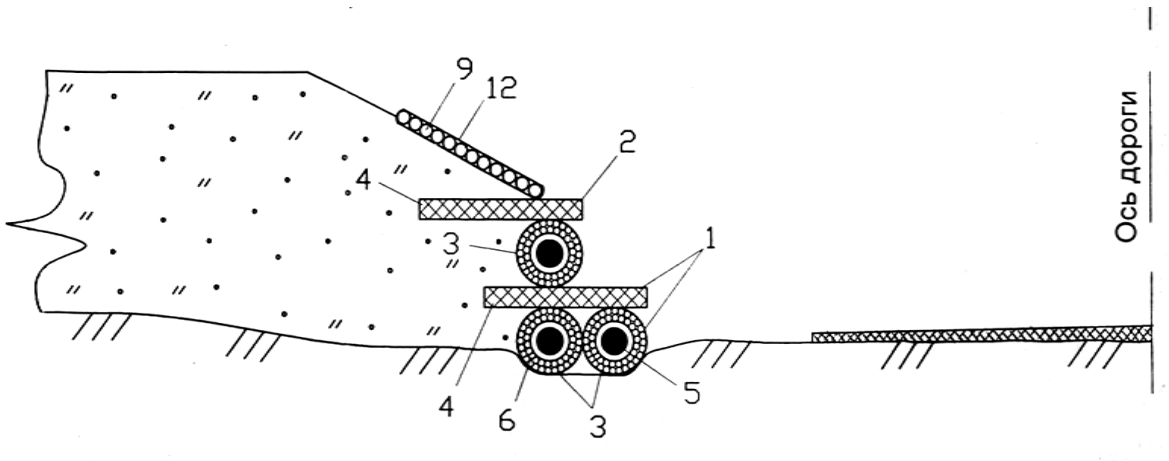


Рис. 1. Подпорные стенки из тяжелых фашин и габионных тюфяков

При этом тяжелые фашины изготовлены диаметром 0,5–0,7 м и длиной 2–2,5 м из грунтового заполнителя и гибких оболочек, заполнитель выполнен из мешков, заполненных плодородным грунтом с добавлением семян многолетних трав и кустарников с развитой корневой системой, а оболочка тяжелых фашин - из плотных слоев сухого камыша и гибкой габионной сетки, обтянутой вокруг слоев камыша. А габионные тюфяки вы-

полнены из легких фашин и перфорированных труб, уложенных чередующими рядами и завернутых в габионную сетку. Сверху второй ступени на откосе предусмотрено крепление из габионных тюфяков, заполнитель которых выполнен из плотных рядов легких фашин. Подпорные стенки работают и как удерживающие армогрунтовые конструкции и как дренажи, обеспечивающие прием и отвод фильтрационной воды без возникновения деформаций грунтов.

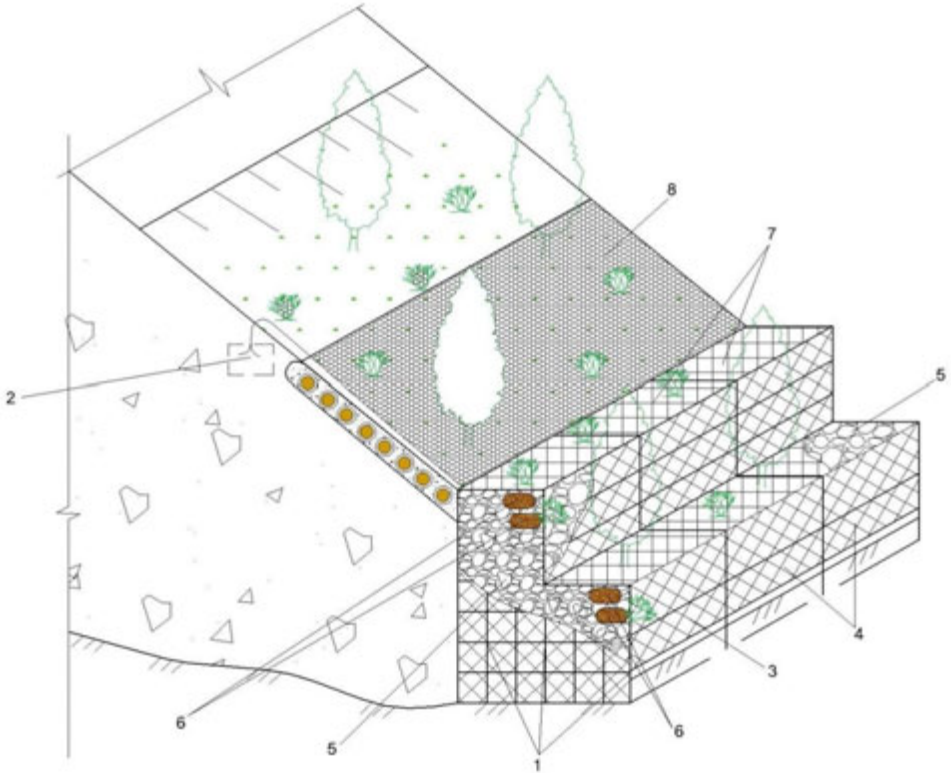


Рис. 2. Подпорные стенки из армированных
габионов биопозитивной конструкции

На рис. 2. показаны подпорные стенки из армированных габионов [4, 5], выполнены из габионов, устроенных в арматурные каркасы, которые заранее заготовлены по размерам секции ступеней. Вначале монтируют секции арматурных каркасов первой ступени, затем по очереди второй и последующих ступеней. Внутренняя часть каждой секции плотно заполняют каменным материалом. Сверху секций каркасов первой ступени устанавлены поперечные арматурные стержни жесткости с прикреплением их к несущим стойкам каркасов. Арматурные каркасы всех ступеней соединены между собой и прикреплены к анкерам, устроенным в береговом откосе. Между камнями в габионы близко к поверхности ступеней укладывают

мешки с плодородным растительным грунтом с добавлением семян многолетних трав и кустарников.

Габионные подпорные стенки в арматурных каркасах удерживают откос от возможного обрушения, действующие при этом силы, рассредоточиваются и гасятся из-за гибкости конструкции. Габионы и габионные тюфяки работают и как дренажи, обеспечивающие безопасный прием и отвод профильтровавшейся воды.

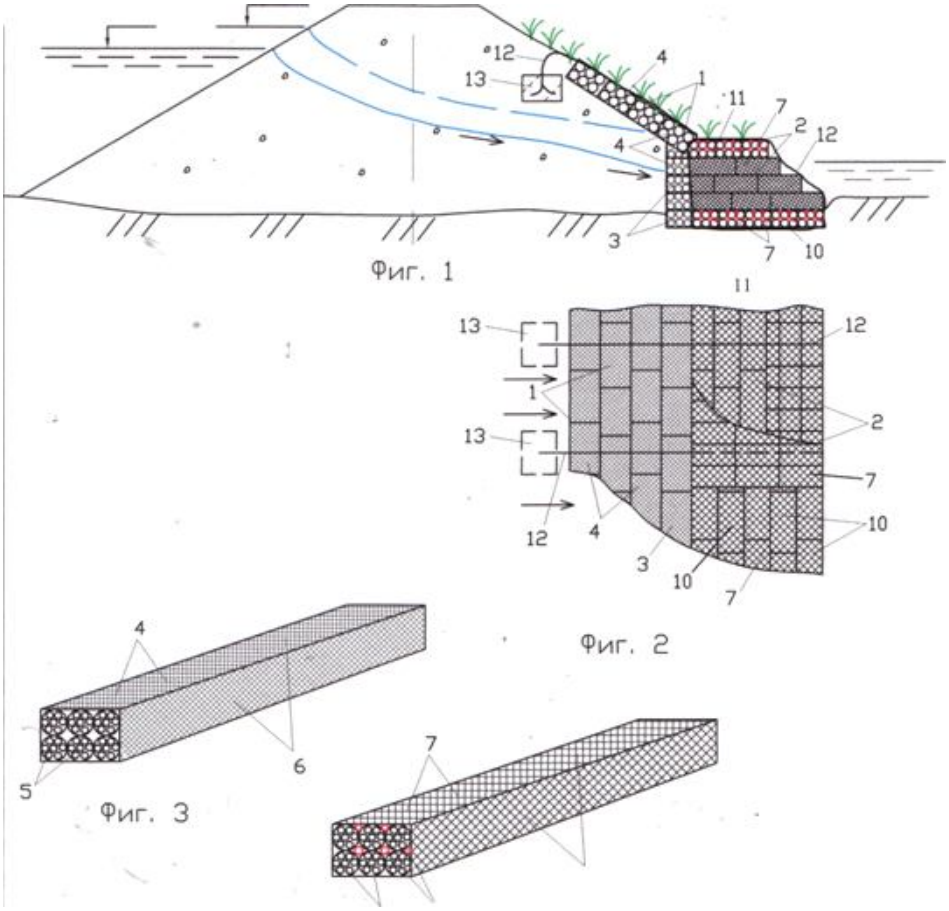


Рис. 3. Комбинированный дренаж биопозитивной конструкции

Комбинированный дренаж биопозитивной конструкции показан на рис. 3, содержащий наслонный и банкетный дренажи, состоит из гибких и габионных тюфяков [6, 7], . Водоприемную часть наслонного и банкетного дренажей выполнена из гибких тюфяков, содержащие легкие фашины, послойно уложенные и завернутые в геосетку. Водосборную и отводящую части банкетной призмы изготовлены из габионных тюфяков, состоящих из легких фашин и перфорированных труб, уложенных чередующими рядами по направлению фильтрационного потока. Сложенная из габионных тюфяков банкетная призма местами перевязана арматурными проволоками, которые прикреплены к бетонным анкерам, устроенных в низовом откосе

выше верха наслонного дренажа. Комбинированный дренаж биопозитивной конструкции может быть эффективно использован и как противооползневое сооружение на прибрежных зонах. Он работает и как дренаж и как удерживающее сооружение. Совместно с откосным креплением из габионных тюфяков комбинированный дренаж биопозитивной конструкции повышает устойчивость грунтовому массиву и надежность защиты объектов.

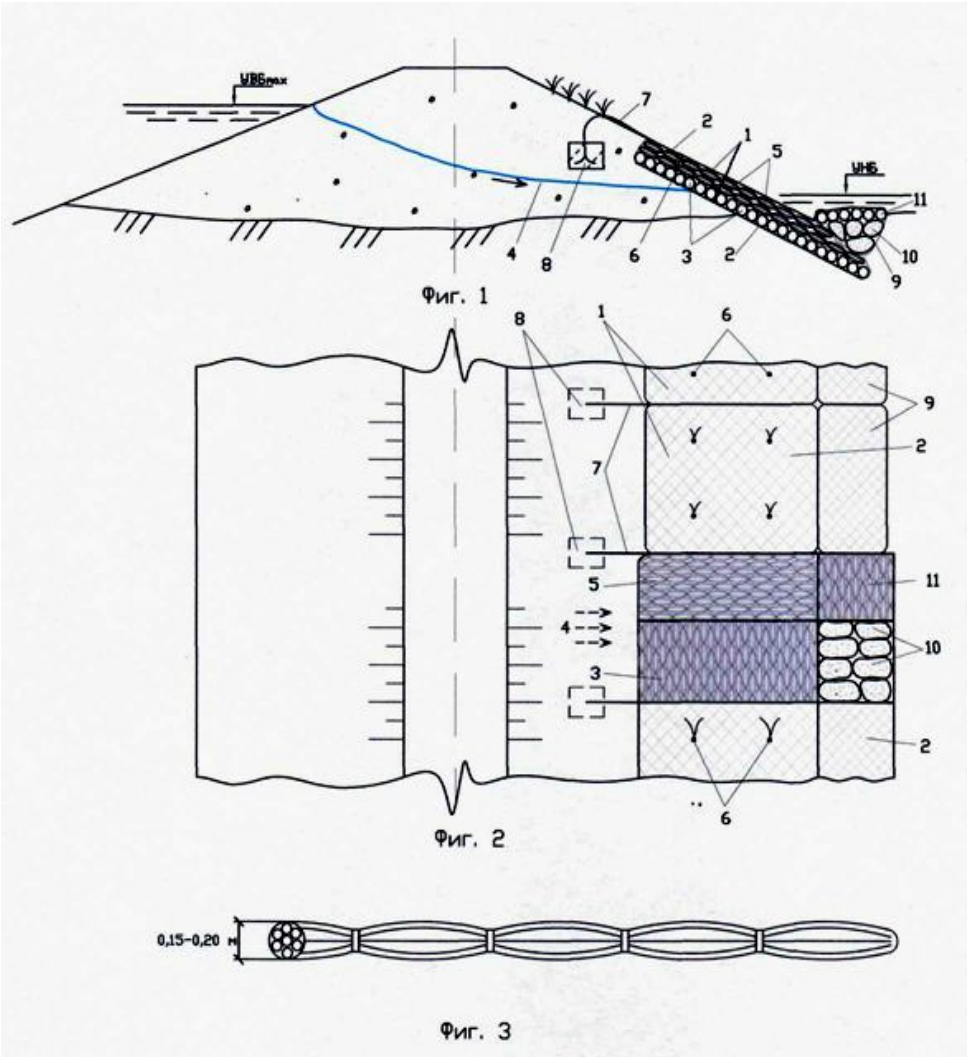


Рис. 4.Наслонный дренаж биопозитивной конструкции

На рис. 4. изображен наслонный дренаж, содержащий многослойный фильтр[8, 9]. В качестве фильтра использованы гибко соединенные между собой биопозитивные тюфяки, состоящие из сетчатой оболочки и дренирующего заполнителя, который сделан из послойно сложенных рядов легких фашин внутри сетчатой оболочки. При этом нижние ряды фашин уложены нормально к направлению фильтрационного потока, а верхние ряды по его направлению, Гибкие тюфяки сверху в местах их соединения прикреплены с помощью арматурной проволоки к бетонным анкерам, устроенным

в откосе выше дренажа и на расстоянии ширины тюфяков. А снизу у подошвы откоса гибкие тюфяки сверху нагружены более тяжелыми тюфяками, в сетчатых оболочках которых снизу уложены несколько рядов мешков из местного и растительного грунтов, а сверху – плотные ряды легких фашин.

Со временем все эти сооружения (рис. 1–4) полностью зарастают травой и кустарниками, и через несколько лет каждое из этих сооружений превратится в сплошную дерновку, проросшую ветвями растений вверх и корнями вниз и вширь. Таким образом, предлагаемые сооружения будут превращаться в *биопозитивные* инженерные сооружения, которые не препятствуют круговороту веществ и энергии, помогают развитию природы и включаются в экосистему территорий, воспринимаются природой как родственные ей элементы. Они образуют противооползневые системы биопозитивной конструкции, которые обеспечивают надежную инженерную защиту и восстановления природной среды.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Природообустройство: территории бассейновых геосистем / под общей редакцией И.С. Румянцева. Издательский центр «Март» Ростов-на-Дону, 2010. 528 с.

2. Справочник по инженерной геологии / под ред. М.В. Чурина. М., Недра, 1981. 325 с.

3. *Курбанов С.О., Созаев А.А.* Заявка на изобретение № 209103924/03, 2009г Подпорные стенки биопозитивной конструкции. Положительное решение ФГУ ФИПС о выдаче патента на изобретение от 8.04.2010 г.

4. *Курбанов С.О., Созаев А.А.* Патент на изобретение №2336389. Бюл. 29, 2008. Способ возведения подпорных стен из армированных габионов.

5. *Курбанов С.О., Созаев А.А.* Патент на изобретение РФ № 2204649 Бюл. 21 2003 Берегозащитное сооружение.

6. *Курбанов С.О., Курбанов К.С.* Заявка на изобр. №2009104880/03 2009 г. Комбинированный дренаж биопозитивной конструкции. Положительное решение о выдаче патента на изобретение от 06.04.2010 г.

7. *Курбанов С.О., Шахмурзов М.М., Кожоков М.К.* Заявка на изобр. №2009108852/03 2009 г. Способ возведения комбинированного дренажа биопозитивной конструкции. Положительное решение о выдаче патента на изобретение от 05.04.2010 г.

8. *Курбанов С.О., Курбанов К.С.* Заявка на изобр. №2008133945/03 2009 г. Наслонный дренаж биопозитивной конструкции. Положительное решение о выдаче патента на изобретение от 08.04.2010 г.

9. *Курбанов С.О., Шахмурзов М.М., Гетиева Л.А.* Заявка на изобр. №2009117034/03 2009 г. способ возведения наслонного дренажа биопозитивной конструкции. Положительное решение о выдаче патента на изобретение от 10.02.2010 г.

С.Г. Кушнер

РАЗРУШЕНИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ НА СТРУКТУРНО-НЕУСТОЙЧИВЫХ ЛЕССОВЫХ ГРУНТАХ, ОБУСЛОВЛЕННЫЕ ОПОЛЗНЕВЫМИ ПРОЦЕССАМИ

Украинский государственный институт азотной промышленности и продуктов органического синтеза (УкрГИАП, Днепродзержинск)

На ряде конкретных примеров рассмотрены причины оползнеобразования. Вскрыты негативные факторы, которые привели к возникновению этих явлений. Даны рекомендации, направленные на исключение оползнеобразования.

При решении градостроительных задач, а также возведении отдельных объектов на территориях потенциально опасных в оползневом отношении, как известно, необходимо выполнение инженерной защиты застраиваемой территории. Игнорирование этого требования приводит к пагубным последствиям. Ниже на конкретных примерах рассматриваются причины образования оползней, факторы, способствующие подобным процессам, а также положительный опыт предупреждения таких явлений.

Оползни, оползневые процессы и их характер, рассматриваемые в настоящей статье, были обусловлены: 1) большой крутизной склонов (откосов) [иногда в сочетании с их подрезкой]; 2) снижением прочности слагающих склоны пород; 3) воздействием гидродинамического давления подземного потока; 4) влиянием динамических воздействий. Способствовали образованию этих оползней: *а*) неблагоприятный рельеф; *б*) геологическое строение склонов (откосов); *в*) гидрогеологические условия; *г*) физико-механические свойства горных пород; *д*) человеческий фактор.

Геологическое строение: все склоны и откосы, где проявились оползневые процессы, сложены лессовыми просадочными грунтами.

Обводнение застроенных территорий, вызванное, в основном, техногенными факторами, приводит к разрушению (размоканию) структурных связей, потере лессовыми грунтами прочности и сопротивляемости вертикальным и боковым смещениям, что зачастую завершается оползнями, просадочными деформациями или значительными неравномерными осадками, обусловленными повышенной сжимаемостью переувлажненных лессовых грунтов. Эти явления влекут за собой как полное разрушение зданий и сооружений (далее, по возможности, сооружений) с охватом больших площадей, так и их серьезные повреждения.

Лессовые грунты распространены на большей части территории Украины, в средней полосе и на юге европейской части России, других ее районах и ряде стран СНГ. Они слагают и грунтовые толщи Днепродзержинска и Днепропетровска.

В экспериментах с замачиванием образцов лессового просадочного грунта установлено, что при насыщении водой нижней части испытываемого образца он теряет устойчивость под действием собственного веса [1]. То же происходит при замачивании оснований подобных лессовых склонов.

Приведем несколько примеров [2].

На заводе ДнепрАЗОТ в Днепродзержинске произошло три оползня.

Первый из них грандиозный [3] объемом 250…300 тыс. м^3 произошел в марте 1990 г. в балке Ясиновая на производстве карбамида (см. рис. 1: *а* – план, *б* – разрез по А–А) с обрушением достаточно крутого склона высотой 37 м в результате: замачивания основания склона снизу (отвечает исследованиям М.Н. Гольдштейна); прорыва водовода диаметром 700 мм под давлением 1100 кПа и замачивания сверху, что обусловило возникновение большого гидродинамического давления водного потока; воздействия вибраций от работающих неподалеку компрессоров.

Это производство построили в тальвеге балки на свежеотсыпанной вдоль тальвега насыпи, повышающейся от нуля у подошвы впоследствии обрушившегося склона до 15 м у конца производственной площадки.

Грунты основания насыпи были представлены сверху вниз тонким насыпным слоем, среднесжимаемыми балочным делювием и лессовой супесью, подстилаемыми малосжимаемыми лессовым суглинком и красно-бурыми глинами.

Оползень произошел в виде двух мгновенных срывов с интервалом 1,5…2 часа объемом соответственно 50 и 200…250 тыс. м^3. Первоначальный контур обрушившегося склона показан на рис. 1 – см. (1). Первый срыв не вызвал никаких повреждений производственных объектов, второй - повлек за собой обрушение участка эстакады природного газа со взрывами и возгоранием газа. При этом образовался оползневой цирк (2) и (3), из вертикальных стенок которого били ключи и вследствие выдавливания определенного объема замоченного лессового грунта возникли заколы с уступами высотой до 30…50 см (4) за пределами срыва оползня. Возникновение этих заколов с уступами подтверждает вероятность обрушения оползневых масс в результате двух сколов при просадке. Обрушившаяся

масса грунта (5) превратилась в грязевой поток, растекшийся по промышленной площадке. Язык оползня (6) продвинулся на 100 м вглубь производства и вызвал разрушение ряда объектов.

По обрушению огромных масс грунта, превратившихся в мощный грязевой поток, данный оползень идентичен катастрофическому оползню объемом около 1,0 млн. м^3, происшедшему в 1997 г. в Днепропетровске.

Обрушившийся склон (см. рис. 1) был сложен сверху вниз слежавшимися насыпными грунтами (I), лессовыми супесями (II, IV) и суглинками (III, VI), подстилаемыми на глубине 50…52 м красно-бурыми глинами (VII). Грунты проявляли просадочные свойства до глубины 22 м и относились ко II типу грунтовых условий по просадочности, причем просадка от собственного веса грунта составляла 27,2…35,5 см. При такой мощности просадочных слоев она могла быть и больше, что, по-видимому, имело место. Физико-механические свойства этого грунтового массива при природной влажности составляли: $\rho_s = 2{,}68$ т/м^3, $\rho_l = 1{,}65$ т/м^3, $\rho_d = 1{,}48$ т/м^3, $w = 0{,}12$, $e = 0{,}811$, $\varphi_l = 23^\circ$, $c_l = 13$ кПа; в замоченном состоянии - $\rho_l = 1{,}65$ т/м^3, $w = 0{,}38$, $\varphi_l = 21^\circ$, $c_l =$ 5 кПа.

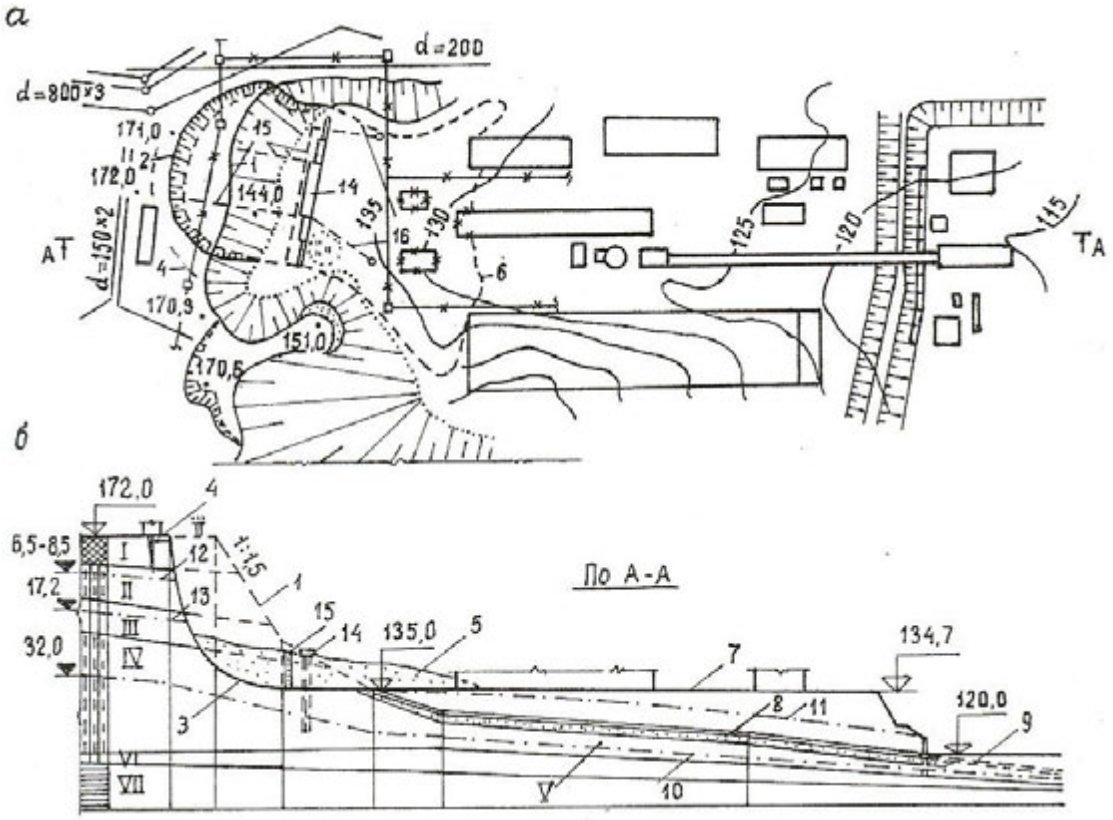


Рис. 1. Общая картина оползня на площадке производства карбамида

В основании насыпи (7), на которой разместили производство, по слою балочного делювия (V) выполнили щебеночный пластовый дренаж (8) δ = 0,5 м с обратными фильтрами из песка и дренажным коллектором (9).

К началу строительства уровень подземных вод (УПВ – 10) в основании склона располагался на глубинах 32…35 м, а ниже подошвы пластового дренажа – на глубинах от 3…4 м до 9…10 м. Дренаж у подошвы склона способствовал поддержанию в нем естественной влажности, что обеспечивало его прочность и устойчивость.

В 1982 г. из-за механического повреждения был разрушен дренажный колодец глубиной 15 м на выпуске дренажа. Это обусловило кольматаж дренажного коллектора, выход из строя дренажа, резкое повышение УПВ в теле насыпи (11) и создание подпора у подошвы склона с соответствующим повышением УПВ в массиве грунта, ограниченном этим склоном. Через пять дней после аварии за пределами срыва оползня УПВ находился на глубинах от 5…6 м (12) – вблизи водовода до 11…18 м (13) - на удалении от него.

Форма образовавшейся поверхности обрушения (3) указывает на то, что на возможный скол при просадке могло наложиться обрушение со срезом и вращением потерявшего прочность разжиженного массива лессового грунта. Воздействие совокупности указанных выше причин и, в особенности, большого гидродинамического давления вызвало потерю устойчивости всего грунтового массива с полным обрушением склона и выносом на прилегающую территорию производства разжиженной массы грунта.

При восстановительных работах, длившихся около года, выполнили: подпорную стенку (14) из четырех рядов свай d = 400 мм и длиной 25…34 м, объединенных ростверком, для удержания сползшей массы грунта; дренажные прорези (15) глубиной до 10 м для ее осушения с выпусками в дождевую канализацию (16); лучевые дренажи (на рисунке не показаны); вынос трех водоводов d = 700 мм из района срыва оползня на поверхность; уположение откосов, расчистку территории, поверхностные водоотводы и реанимацию разрушенных объектов, причем завод понес огромные убытки.

На том же предприятии в 1993 г. в результате обводнения лессового грунта из-за длительных течей водоводов произошло два больших оползня: объемом 20 тыс. м^3 с обрушением откоса ж.-д. насыпи из лессового грунта высотой 12 м на складе химпродуктов; объемом 100 тыс. м^3 с разрушением откоса выемки высотой 15 м на заводской ж.-д. станции. При

восстановлении вынесли водоводы за пределы насыпи и удалили от бровки выемки.

Подобные оползни в замоченных лессовых откосах произошли в Таджикистане во время землетрясения 1989 г. Сползшие массы грунта образовали грязевые потоки и разрушили ряд кишлаков (К. Ишихара, 2006).

Выше отмечено, что человеческий фактор обычно относится к условиям, способствующим оползнеобразованию. В некоторых случаях человеческий фактор более существенно влияет на этот процесс.

В описанных примерах ему принадлежит ведущая причинная роль: полное незнание свойств лессовых грунтов и неустойчивости их структуры; непринятие мер к возобновлению работы дренажа; допущение крутого ничем не укрепленного лессового откоса большой высоты и прокладка вблизи его бровки крупных водоводов; отсутствие контроля за состоянием водосодержащих сетей и допущение их длительных течей; непринятие мер к исключению передачи вибраций от неуравновешенных компрессоров на соседние территории; недостатки нормативных документов.

Известно, что застройка оползнеопасных склонов недопустима без выполнения соответствующих укрепительных мероприятий. Для сравнения влияния человеческого фактора рассмотрим, как осуществлялась застройка:

– юго-западного жилого района г. Днепродзержинска (60-е гг. XX века), расположенного на склоне, примыкающем к глубокой Шамышиной балке и сложенном мощной толщей лессовых просадочных грунтов II типа по просадочности, подстилаемых на глубине 30…35 м краснобурыми глинами;

– Одесского припортового завода, для размещения которого было выбрано плато (начало 70-х гг.), сложенное толщей лессовых просадочных грунтов II типа, подстилаемых меотическими глинами, затем известняками, и возвышавшееся на 38…40 м над урезом воды Григорьевского лимана; плато круто обрывалось к берегу и завершалось неширокими пляжем.

В обоих случаях геологами отмечались следы древних оползней.

В первом случае автор проекта Днепродзержинскгражданпроект проигнорировал это сообщение, что привело к подрезке склона балки в результате размещения там гаражей (это разрешалось раннее принятыми нормами) и постепенному развитию вялотекущего оползневого процесса из-за обводнения грунтового массива за счет утечек из водосодержащих сетей.

В этом проекте проектировщики ограничились лишь выполнением противопросадочных мероприятий за счет: частичной замены просадочного грунта уплотнеёнными подушками; прокладки водосодержащих сетей в каналах, примыкающих к зданиям, в основном, с верховой стороны, что только ухудшило ситуацию (при прорывах сетей вода попадала в подвалы) и использования при компоновке жилых домов жестких секций с осадочными швами. Размещение жилых домов поперек понижения рельефа и соответственно подземного потока способствовало барражированию и усиленному обводнению территории. Медленные оползневые подвижки продолжаются по настоящее время, жесткие секции домов получают неравномерные осадки, причем иногда разность осадок, например, первой и четвертой секций достигает 1,5 м. Из-за отсутствия средств на выполнение противооползневых удерживающих конструкций по всему фронту оползня с начала 90-х гг. идет непрерывное отселение жителей с непроизводительными затратами на строительство жилых домов для них.

Во втором случае УкрГИАП по предложению и с участием автора осуществил: разгрузку склона за счет срезки лессовой толщи на 8…10 м, что обусловило практически полную ликвидацию просадочности, с использованием срезаемого грунта для берегоукрепления; уположение откоса до заложения 1:3 с промежуточными бермами и полкой; устройство нагорной канавы, наслонного дренажа по всей поверхности склона и удерживающих конструкций вдоль береговой линии из забивных свай сечением 35х35 см и длиной до 20 м, скрепленных железобетонными ростверками. Ликвидация лессовой просадочной толщи не исключала оползнеобразования в связи со свойством ползучести меотических глин, способных деформироваться под действием собственного веса вышележащих слоев грунта и от нагрузки на поверхности. Это подтвердилось в процессе строительства, когда в результате нарушений, допущенных при производстве работ, на некотором удалении от бровки склона на большом протяжении произошли заколы с раскрытием до 70 мм. Поэтому выполненные противооползневые мероприятия оказались полностью оправданными, тем более, что на предприятии размещались объекты I уровня ответственности: крупные хранилища жидкого аммиака и метанола.

Приведем пример исключения влияния оползневых подвижек на проложенный вдоль склона Тилигульского лимана крутизной 11° на глубинах 1,2…2,2 м трубопровод $d = 273$ мм для транспортировки жидкого аммиака. Повреждение его теплоизоляции от давления и трения в связи с

подвижками грунта, чревато нарушением нормального технологического процесса.

Склон сложен обводненными (УПВ располагается на глубинах 2,3…4,5 м) покровными четвертичными отложениями и оползневыми накоплениями мощностью до 8 м, подстилаемыми меотическими глинами. Оползневые подвижки здесь вызваны указанными выше свойствами ползучести меотических глин. По смещению компенсатора, размещенного в конце отсечной станции, установили, что за период с 1984 по 2000 гг. средняя скорость оползневых подвижек составила 9,4 мм/год, что свидетельствует о равновесном процессе установившейся ползучести.

По проекту УкрГИАП, выполненному на основании предложения автора, трубопровод защитили путем: устройства ниже его основания трубчатых бутово-щебеночных дрен; установки над ним на фундаментных лентах перевернутых блоков непроходных каналов, зазоры между которыми, перекрытые П-образными металлическими полосами, были рассчитаны на двадцатилетний срок эксплуатации; обратной засыпки траншей для снижения трения песком, защищенным слоем дерна, уложенного корнями вверх и далее уплотненным слоем местного грунта.

Для предотвращения оползнеобразования при новом строительстве на лессовых и других глинистых грунтах весьма важно:

1. По возможности избегать застройки территорий, потенциально опасных в оползневом отношении.

2. Предусматривать во всех случаях, особенно при строительстве на структурно неустойчивых грунтах, мероприятия, исключающие обводнение территорий или замедляющие этот процесс, путем: уменьшения расхода воды и соответственно снижения ее потерь в грунт промышленными предприятиями за счет: перехода на воздушное охлаждение; создания бессточных технологий или максимального снижения стоков; использования очищенных сточных вод в обороте; ликвидации отстойников неочищенных сточных вод; снижения расхода воды на бытовые нужды населения.

3. Избегать прокладки водосодержащих сетей вблизи потенциально оползнеопасных склонов. В случае необходимости водосодержащие сети большого диаметра укладывать на поверхности, в том числе на эстакадах.

4. Не допускать рекомендуемую в [4] ликвидацию просадочности путем предварительного замачивания грунта в котлованах, а также не использовать другие рекомендации, ведущие к обводнению территорий.

5. Использовать автоматизированную систему контроля за потреблением и отводом воды.

6. Учитывать возможность повышения УПВ в районе потенциально оползнеопасного склона за счет сокращения зоны аэрации в результате застройки и использования твердых покрытий, а также полива зеленых насаждений даже при отсутствии утечек воды в грунт из подземных сетей.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Гольдштейн М.Н.* Некоторые новые данные о явлениях просадки // Сб. трудов совещания по строительству на лессовых грунтах. Киев, 1960. С. 41–58.

2. *Кушнер С.Г.* Расчет деформаций оснований зданий и сооружений. Запорожье.- ООО «ИПО Запорожье», 2008. 490 с.

3. *Ломтадзе В.Д.* Инженерная геология (Инженерная геодинамика). Ленинград. Недра, 1977. 472 с.

4. Основания зданий и сооружений. СНиП 2.02.01-83*. Москва, 1995.

С.И. Маций, Д.В. Лейер

АНАЛИЗ ПРИЧИН АКТИВИЗАЦИИ ОПОЛЗНЯ НА УЧАСТКЕ СТРОИТЕЛЬСТВА ЖЕЛЕЗНОЙ ДОРОГИ

Кубанский государственный аграрный университет

В процессе строительства удерживающих сооружений для защиты железной дороги сообщением Сочи – Адлер – аэропорт «Сочи» активизировались оползневые подвижки грунта. Угроза разрушения полотна дороги потребовала незамедлительного принятия дополнительных проектных решений.

Введение

При проектировании объектов в сложных инженерно-геологических условиях не всегда есть возможность учета всех факторов, влияющих на склон. Недостаток исходных данных может привести к неверному проектному решению или активизации оползневых процессов. При проектировании в районе города Сочи необходимо учитывать труднодоступность планировочных участков, а также ряд непредвиденных факторов (подрезка склона жильцами, прорыв водоотводных труб и т.д.).

На таком сложном в инженерном плане участке происходит строительство трассы железнодорожного сообщения Сочи – Адлер – аэропорт «Сочи» (участок оползня № 9). В процессе производства работ по устройству удерживающих конструкций на данном участке активизировались

оползневые подвижки. Выявлены многочисленные трещины, бровки срыва, скопление воды и выпор грунта в языковой части оползня.

Проблемы проектирования

Перед инженерами, зачастую, ставится нелегкая задача: принятие быстрых и ответственных решений по устройству мероприятий для защиты оползневых склонов и прилегающих к ним зданий и сооружений. В реальных условиях, при строительстве в горных районах не всегда можно получить достоверные данные изысканий в связи с труднодоступностью строительных площадок, не говоря уже о близости границ отвода земли и других нюансах.

Для каждого объекта необходим свой подход проектирования, который должны выбирать сами проектировщики. Еще на стадии «Проект» инженерам совместно с геологами необходимо составлять целый ряд мероприятий:

- разрабатывать план изысканий в соответствии с требованиями нормативных документов и учетом сложности строительного участка;
- составлять программу мониторинга оползневого склона и объектов, прилегающих к территории, не только на этапе проектирования и строительства, но и в процессе эксплуатации сооружения;
- выполнять оценку оползневой опасности и риска.

Все эти мероприятия дадут данные о реальной ситуации на участке, будут значительно экономичнее строительства дополнительных сооружений, устраиваемых уже на активном оползне.

Исходные данные, используемые при проектировании

Согласно данным изысканий выделены следующие инженерно-геологические элементы (ИГЭ), физико-механические свойства которых приведены в табл. 1.

Инженерно-геологическими изысканиями [2, 3] выявлено следующее:

- оползень № 9 пересекается трассой проектируемой железной дороги в головной и восточной частях очага, между ПК18+95 и ПК20+35;
- наибольшая активность проявляется в языковой части;
- основными факторами активизации оползня являются природные (переувлажнение поверхностными и грунтовыми водами) и техногенные (подрезка оползневого тела в языковой части жильцами домовладений).

Таблица 1

Расчетные значения физико-механических свойств грунтов

Наименование показателей	Обозначение	Единицы измерения	Свойства грунтов			
			ИГЭ-2	ИГЭ-3	ИГЭ-4	ИГЭ-5
Удельный вес грунта	γ	кН/м^3	18,5	19,3	20,5	20,9
Удельное сцепление	*c*	кПа	35,0	30,0	51,0	–
Угол внутреннего трения	φ	град	17,0	15,0	18,0	–

Примечание.

ИГЭ-1 – Насыпной грунт (tQ_{IV}).

ИГЭ-2 – Глины делювиальные (dQ_{IV}).

ИГЭ-3 – Глины делювиально-оползневые ($d\text{-}dpQ_{IV}$).

ИГЭ-4 – Элювий глиноподобных аргиллитов ($e\ Q_{IV}$).

ИГЭ-5 – Аргиллиты глиноподобные.

Несмотря на рекомендации геологов, была четко обозначенная граница отвода земли (граница строительных работ), при этом самый опасный участок склона (языковая часть оползня) не затронута строительными мероприятиями. В процессе строительства противооползневых сооружений была стабилизирована только верховая часть оползневого склона с проектируемой железной дорогой (рис. 1).

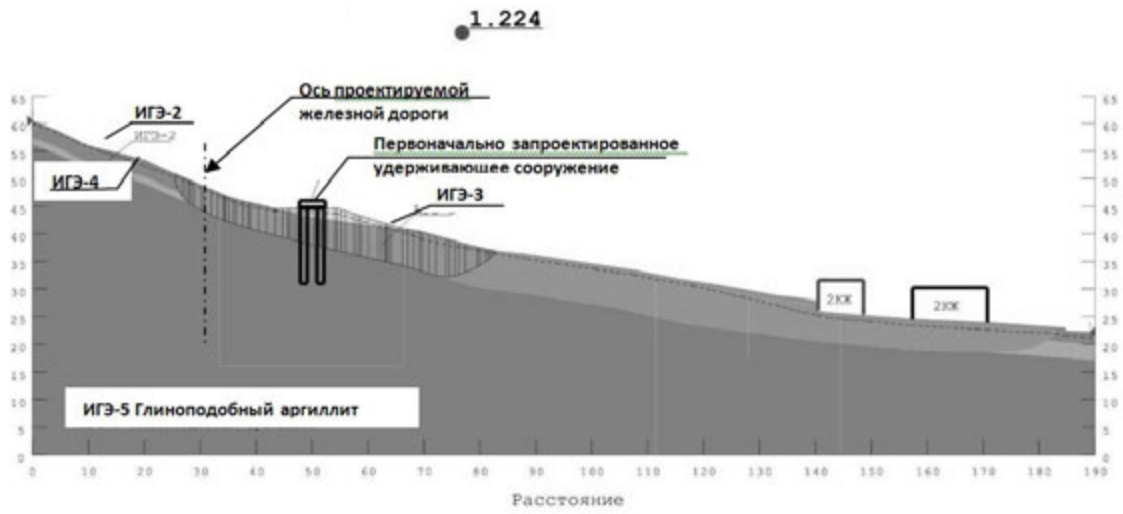


Рис. 1. Расчет устойчивости склона с учетом строящегося двухрядного свайного сооружения (первоначальное проектное решение)

Несмотря на стабилизацию массива грунта в верховой части склона в процессе производства работ начали активно развиваться оползневые деформации ниже первоначально запроектированного удерживающего сооружения. В процессе визуального обследования выявлен отрыв грунта от построенного сооружения в верховой части (рис. 2) и выпор грунта в языковой части оползня (рис. 3).

Рис. 2. Отрыв грунта от построенного удерживающего сооружения в верховой части оползня

Рис. 3. Выпор грунта в языковой части оползня (деформация отмостки жилого дома)

Анализ причин активизации оползня

По результатам анализа имеющихся материалов и визуального обследования участка оползня № 9 выделены основные факторы активности массива:

- переувлажнение глинистых грунтов поверхностными и подземными водами;
- изменение сложившейся природной системы водосброса; отсутствие систем водоотвода на период строительства.
- подрезка оползневого тела в языковой части жильцами частных домовладений;
- выполнение строительно-монтажных работ с отступлением от проекта, нарушение порядка производства работ при строительстве верхового противооползневого сооружения.

Для устранения подвижек склона и обеспечения безопасности существующего частного домовладения и полотна железной дороги был выполнен мониторинг и геодезическая съемка деформаций участка, проанализированы варианты стабилизации оползневого склона, проведены расчеты в программных комплексах Plaxis и GeoStudio. На рис. 4 приведен пример расчета устойчивости склона с учетом дополнительного сооружения.

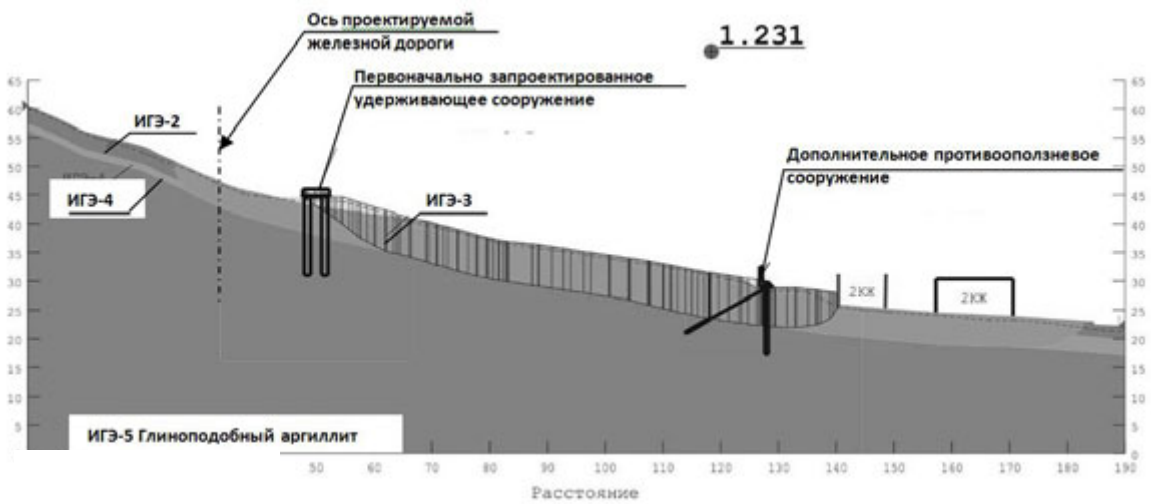


Рис. 4. Расчет устойчивости склона с учетом рекомендуемого (дополнительного) удерживающего сооружения

Мероприятия по стабилизации оползня

По результатам анализа развития оползневых деформаций определен комплекс дополнительных мероприятий по стабилизации склона:

- организован отвод поверхностных вод с тела оползня для предотвращения замачивания и переувлажнения оползневого массива атмосферными осадками;
- выполнена срезка наплывшего грунта в языковой части оползня;
- изменен порядок производства работ в соответствии с дополнительными мероприятиями по инженерной защите склона;
- запроектировано дополнительное противооползневое сооружение в языковой части оползня (рис. 5).

Рис. 5. Устройство дополнительного удерживающего сооружения в языковой части оползня со срезкой наплывшего грунта

Заключение

При устройстве удерживающего сооружения на участке оползня №9 для защиты проектируемой железной дороги активизировались оползневые подвижки грунта. Выполнен ряд дополнительных исследований (мониторинг склона и прилегающих к нему объектов, геодезическая съемка бровок срыва и выпоров грунта, расчеты устойчивости склона и конструкций в программных комплексах GeoStudio и Plaxis), по результатам которых запроектировано противооползневое удерживающее сооружение с комплексом водоотводных мероприятий. В результате своевременного

анализа причин активизации оползня и быстрого принятия решений состояние склона было стабилизировано, что обеспечило защиту частных домов и целостность железнодорожного полотна.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Отчёт по результатам оползневой съемки масштаба 1:2 000 по окончательному варианту трассы для разработки проекта «Организация железнодорожного сообщения Сочи – Адлер – Аэропорт «Сочи»/ ГУП «Кубаньгеология» Северо-Кавказский геоэкологический центр. Сочи, 2008.

2. Технический отчёт об инженерно-геологических изысканиях под строительство новой железнодорожной линии от ст. Адлер до аэропорта «Сочи» /Арх. № 207058/1-ГИ/ Ростовский проектно-изыскательский институт «Кавжелдорпроект» – филиал ОАО «Росжелдорпроект». Сочи, 2008.

3. Технический отчет по инженерно-геологическим изысканиям на объ-екте «Организация железнодорожного сообщения Сочи – Адлер – аэропорт «Сочи» со строительством новой железнодорожной линии Адлер-аэропорт. Противооползневые мероприятия / Арх. № ИИ-2474/ ООО «СочиТисизПроект», 2009.

4. Справочное пособие к СНиП 2.09.03-85. Проектирование подпорных стен и стен подвалов. М., 1990.

5. Инструкция по проектированию защиты от оползней населенных пунктов, зданий и сооружений / Министерство ЖКХ РСФСР. М.: 1976.

6. СНиП 22-02-2003. Инженерная защита территорий, зданий и сооружений от опасных геологических процессов. Основные положения. М.: 2004.

7. СНиП 11-02-96. Инженерные изыскания для строительства. М.: 1997.

8. Заключение «о причинах активизации оползневых процессов и степени устойчивости оползня №9 ПК18+95 – ПК20+35 на участке ж. д. сообщения Сочи – Адлер – аэропорт «Сочи» со строительством новой ж. д. линии Адлер – аэропорт», ООО «СочиТисизПроект». Сочи, 2010.

С.И. Маций, Н.Н. Любарский, Е.В. Безуглова, А.С. Бычихин

ВЫБОР ПРОГРАММЫ МОНИТОРИНГА НА ОСНОВЕ ОЦЕНКИ РИСКА

Кубанский государственный аграрный университет

Предложена методика выбора мероприятий для проведения мониторинга на основе оценки величины риска. Приведен пример разработки программы мониторинга удерживающих сооружений на оползнеопасном участке центральной автомагистрали г. Сочи «Дублер Курортного проспекта» в районе ПК0 (р. Агура).

Введение

В результате исследований [1, 2] выявлены основные причины потери несущей способности сооружений: недоработка норм проектирования – 10%; неудачное решение – 36%; низкое качество строительных материалов – 2%; некачественные изготовление и монтаж – 39%; нарушение эксплуатационного режима – 12%. Кроме этого, в 73% случаев аварии происходили при сроке эксплуатации сооружений менее года.

Для предотвращения возникновения внезапных отказов, сопровождающихся разрушением конструкций удерживающих сооружений или оползневым смещением грунтов, осуществляют комплекс мероприятия по мониторингу [3]. Целью его является прогнозирование развития опасных геологических процессов; обеспечение безаварийной эксплуатации в течение всего срока службы сооружений; оценка эффективности принятых защитных мер; исключение возможных ущербов хозяйственному комплексу, а также контроль за соблюдением требований природоохранного законодательства.

Организация и проведение мониторинга необходима уже на ранних стадиях выполнения инженерных изысканий, затем – на этапах проектирования, строительства и эксплуатации сооружений. Наиболее ответственным является период эксплуатации, на протяжении которого постепенно проявляются негативные последствия допущенных при разработке рабочей документации ошибок [4]. Предупредительные меры позволят наблюдать за динамикой формирования и развитием геотехнической системы «защищаемый объект – противооползневое сооружение», отмечать изменения в ее работе, своевременно корректировать и реализовывать проектные решения.

Методика выбора программы мониторинга

На сегодняшний день не существует общепринятой методики проведения геотехнического мониторинга, и комплекс мероприятий по наблюдению за опасными геологическими процессами разрабатывается в зависимости от опыта и знаний проектировщиков. Мониторинг должен предоставлять достаточный объем данных по динамике смещений земляных масс и изменению технического состояния инженерных сооружений [5]. Следует отметить, что на стадии инженерных изысканий, согласно СНиП 11-02-96 [6], также требуется оценивать риск от природных и техноприродных процессов.

Анализ оползневой опасности и риска выполняется специалистами различными методами (качественными, полуколичественными или количественными) и включает в себя установление механизма, размеров, частоты, причин и повода подвижек грунтов, прямых и косвенных последствий и т.п. [7]. Оползневое смещение является следствием комплексного воздействия природных и техногенных факторов и может подготавливаться годами или происходить в процессе освоения склона. Однако оползневое событие становится опасностью тогда, когда оно способно привести к неблагоприятным последствиям, связанным с жизнедеятельностью людей. Если возможный ущерб минимален, то предрасположенность склона к смещениям не ведет к высокой опасности [8]. В связи с этим, состав мероприятий мониторинга предлагается определять исходя из величины возможного ущерба, зависящей от ответственности защищаемого объекта и его уязвимости (табл. 1).

Таблица 1

Зависимость состава мероприятий мониторинга от величины возможного ущерба

Величина возможного ущерба	Мероприятия мониторинга
Минимальная	Не требуются
Ниже средней	Визуальные наблюдения
Средняя	Геодезические и геофизические наблюдения
Выше средней	Инструментальное наблюдение с использованием датчиков
Максимальная	Инструментальное наблюдение с использованием датчиков в режиме on-line

В зависимости от вероятности обрушения конкретного участка предлагается определять частоту наблюдений (табл. 2). При вероятности обрушения 30% достаточно производить наблюдения до 4 раз в год, при 50% – измерения производят 1 раз в месяц, 70% – необходимо проводить измерения раз в неделю или сутки. При активизации оползневых явлений или большой вероятности смещения грунта (коэффициент устойчивости равен или близок к единице) частоту наблюдений необходимо увеличивать. После землетрясений силой выше 5 баллов или прохождения интенсивных ливней также рекомендуется выполнять внеочередной цикл измерений.

Таблица 2

Зависимость частоты проведения измерений наблюдаемых параметров от вероятности обрушения

Вероятность обрушения, %	Частота проведения измерения наблюдаемых параметров
< 30	1–4 раза в год
30–70	1 раз в месяц
> 70	1 раз в неделю или сутки

Внедрение

На сегодняшний день на участке в районе ПК0 (р. Агура) на центральной автомагистрали г. Сочи «Дублер Курортного проспекта» с целью защиты автомобильной дороги от деформаций, вызываемых смещением грунтов, предусмотрено строительство комплекса противооползневых сооружений. Уже на стадии проектирования, по результатам оценки риска, была разработана современная система геотехнического мониторинга, которая сейчас параллельно со строительно-монтажными работами интенсивно внедряется.

Центральная автомагистраль «Дублер Курортного проспекта» – один из самых значимых и сложных объектов транспортной инфраструктуры города Сочи, строительство которого является частью масштабной программы подготовки к Олимпиаде 2014 года. На основании этого, величина возможного ущерба оценена выше средней. Разработанной программой предусмотрены наблюдения как за оползневыми склонами, так и за противооползневыми сооружениями при помощи комплекса геотехнического оборудования (рис. 1).

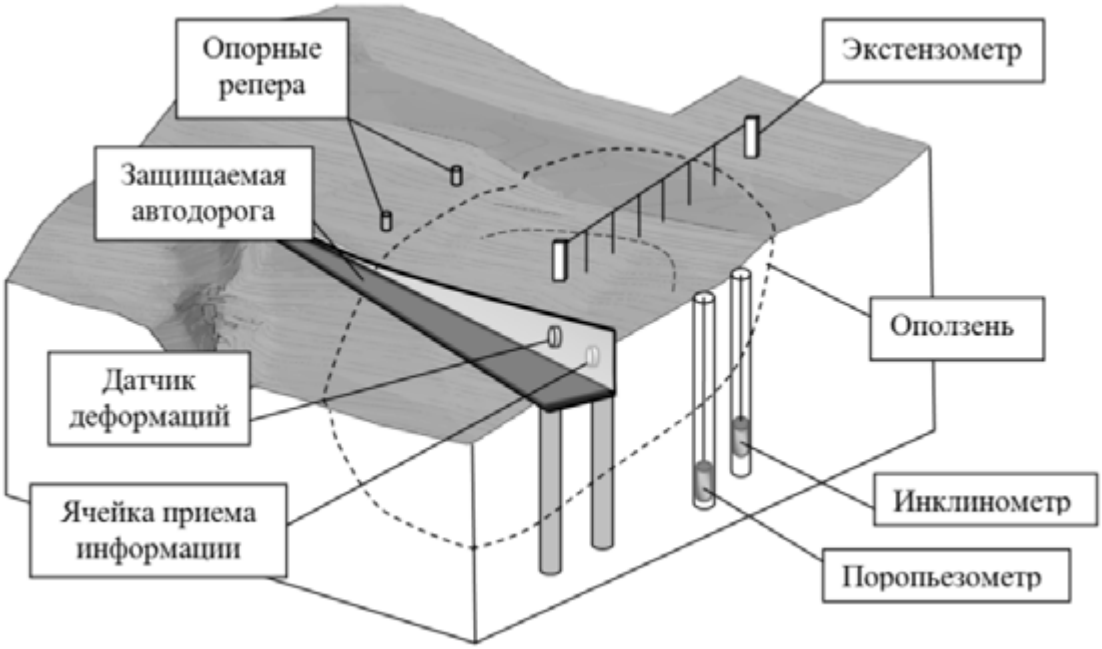


Рис. 1. Пример использования
наблюдательной сети на склоне

Мониторинг самих склонов проводится с использованием инклинометрических зондов, поропьезометров и экстензометров, что в сочетании с геодезическими наблюдениями представляет собой единую наблюдательную сеть. Комплекс мероприятий предполагает также установку различного вида измерительного оборудования (наклономеров, трещинометров и т. п.) и на самих сооружениях.

Согласно программе был произведен монтаж специализированных датчиков для определения механических деформаций свай, которые дают возможность следить за напряжениями, возникающими в результате давления оползневых масс на сооружение. Так, в тело шестнадцатиметровой буронабивной сваи установлены в шахматном порядке с шагом 2 м пять датчиков: 3 – со стороны оползневого склона, 2 – с противоположной стороны (рис. 2). Планируется установка измерительного оборудования в сваях верхового удерживающего сооружения. Это позволит определять распределение усилий между верховым и низовым сооружениями. Также размещены силоизмерительные шайбы на болтовых соединениях анкерных свай с целью наблюдения за изменениями напряжений в процессе возведения и эксплуатации.

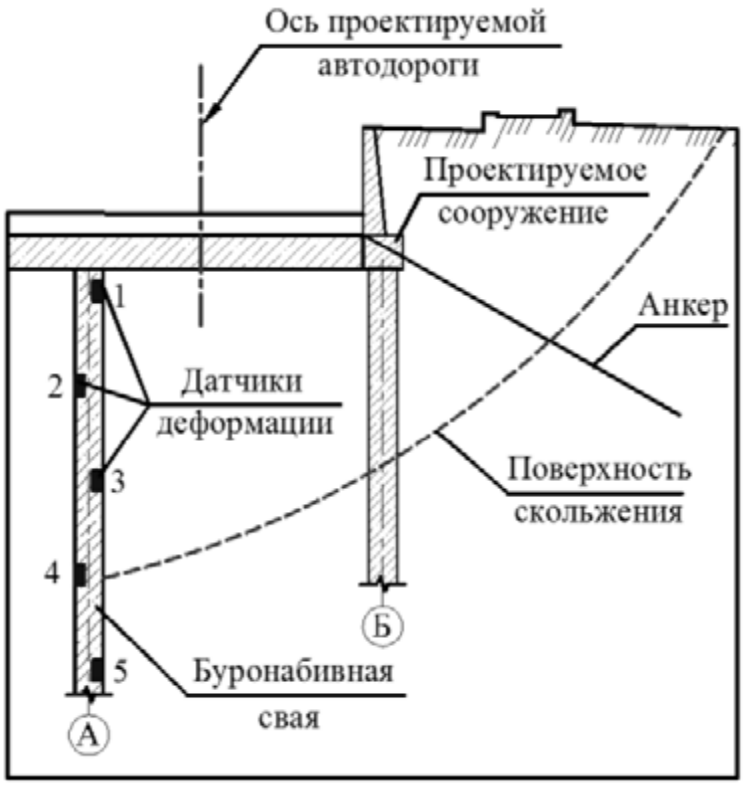


Рис. 2. Схема установки датчиков
напряжений в буронабивной свае

Вероятность обрушения участка дороги определена как высокая (>30%). Это обусловлено тем, что склоны по генетическому типу эрозионно-оползневые, неустойчивые при техногенных воздействиях. Расчет производился в соответствии с данными лабораторных испытаний в наиболее опасных расчетных сечениях. На основании этого, снятие показаний с установленных приборов осуществляется с периодичностью раз в месяц.

Заключение

Выбор программы мониторинга на оползнеопасных склонах и откосах предлагается осуществлять на основе оценки риска. Состав работ назначается исходя из величины возможного ущерба: с его ростом увеличивается состав и сложность требуемых мероприятий. В зависимости от вероятности обрушения определяется частота наблюдений: при вероятности 30% – до 4 раз в год, при 50% – 1 раз в месяц, 70% – раз в неделю или сутки. При этом надо иметь в виду, что всегда остаются неопределенности, однако понимание природы и механизма явления, масштаба потенциальных последствий обеспечивают основу для определения состава работ по мониторингу.

Предложенная методика реализована на ответственном объекте и уже на начальном этапе строительства позволяет своевременно реагировать на любые изменения в геотехнической системе, принимать обоснованные и экономически целесообразные технические решения.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Добромыслов А.Н.* Оценка надежности зданий и сооружений по внешним признакам // Справ. пособие. М.: Изд-во АСВ, 2008. 72 с.

2. *Добромыслов А.Н.* Анализ аварий промышленных зданий и инженерных сооружений // Промышленное строительство. 1990, №9. С. 9–10.

3. СНиП 2.01.15-90. Инженерная защита территорий, зданий и сооружений от опасных геологических процессов. Основные положения проектирования / Госстрой СССР. М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1991.

4. *Маций С.И.* Противооползневая защита / Краснодар: АлВи-дизайн, 2010. 288 с.

5. ГОСТ Р 22.1.06-99. Мониторинг и прогнозирование опасных геологических явлений и процессов. Общие требования.

6. СНиП 11-02-96. Инженерные изыскания для строительства. Ос-новные положения / Минстрой России. М.: ГУП ЦПП, 1997.

7. *Маций С.И., Безуглова Е.В.* Управление оползневым риском / Краснодар: АлВи-дизайн, 2010. 239 с.

8. *Chowdhury R., Flentje P.* Role of slope reliability analysis in landslide risk management // Bull. Eng. Geol. Env., 2003. P. 41–46.

С.И. Маций, Н.Н. Любарский

ОЦЕНКА ВЛИЯНИЯ ПАВОДКА НА УСТОЙЧИВОСТЬ РЕЧНЫХ СКЛОНОВ

Кубанский государственный аграрный университет

Рассмотрено влияние паводка на горных участках рек на устойчивость береговых склонов. Приведен анализ изменения коэффициента устойчивости при спаде уровня паводковых вод для склонов, сложенных различными типами грунтов.

Введение

Русла и бассейны рек Черного моря испытывают значительную техногенную нагрузку, обусловленную особым экономическим статусом территории, имеющей как курортное, так и промышленно-портовое предназначение. На 40 наиболее крупных реках южного склона Северного Кавказа расположено более 2 000 различных сооружений, в том числе железные и автомобильные дороги [1]. При столь интенсивном хозяйственном исполь-

зовании территории велик риск возникновения аварий из-за особых природных условий: горная расчлененная местность с активно протекающими геологическими процессами и формирование стремительных дождевых паводков. Вырубка лесов привела к увеличению поверхностного стока и, как следствие, к увеличению пиковых расходов в периоды половодий и паводков [1]. Поэтому для бассейнов рек Черноморского побережья актуальной является задача повышения безопасности берегов рек за счет снижения риска возникновения аварий на различных промышленных и гражданский объектах, в том числе и на автомобильных дорогах, расположенных вдоль рек.

Обоснование необходимости исследований

Выполнено [2] диагностирование большого количества оползневых участков автомобильных дорог регионального значения в районе г. Сочи. Основной целью диагностики являлось составление классификации участков по степени оползневой опасности и определение их приоритетности для планирования дорожных работ. В результате было установлено, что на формирование более четверти опасных участков значительное влияние оказывают реки. Примером является подъезд к Мамедовой щели, км 1+100: на момент визуального обследования выявлено, что состояние дорожного полотна не удовлетворительное (многочисленные трещины отрыва и общие деформации полотна). В формировании нижней части откоса существенную роль играет деятельность протекающей в подножье реки. В периоды активного выпадения атмосферных осадков уровень воды в реке значительно поднимается [2].

Влияние паводка на устойчивость береговых склонов отмечалось многими авторами, в том числе Н.Н. Масловым [3] и П.Л. Ивановым [4]. Во время половодий и паводков, вследствие гидравлической связи, происходит поднятие уровня грунтовых вод (УГВ) в прибрежной полосе, его поверхность имеет падение от реки [5]. При сходе паводковых вод образуется нисходящий фильтрационный поток, который увеличивает сжимающие напряжения в скелете грунта и вызывает дополнительные деформации. Наиболее опасным случаем является быстрое снижение горизонта воды, при котором кривая депрессии не успевает сформироваться, и склон в пределах всей глубины снижения уровня оказывается насыщенным водой [4].

В связи с этим, возникла необходимость в оценке степени влияния паводка на устойчивость речных береговых склонов. Е.П. Емельянова предлагает два метода оценки роли различных факторов в возникновении

оползней [6]: а) статистический метод, выявляющий связь между факторами и оползневыми процессами путем их сопоставления во времени или в пространстве и вычисления коэффициентов корреляции; б) аналитический метод, определяющий влияние фактора на абсолютную величину коэффициента устойчивости или его относительное изменение. За последнее время было разработано большое количество качественного программного обеспечения, которое позволяет решать различные геотехнические задачи с применением метода конечных элементов. На основании этого был выбран второй подход.

Расчетная схема и методика исследования

Оценка степени влияния быстрого спада паводкового уровня воды в реке на устойчивость проводилась на расчетной модели, реализованной в программном комплексе GeoStudio 2007. Рассматривалась плоская задача равновесия гомогенного склона с вертикальными боковыми гранями шириной 1 м, условно «вырезанного» из массива.

Высота склона составляет 17 м, заложение варьируется в пределах от 18 до 45 градусов. У подножья находится река глубиной 1 м, представленная с помощью распределенной нагрузки, интенсивностью 9,8 кН на погонный метр. Границы расчетной схемы приняты достаточно удаленными от центральной части, для того чтобы они не оказывали влияние на результаты расчетов (рис. 1).

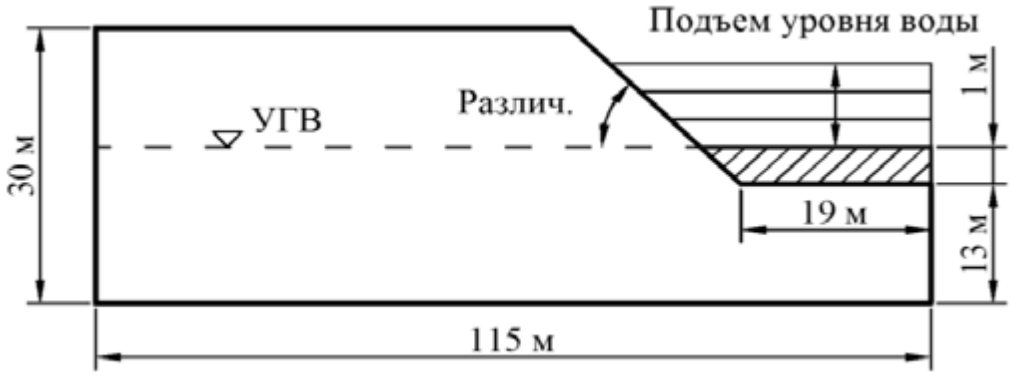


Рис. 1. Расчетная схема модели влияния паводка на устойчивость

Расчет устойчивости производился в программном модуле Slope/W по методу Моргенштерна–Прайса, который учитывает как равновесие моментов, так и сил. Для анализа выбрано три типа грунта: песок, супесь и суглинок. Поведение грунта описывалось моделью Кулона–Мора. Прочностные характеристики назначены с учетом [7, 8] и приведены в табл. 1.

Таблица 1

Расчетные характеристики грунтов

Наименование грунта	Удельное сцепление *c*, кПа	Угол внутреннего трения φ, град.	Плотность грунта γ, кН/м^3	Коэффициент фильтрации $K_ф$, м/с
Песок	5	30	18	$5{,}4 \cdot 10^{-5}$
Супесь	10	20	18	$5{,}8 \cdot 10^{-6}$
Суглинок	15	15	18	$7{,}0 \cdot 10^{-7}$

Паводковая ситуация представлена в виде трехдневного подъема горизонта речных вод (на 4; 8 и 12 м) и последующего спада в течение суток. Основной особенностью является то, что депрессионная кривая не является постоянной, а изменяется в течение всего времени прохождения паводка в зависимости от напора и коэффициента фильтрации грунта. Динамический расчет положения УГВ производился с использованием метода конечных элементов в программном модуле Seep/W (рис. 2).

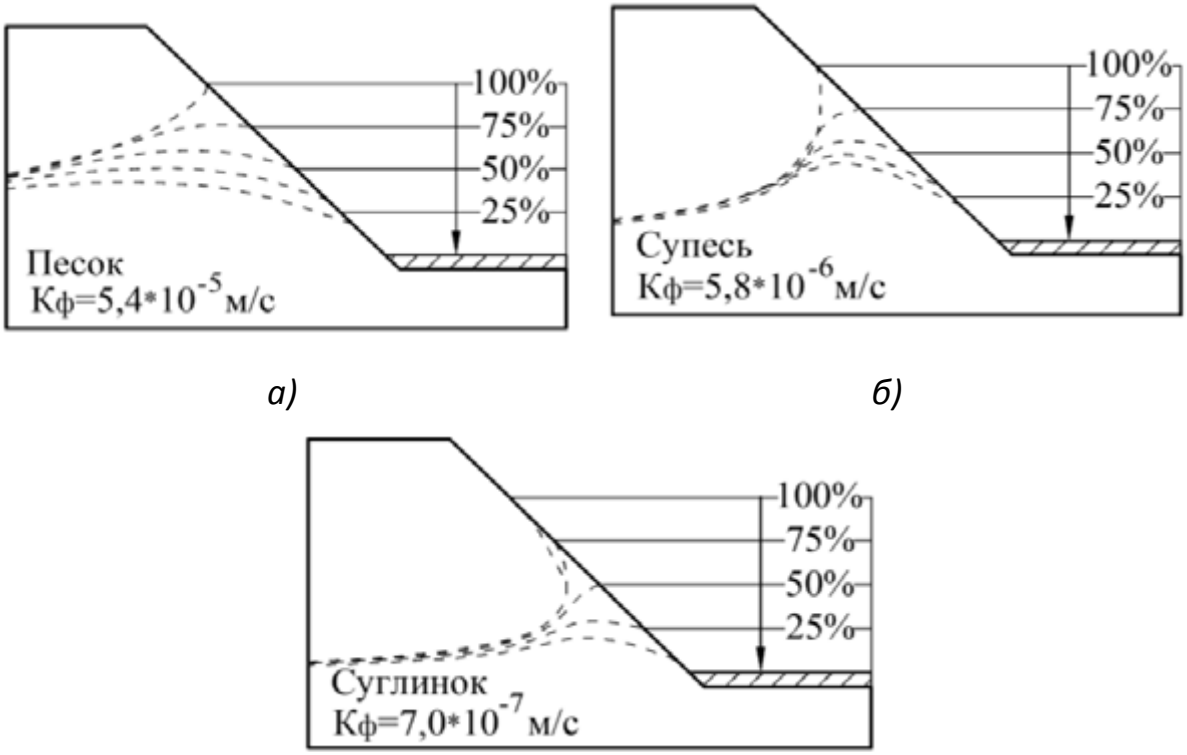


Рис. 2. Изменение уровня грунтовых вод в склоне с заложением 45° при спаде максимального паводка в реке, тип грунта: *а* – песок, *б* – супесь, *в* – суглинок

Анализ полученных данных

Для изучения влияния паводка на устойчивость склона исследовались значения коэффициента устойчивости, полученные для различных этапов спада уровня воды (K_i) и построены графики, отражающие изменения отношения K_i к первоначальной величине устойчивости склона (K_0) (рис. 3 и 4). Из рис. 3 видно, что изменение устойчивости для песчаного склона при прохождении паводка не зависит от его крутизны. Аналогичная ситуация повторяется и для других типов грунта.

При подъеме уровня воды в реке устойчивость склона возрастает в следствие пригрузки, оказываемой толщей воды. Значение коэффициента устойчивости увеличивается в диапазоне от 1,4 до 2,5 раз для случая максимального затопления. Со спадом уровня воды, депрессионная кривая следует за ним с запаздыванием, которое определяется коэффициентом фильтрации грунта.

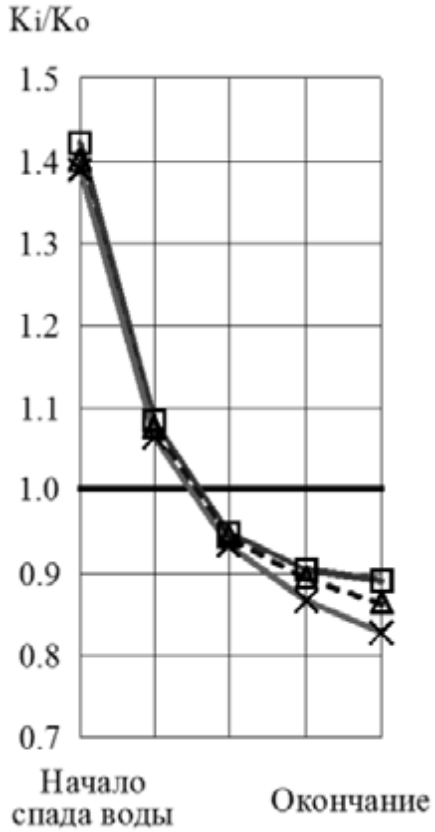
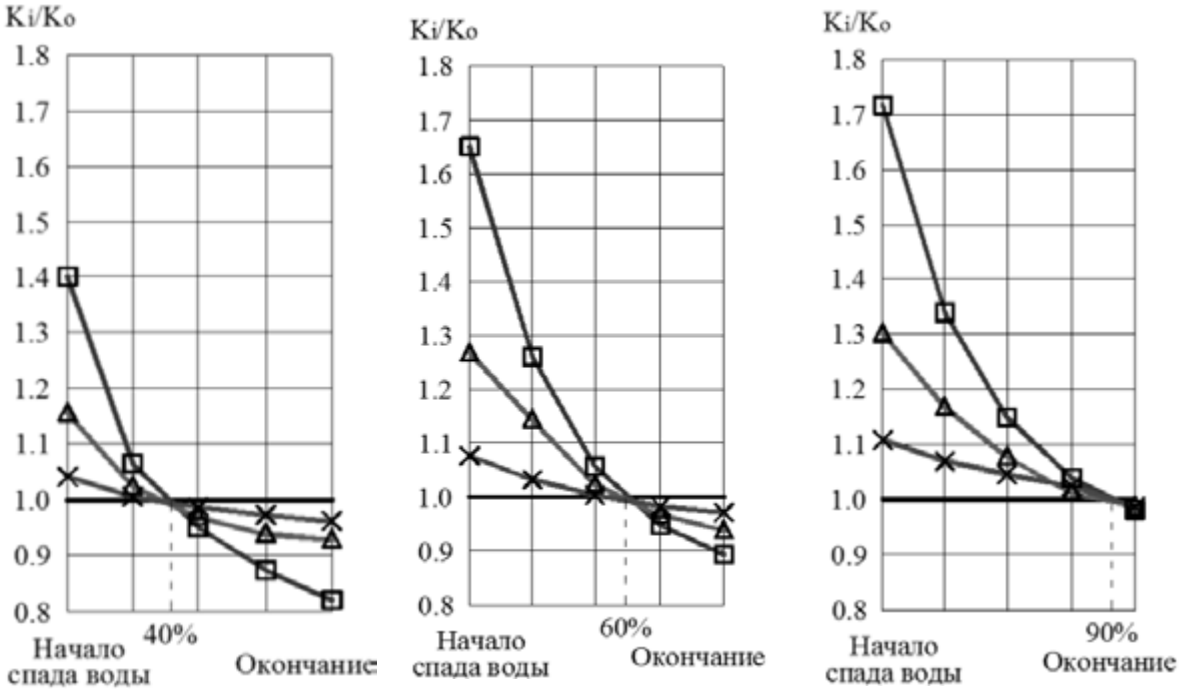


Рис. 3. Графики изменения отношения коэффициента устойчивости (K_i) к его первоначальному значению (K_0) при прохождении паводка максимальной интенсивности для песчаного склона различной крутизны:
– заложение 18°; – заложение 27°; – заложение 45°.

Графики для различных степеней подтопления пересекаются в одной точке, соответствующей равенству полученного коэффициента устойчивости первоначальному значению: K_i / K_0=1. Причем в зависимости от типа грунта это соответствует спаду паводковых вод на 40% для песчаного грунта, 60% для супеси и 90% для суглинка.

Из графиков (рис. 4) также видно, что наибольшее влияние оказывается на песчаные грунты: уменьшение коэффициента устойчивости составляет до 20% от его первоначального значения. С уменьшением проницаемости грунта влияние снижается и у суглинка составляет всего 5%.



а) *б)* *в)*

Рису. 4. Графики изменения отношения коэффициента устойчивости (K_i) к его первоначальному значению (K_0) при прохождении паводка различной интенсивности, заложение склона 45 град., тип грунта: *а* – песок, *б* – супесь, *в* – суглинок. Условные обозначения: – подъем на 4 м; – подъем на 8 м; – подъем на 12 м

Заключение

В результате проведенных расчетов выявлена закономерность изменения устойчивости при спаде горизонта паводковых вод для различных грунтов и определена степень оказываемого влияние на устойчивость под-

топляемых откосов. Уменьшение коэффициента устойчивости составляет от 5% для суглинка и до 20% для песчаного грунта.

Снижение устойчивости ниже первоначального значения соответствует спаду паводковых вод на 40% для песчаного грунта, на 60% для супеси и на 90% для суглинка.

Значительное понижение устойчивости происходит у склонов, сложенных породами с достаточно большим значением коэффициента фильтрации и расположенных в горной местности, где возможны достаточно значительные и скоротечные колебания уровня воды в реке.

Воздействие паводка, не являясь определяющим фактором, тем не менее, способствует снижению коэффициента устойчивости и может стать поводом к нарушению равновесия для склонов, находящихся в предельном состоянии.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Гаврюхова Л.Н., Федорова С.И.* Проблемы устойчивости бассейнов рек Черноморского побережья // Восемнадцатое пленарное межвузовское координационное совещание по проблеме эрозионных, русловых и устьевых процессов. Доклады и краткие сообщения. Курск, 2003. С. 96–97.

2. Диагностика оползневых участков на автомобильных дорогах регионального значения в г. Сочи. Том 1. Отчет по визуальному обследованию. Краснодар: ООО «НТЦ ГеоПроект», 2008. 290 с.

3. *Маслов Н.Н.* Механика грунтов в практике строительства. М.: Стройиздат, 1977. 320 с.

4. *Иванов П.Л.* Грунты и основания гидротехнических сооружений. Учеб. для гидротехн. спец. вузов. М.: Высш. шк., 1985. 352 с.

5. *Климентов П.П., Богданов Г.Я.* Общая гидрогеология. М.: «Недра», 1977. 357 с.

6. Справочник по инженерной геологии / под общ. ред. М.В. Чуринова. М.: «Недра», 1974. 408 с.

7. СНиП 2.02.01-83*. Основания зданий и сооружений / Госстрой СССР. М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985.

8. *Билеуш А.И.* Оползни и противооползневые мероприятия. Киев: Наукова думка, 2009. 330 с.

С.И. Маций, В.С. Цыганков

РАСЧЕТЫ УСТОЙЧИВОСТИ СКЛОНОВ НА РАЗЛИЧНЫЕ СОЧЕТАНИЯ НАГРУЗОК

Кубанский государственный аграрный университет

Выполнен анализ расчетов устойчивости оползневых склонов. Выявлена взаимосвязь между коэффициентами устойчивости на основное и особое сочетания нагрузок.

Введение

В горных и предгорных районах в связи с действием агентов выветривания и климатическими особенностями часто распространены опасные склоновые процессы, в частности, оползни. Их прогнозирование должно опираться на тщательные инженерно-геологические изыскания, позволяющие обоснованно подобрать расчетные схемы и методы расчета.

Местоположение и описание оползневого участка

Объект исследования расположен в районе ПК91 – ПК94 автомобильной дороги Джубга – Сочи на участке обхода г. Сочи (рис. 1). По результатам инженерно-геологических изысканий склон отнесен к категории оползнеопасных [1].

Рис. 1. Общий вид на участок строительства автомобильной дороги в обход г. Сочи, ПК91 – ПК94

Автомобильная дорога проходит по полувыемке в верхней части оползневого левого склона ручья Малого (реки Гнилушки). С севера и юга участок ограничен строительной площадкой дороги, с востока – территориями частных домовладений, с запада – лесом. Первоначальный рельеф склона за последние десятилетия значительно изменен в результате больших подрезок в процессе прокладки трассы в конце 80-х – начале 90-х годов XX века.

Инженерно-геологическими изысканиями выделено четыре инженерно-геологических элемента (ИГЭ). Физико-механические свойства грунтов приведены в табл. 1. Оползневой склон расположен в сейсмически активной зоне, расчетная сейсмичность с учетом развитых в теле оползня грунтов II категории – 8 баллов [2].

Таблица 1

Расчетные значения физико-механических свойств грунтов (α = 0.95) на участке автодороги ПК91 – ПК94

ИГЭ	Описание	Удельный вес γ, кН/м^3	Удельное сцепление *c*, кПа	Угол внутреннего трения φ, град
1	Суглинок тяжелый (tQ_{IV}), щебенистый, твердый, ненабухающий	20,7	29/14	12/13
2	Глина щебенистая (dpQ_{III-IV}) твердая, ненабухающая	20,3	33/15	15/6
3	Аргиллит ожелезненный (eQ_{IV}), очень низкой прочности, рыхлый, размягчаемый, нерастворимый	21,4	–	–
4	Аргиллит серый (P_3s), низкой прочности, плотный, размягчаемый, нерастворимый	23,9	–	–

Примечание: Прочностные свойства грунтов приведены по результатам испытаний: в числителе – сдвиг ускоренный при естественного влажности; в знаменателе – сдвиг ускоренный по подготовленной смоченной поверхности.

Расчет коэффициента устойчивости

Согласно плановому расположению построены расчетные сечения. С использованием программы GeoStudio, методом общего предельного равновесия (GLE) найдены коэффициенты устойчивости (рис. 3). Метод GLE основан на теории предельного равновесия сил и моментов [3]. Коэффициент устойчивости определяется как величина уменьшения сил сопротивления грунта сдвигу для приведения массива, ограниченного выбранной поверхностью скольжения, в состояние предельного равновесия.

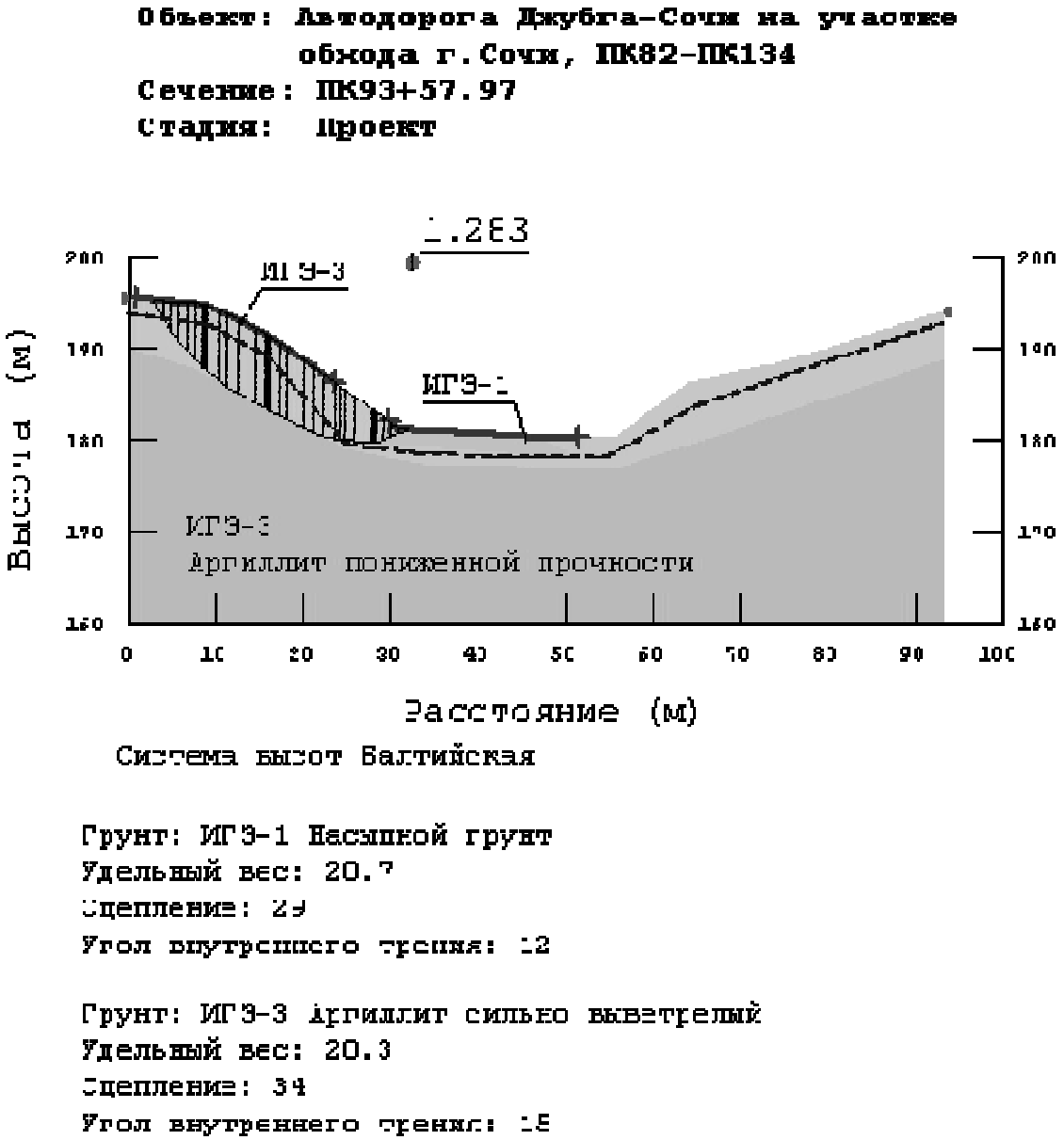


Рис. 3. Расчет устойчивости склона в естественном состоянии на основное сочетание нагрузок

Выполнялась оценка устойчивости склона в естественном состоянии и с учетом прогнозных нагрузок, в том числе, при сейсмическом воздействии силой 8 баллов. Получены коэффициенты устойчивости на основное $k_{s.o}$ и особое $k_{s.c.}$ сочетания нагрузок.

Анализ результатов расчетов устойчивости

После выполнения серии расчетов выявлены закономерности между $k_{s.c.}$ и $k_{s.o.}$. Определен коэффициент А, показывающий величину уменьшения коэффициента устойчивости склона при 8–балльной сейсмической нагрузке. В табл. 2 приведены результаты расчетов.

Таблица 2

Результаты расчетов устойчивости склона автомобильной дороги в обход г. Сочи на ПК91–ПК94

Расчетное сечение	Расчетная ситуация	Коэффициент устойчивости		Коэффициент А $k_{s.c.}/k_{s.o.}$
		Основное сочетание нагрузок	Особое сочетание нагрузок	
1-1	1	1,283	1,134	0,884
	2	1,028	0,924	0,899
2-2	1	1,122	1,014	0,904
	2	1,092	0,985	0,902

Примечание. В расчетной ситуации 1 использованы прочностные характеристики грунтов ненарушенной структуры при естественной влажности; в расчетной ситуации 2 – по подготовленной и смоченной поверхности.

Аналогичные исследования выполнены на других оползневых участках автомобильной дороги в обход г. Сочи (более 50 участков), среди них: ПК80 – ПК83, ПК84 – ПК86 (справа), ПК85 – ПК86 (слева), ПК88 – ПК89 (слева), ПК89 – ПК90 (справа), ПК90 – ПК91 (слева), ПК93 – ПК95 (слева), ПК94 – ПК99 (справа). В табл. 3 приведены результаты расчетов.

Таблица 3

Результаты расчетов устойчивости склонов автомобильной дороги в обход г. Сочи

Участок проектирования	Расчетное сечение	Коэффициент устойчивости		Коэффициент А $k_{s.c.}/k_{s.o.}$
		Основное сочетание нагрузок	Особое сочетание нагрузок	
ПК80-83	1-1	1,432	1,274	0,889
	2-2	1,241	1,104	0,889
ПК84-86 (справа)	3-3	0,922	0,852	0,924
ПК85-86 (слева)	4-4	1,015	0,933	0,919
ПК88-89 (слева)	5-5	1,007	0,880	0,874
ПК89-90 (справа)	6-6	1,195	1,065	0,891
ПК90-91 (слева)	7-7	1,228	1,080	0,879
ПК93-95 (слева)	8-8	1,283	1,134	0,884
ПК94-99 (справа)	9-9	1,092	0,985	0,902

Заключение

1. Анализ результатов расчетов устойчивости склонов показал, что при 8–балльной сейсмической нагрузке коэффициент устойчивости склона в среднем уменьшился на 10,5%.

2. Использование коэффициента А позволяет проводить предварительную оценку устойчивости на особое сочетание нагрузок при проектировании инженерных сооружений на строительных площадках с похожими геологическими, сейсмическими и топографическими условиями.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Технический отчет. Инженерно-геологические изыскания. ПК 91 – 94. Противооползневые мероприятия. Арх. № 101–ИИ–2243 / ООО «Управление буровых работ-1». Сочи, 2007.

2. СНиП II-7-81*. Строительство в сейсмических районах.

3. *Fredlund D.G., Krahn J.* Comparison of slope stability methods of analysis / Canadian Geotechnical Journal. 1977. Vol. 14. № 3. P. 429–439.

Л.В. Муравьева

ПЕРЕСЕЧЕНИЕ МАГИСТРАЛЬНЫМ ТРУБОПРОВОДОМ ЗОНЫ АКТИВНОГО ТЕКТОНИЧЕСКОГО РАЗЛОМА

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

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

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

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

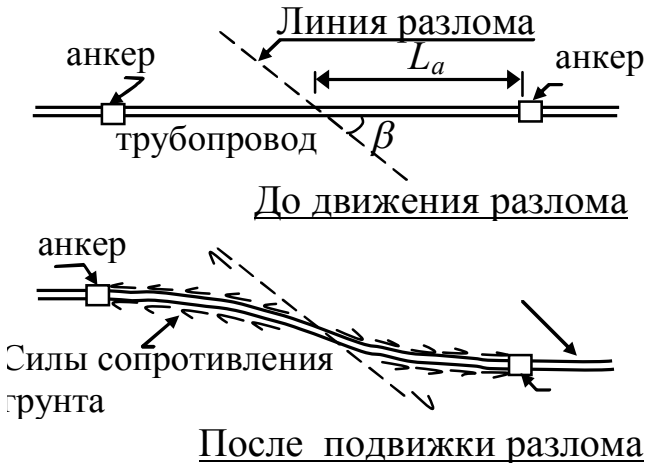


Рис. 1. Модель Ньюмарка-Холла для пересечения разлома

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

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

В работе [2] приведены критерии и варианты расчета конструктивных решений при пересечении трубопроводом зоны разлома.

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

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

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

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

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

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

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

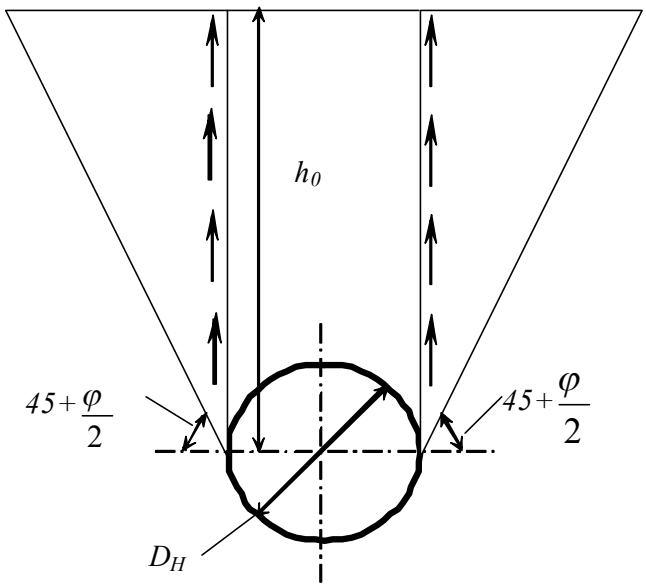


Рис. 2. Схема для определения давления грунта на трубу по [1]:
φ – угол внутреннего трения грунта

Принимая во внимание, что отношение глубины заложения к диаметру трубопровода не превышает пяти, можно считать, что угол откоса призмы определяется углом внутреннего трения грунта. Несколько сложнее со слагаемыми, входящими в предельную удерживающую способность грунта и учитывающими сцепление грунта. Как показали исследования Г.И. Покровского и Д.А. Леонардса [1, 2], силы сцепления зависят от сил сжатия. Силы сжатия, т.е. нормальные напряжения в грунте, вызванные его массой, для трубопроводов имеют незначительную величину и изменяются в пределах от 0 на поверхности до 0,02–0,04 МПа на глубине 2–2,5 м.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Эффективная длина участка, согласно (1)

$$L_a = \frac{(E_i \varepsilon_y \pi D t)}{t_u} = \frac{2 \times 10^{11} \times 0.002 \times \pi \times 0.6 \times 0.0064}{68975} = 70 \text{ м},$$

где t_u = 68975 Н/м.

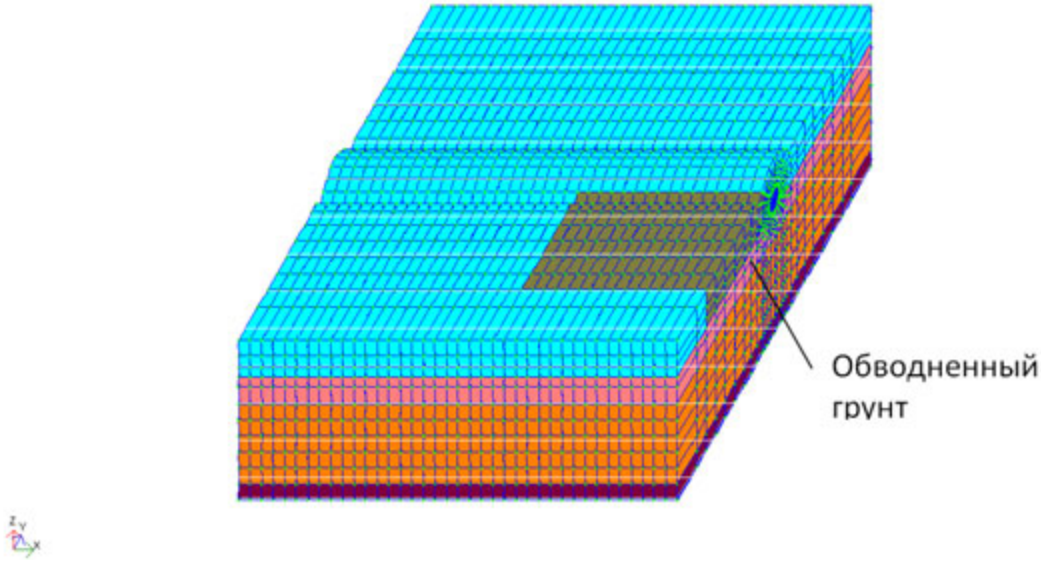


Рис. 3. Объемная конечно-элементная модель трубопровода с окружающим грунтом

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

Напряженно-деформированное состояние конструкции определялось на основании единой расчетной схемы. Для ограничения перемещения системы, как твердого тела в расчетную схему введен грунтовый массив толщиной 5 м, обладающий большей жесткостью. Для ограничения влияния условий закрепления, учтены рекомендации по увеличению расчетной модели в пределах 5D трубопровода.

При расчете напряжений сейсмические напряжения суммируются с напряжениями, вычисленными от давления и температуры транспортируемого продукта. При расчете перемещений учитывается, что на момент начала сейсмического воздействия трубопровод находится стабилизиро-

ванном состоянии с грунтом по отношению ко всем остальным видам воздействий.

В результате расчета КЭ конструкции получены значения инерционных сил *J* = 0,082 т (-0,012 т) (рис. 4).

По анализу нормативных документов для магистральных газопроводов и литературных источников по аварийности трубопроводов в сейсмических районах, можно выделить следующие пункты: – пересечение трубопроводом зон активных тектонических разломов допускается под углом, близким к 90°. При этом следует применять, как правило, надземный (незаглубленный в грунт основания) способ прокладки. Также возможно применение подземной прокладки. При этом необходимо соблюдать определенную (трапецеидальную) форму траншеи с пологими откосами (не менее 1:2).

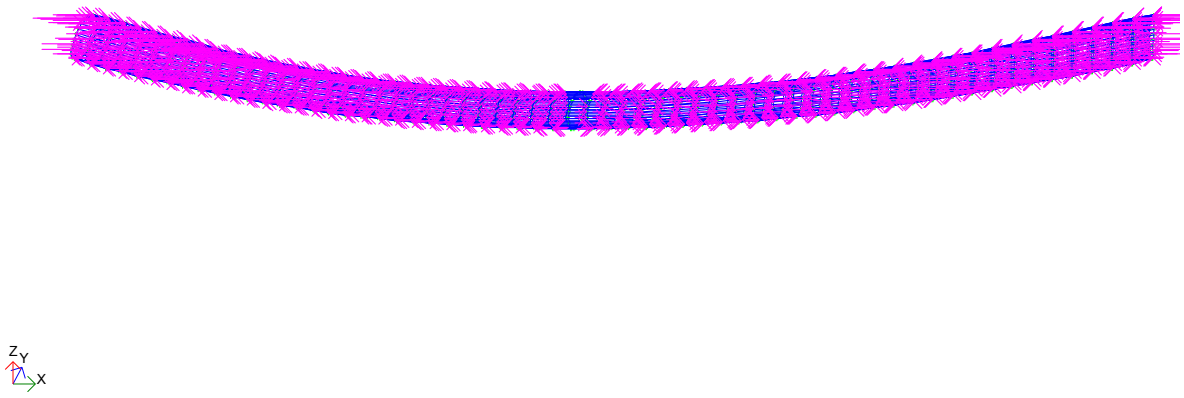


Рис. 4. Инерционные нагрузки по оси X

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

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СТО Газпром 2-2.1-249-2008.

2. *Бородавкин П.П.* Подземные трубопроводы.

Л.В. Нуждин, М.Л. Нуждин, М.В. Юрьев

ГЕОТЕХНИЧЕСКИЕ ПРОБЛЕМЫ СТРОИТЕЛЬСТВА МНОГОФУНКЦИОНАЛЬНОГО ТОРГОВО-ВЫСТАВОЧНОГО РАЗВЛЕКАТЕЛЬНОГО КОМПЛЕКСА В ПОЙМЕ РЕКИ КАМЕНКИ В Г. НОВОСИБИРСКЕ

Новосибирский государственный архитектурно-строительный университет (Сибстрин)

В статье выполнен анализ сложных инженерно-геологических условий площадки строительства многофункционального комплекса, расположенной в частично замытой и засыпанной пойме реки Каменки, и рассмотрены варианты устройства оснований и фундаментов здания.

Проектирование многофункционального торгово-выставочного развлекательного комплекса осуществляется по заданию и на основе концептуальных решений «Chapman Taylor» и «Colliers International». Здание состоит из 6-7 уровней, где 2 нижних занимают автостоянки, 3$^{-ий}$ уровень – гипермаркет, 4$^{-ый}$ и 5$^{-ый}$ – торгово-выставочные помещения, а 6$^{-ой}$ – делится на две части, в одной из которых размещаются развлекательные помещения, а в другой – 2 уровня автостоянок. Площадь застройки составляет более 33 000 м^2, общая площадь здания – около 200 000 м^2.

Рис. 1. Многофункциональный торгово-выставочный развлекательный комплекс

ОАО «СИАСК» с привлечением Управления НИЭПВ НГАСУ (Сибстрин) было проработано 4 варианта архитектурно-планировочных решений компоновки здания с различной сеткой несущих колонн (8,2×8,2 м; 9,0×9,0 м; 12,0×9,0 м; 12,4×12,4 м; 16,4×8,2 м).

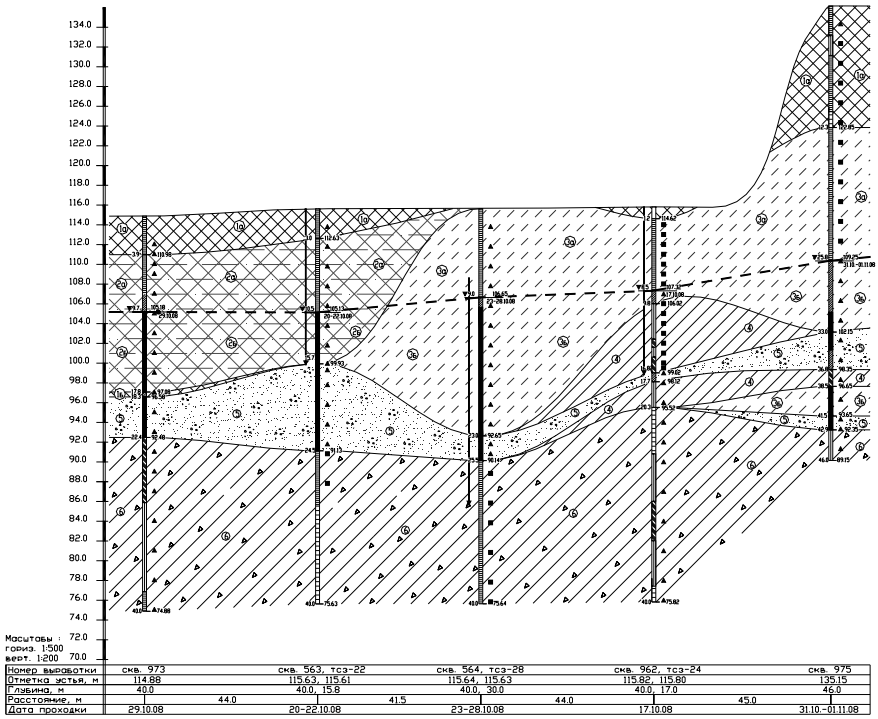


Рис. 2. Инженерно-геологический разрез строительной площадки

Рельеф площадки сложный, на участке строительства наблюдается значительный перепад высот – более 28 м. Подходы, подъезды и основные входы в торгово-выставочный комплекс организованы как с верхней, так и с нижней террасы. Ограждающие конструкции по трем сторонам здания должны выполнять функции подпорных стен на высоту до 25 м и устраиваются независимо от каркаса здания. Прорабатывалось два принципиальных варианта их устройства – гибкие подпорные стенки с анкерами длиной от 10 до 20 м, и откос, армированный горизонтальными стержнями. Одной из конструктивных особенностей здания также является наличие существенных нагрузок приходящихся на каждую опору каркаса – до 980 тс.

Участок строительства расположен в центре г. Новосибирска на левом склоне долины р. Каменки. Отметки поверхности рельефа изменяются в пределах от 107,8 м до 136,2 м. Данная территория с конца XIX до середины прошлого века была занята строениями частного сектора и на протяжении нескольких десятков лет в пойму р. Каменки и овраги производилась неорганизованная свалка бытового и строительного мусора. В 70-е годы прошло-

го века р. Каменка была заключена в коллектор, долина реки и ее овражная система при этом была замыта и засыпана песками различной крупности. Инженерная подготовка территории перед намывом песков не производилась и слой насыпных грунтов с поверхности не удалялся. Последние годы пойма р. Каменки активно осваивается и по мере застройки окружающей территории, на отдельных участках продолжается неорганизованная отсыпка насыпных грунтов и свалка бытового и строительного мусора.

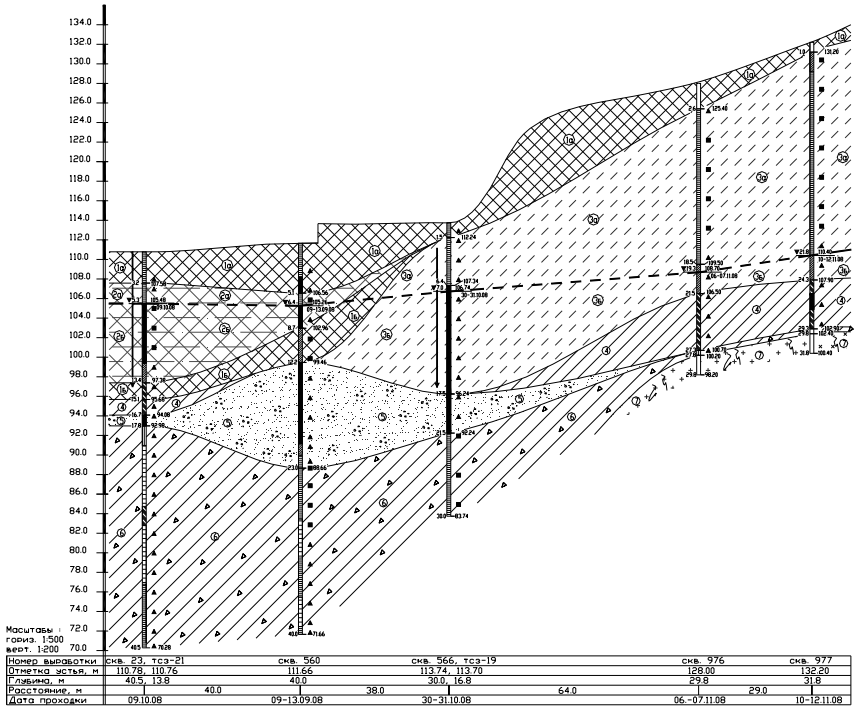


Рис. 3. Инженерно-геологический разрез строительной площадки

В геологическом строении территории принимают участие грунты различного возраста и генезиса, неоднородные по составу и сложению, невыдержанные по мощности и простиранию. В пределах исследуемой глубины (до 46,0 м) выделено 10 инженерно-геологических элементов.

В верхней части склона залегают супеси песчанистые твердые мощностью от 3,9 м до 23,4 м и супеси насыщенные водой мощностью до 14,0 м. Насыпные неслежавшиеся грунты, распространенные с поверхности на склонах и в долине, имеют мощность от 0,5 м до 12,3 м. Мощность слоя намывных грунтов – песка средней крупности составляет от 1,3 м до 8,1 м, а подстилающего слежавшегося насыпного грунта 0,5…3,5 м. Часть насыпных грунтов имеет включения бытовых и строительных отходов до 50%.

Далее по глубине находится слой суглинка и песка гравелистого с прослоями супеси и гравийного грунта мощностью от 0,8 м до 10,8 м.

Нижняя часть разреза сложена корой выветривания гранитов – суглинком тяжелым пылеватым и гранитами средней прочности. На территории отмечается процесс техногенного подъема грунтовых вод.

По результатам анализа исходных данных для вариантного проектирования было разработано 3 принципиальных решения устройства фундаментов.

1. Устройство буронабивных свай диаметром 800 мм, длиной от 14 до 21 м с опиранием на подстилающие инженерно-геологические слои – кору выветривания гранитов и граниты средней прочности, выполняемые серийным буровым оборудованием фирмы BAUER, имеющимся у подрядчика в г. Новосибирске. Учитывая высокую степень водонасыщения грунтов основания, изготовление свай потребуется вести с обсадкой или под защитой глинистого раствора. Расчетная несущая способность таких свай составляет 270 тс, а требуемое количество – 2300 штук.

2. Буронабивные сваи диаметром 450 мм с контролируемым уплотнением забоя и повышенной несущей способностью, выполняемые по технологии Управления НИЭПВ НГАСУ (Сибстрин). Технология изготовления заключается в бурении скважины установкой вращательного бурения до проектной отметки, с последующим заполнением забоя фиксированным объемом полусухой бетонной смеси (смесь цемента, щебня и песка незатворенная водой) и ее трамбованием гравитационной трамбовкой. Далее в скважину засыпается следующая порция смеси и трамбование повторяется. Контроль за уплотнением грунта при втрамбовывании полусухой бетонной смеси и физико-геометрическими параметрами формируемой пяты сваи осуществляется по отказу гравитационной трамбовки и объему засыпанной смеси. Критерием окончания трамбования служит величина отказа гравитационной трамбовки при ее очередном сбрасывании, причем фактическая отметка ударной части трамбовки должна соответствовать проектной. После достижения заданных параметров проводят визуальный контроль качества выполненного забоя, в скважину устанавливается арматурный каркас и производится заполнение монолитным бетоном.

К плюсам данного проектного решения можно отнести возможность использования в качестве несущего слоя песка гравелистого средней плотности относительно не большой мощности (от 0,8 м) с высокими прочностными и деформационными свойствами, а также возможность уменьшения глубины заделки свай в опорный слой, что достигается в процессе бурения визуальным контролем за видом грунта, извлекаемым из скважины.

Несущая способность свай при данном решении определялась, главным образом, исходя из мощности несущего инженерно-геологического слоя и прочности кровли подстилающих грунтов, и была определена в 230 тс. Требуемое количество свай диаметром 450 мм под здание торгово-развлекательного комплекса – 2350 штук.

3. Армирование верхних разнородных слоев грунта жесткими вертикальными стержнями малого диаметра, изготавливаемыми из монолитного железобетона. Вертикальные стержни выполняются по сплошной сетке с шагом 0,7…1,0 м по всей площади здания, их длина определяется мощностью «слабых» грунтов, при этом армоэлементы не связаны с фундаментами здания.

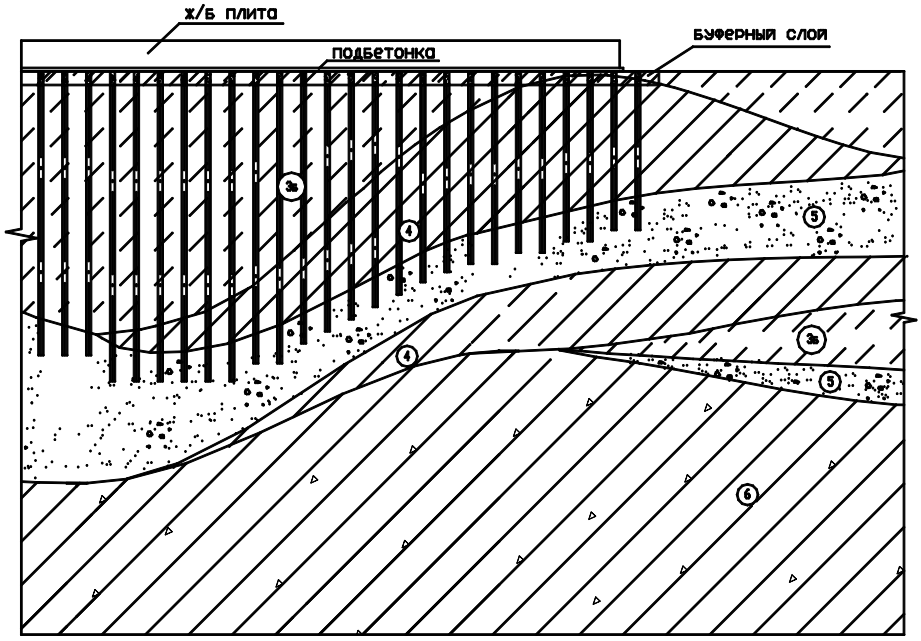


Рис. 4. Схема армирования грунтового основания жесткими вертикальными стержнями

В результате армирования происходит передача нагрузки на нижележащие прочные слои грунта, что обеспечивается боковым обжатием армоэлементов в грунтовом основании за счет давления, передающегося через уплотненный грунтовый слой между подошвой фундамента и верхним концом стержней. Армоэлементы через контактную поверхность с грунтом воспринимают нагрузку своей верхней частью и передают ее на нижележащие слои – нижней частью, при этом снижается уровень действующих напряжений в слабых грунтах.

Армоэлементы изготавливаются установкой вибрационного бурения в комплекте с коническим индентором диаметром 110 мм. Индентором пробивается скважина до опорного слоя грунта, заполняется полусухой бетонной смесью и снова проходится индентором, после чего в нее подается литая бетонная смесь. Проектная отметка нижнего конца скважины контролируется по скорости погружения индентора и может быть скорректирована в процессе производства работ.

Также возможно выполнение армоэлементов по аналогии с буронабивными сваями малого диаметра.

После набора бетоном армоэлементов проектной прочности верхняя часть скважины тампонируется и производится поверхностное уплотнение буферного слоя до заданного значения плотности сухого грунта. Его толщина определяется расчетом и, как правило, составляет около 0,5 м. Буферный слой выполняется под подошвой фундаментов мелкого заложения для активного включения армоэлементов в работу.

При данном решении опорным слоем для армоэлементов является песок гравелистый средней плотности, фундаменты здания торгово-выставочного комплекса при этом устраиваются мелкого заложения.

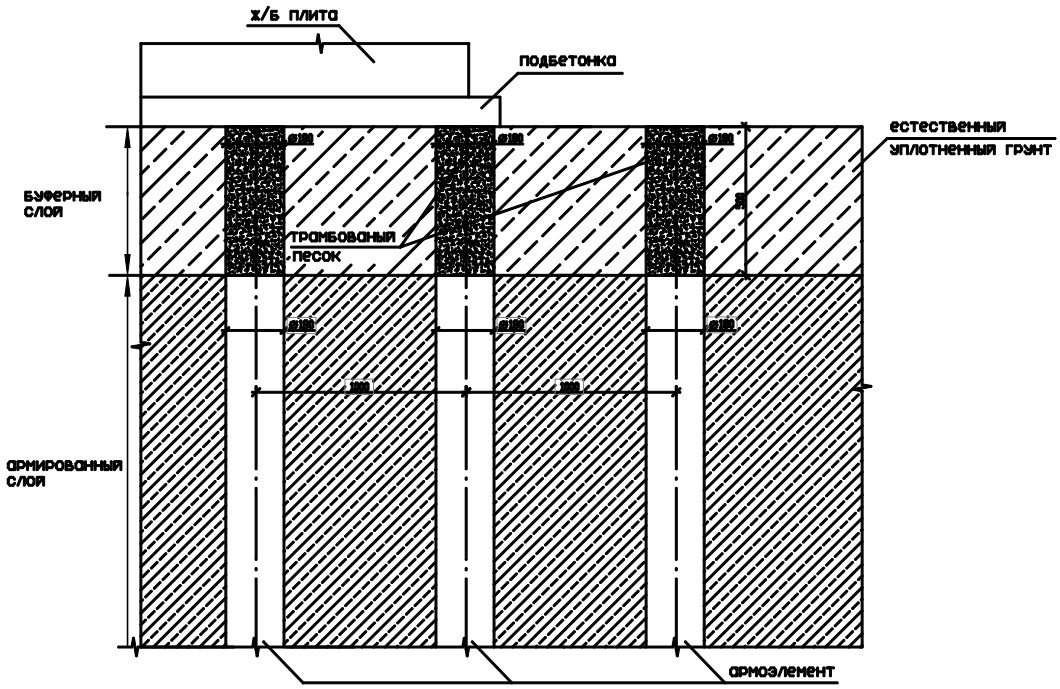


Рис. 5. Схема устройства буферного слоя армированного основания

Расчет армированного основания производился по оригинальной методике Управления НИЭПВ НГАСУ, заключающейся в независимом определении осадок каждого из трех слоев – буферного слоя, армированных

слоев грунта, подстилающего грунтового основания и их последующем суммировании. Основным расчетным требованием являлось создание условий для равномерного развития деформаций здания.

Все рассмотренные варианты проверялась расчетами по II группе предельных состояний, при этом определяющим требованием было удовлетворение величины относительной разности деформаций. Особое внимание при расчете обращалось на значения деформаций грунтового основания в зонах с близким залеганием скальных пород.

В результате всестороннего анализа предложенных вариантов в настоящее время к реализации рекомендованы буронабивные сваи диаметром 450 мм с подготовленным забоем и армирование грунтового основания (варианты 2 и 3).

Окончательный выбор варианта устройства фундаментов будет осуществляться с учетом технических возможностей подрядной организации, при этом одним из важнейших критериев является продолжительность выполнения работ нулевого цикла.

А.Б. Пономарев, К.В. Решетникова, К.П. Давляттшин, Я.А. Федоровых

ИССЛЕДОВАНИЕ УСТОЙЧИВОСТИ ОДНОРОДНЫХ НАСЫПЕЙ НА МОДЕЛЯХ ИЗ ЭКВИВАЛЕНТНЫХ МАТЕРИАЛОВ

Пермский государственный технический университет

Представлено планирование проведения экспериментальных работ исследования устойчивости откосов созданных моделей.

Выполнение эксперимента по подбору оптимального варианта армирования откоса, с заданными геометрическими параметрами должно проводиться на моделях однородных откосов с приложением нагрузки и созданием приближенно достоверных условий.

В качестве материала, для создания моделей, использована смесь воздушно сухого песка мелкой крупности и отработанного машинного масла (5% от веса песка).

Моделирование процесса разрушения моделей откосов насыпи должно проводиться в лабораторном лотке.

Грузовые площадки, обеспечивающие передачу внешнего усилия на модель насыпи, должны иметь разметку, что позволит имитировать нагрузку от различных зданий и сооружений.

Нагружающее устройство обеспечит плавный рост нагрузки на модель фундамента здания до величины, соответствующей потере устойчивости модели откоса. Измерение величины разрушающей нагрузки проводится при помощи динамометров ДОСМ-3-0.2 и ДОСМ-3-1.

При формировании модели откоса эквивалентный материал укладывается в лоток слоями толщиной 10 см с последующей выдержкой в течении 10–15 минут для обеспечения равномерного уплотнения песчано-масляной смеси.

Для удобства измерения координат точек линии разрушения (ЛР), на прозрачную стенку лотка необходимо нанести прямоугольную сетку с шагом 10 мм.

Сразу после разрушения модели откоса следует проводить ее фотографирование, а на стеклянной стенке лотка карандашом стеклографом очерчивать контур ЛР. Это позволит достаточно точно установить координаты точек линии разрушения и безошибочно воспроизвести ее на чертеже.

Планирование эксперимента с использованием модели откоса

Будет рассмотрена модель, отражающая территорию Мотовиллихинского административного района, долины рек Егошиха, Ива, Толжанка, Большая Мотовиллиха.

В лотке создается модель откоса с подобием геометрических и силовых параметров. В качестве параметра оптимизации рассматривается коэффициент устойчивости откоса. В качестве факторов принимаются:

1. средняя протяженность склона (*L*) принимает значения 120, 135, 150 м; в выбранном масштабе создаваемой модели 1:50 параметр *L* будет меняться 0,6; 0,9; 1 м;

2. угол заложения откоса варьируется следующим образом: 15, 20, 25 градусов;

3. расстояние от бровки откоса до места приложения распределенной нагрузки (*a*) меняется 40, 50, 60 м; таким образом, в масштабе создаваемой модели параметр *a* принимает значения: 0,1; 0,2; 0,3; м;

4. ширина распределенной нагрузки (*b*) принимает значения 10, 15, 20 м, в масштабе – 1:50 b: 0,2; 0,3; 0,4 м.

5. интенсивность распределения нагрузки в кПа (кН/м^2): 200, 250, 300 кПа, в масштабе 1:50 *q* будет принимать значения 4, 5, 6 кПа.

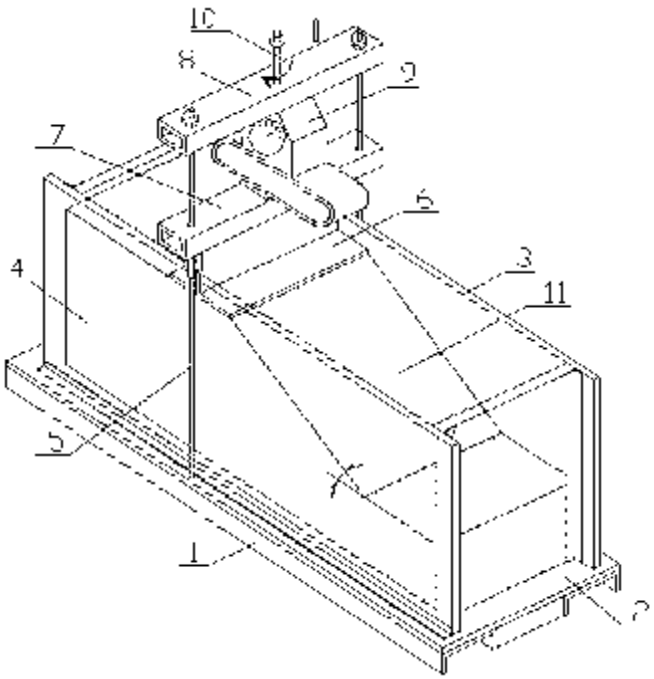


Рис. 1. Аксонометрическая схема лотка
для моделирования процесса разрушения откосов:
1 – рама; 2 – днища; 3 – боковая и торцевая стенки;
4 – прозрачная боковая стенка, 5 – стойка;
6 – грузовая площадка, имитирующая модель фундамента;
7 – винтовое устройство для передачи нагрузки,
8 – верхняя траверса, 8 – динамометр ДОСМ 3-02

Таким образом, мы имеем 5 факторов, изменяющихся на 3 уровнях. Следовательно, при полном факторном эксперименте мы имеем количество опытов $N = 5^3 = 125$. Для многофакторных экспериментов рационально приметить модель Хартли, исключающую маловероятные и незначимые сочетания факторов. Количество опытов по данной модели равно 27.

В планировании эксперимента используются не натуральные значения факторов z_i, а кодированные x_i. Переход от натуральных значений факторов к кодированным:

$$x_i^{\min} = \frac{z_i^{\min} - z_i^0}{\Delta z_i} = -1, \quad (\text{или просто "}-\text{"}), \tag{1}$$

$$x_i^{\max} = \frac{z_i^{\max} - z_i^0}{\Delta z_i} = 1, \quad (\text{или просто "}+\text{"}). \tag{2}$$

Таблица 1

Кодирование параметров

Параметр	Min (-1)	Ср (0)	Max (+1)
L	120	135	150
α	15	20	25
a	40	50	60
b	10	15	20
q	200	250	300

Примечание: *L* – средняя протяженность склона, м; α – угол заложения откоса, град.; *a* – расстояние от бровки откоса до места начала распределенной нагрузки, м; *b* – ширина распределенной нагрузки, м; *q* – интенсивность распределения нагрузки, кПа или кН/м^2.

Серия опытов будет осуществляться на 4 выбранных моделях откосов.

На территории города Перми можно выделить четыре территориальных оползнеопасных района: район №1 – территория Ленинского и Свердловского административных районов – долина реки Данилихи, осложненная прибережной овражной сетью; район №2 – территория Мотовилихинского административного района – долины рек Егошиха, Ива, Толожанка, Большая Мотовилиха; район №3 – территория Дзержинского административного района – устье реки Мулянка и долина взятой в трубу Пермянки; район №4 – Индустриальный административный район – долины рек Мулянка и Пыж. Соответственно для каждого района подобрана среднестатистическая модель.

По результатам экспериментов планируется выявить наиболее неустойчивые модели откосов. Следующим шагом экспериментальных работ будет армирование этих моделей геосинтетическими материалами и последующая проверка на устойчивость с учетом жесткости геосинтетика.

Результаты проведенных экспериментов позволят наиболее эффективно подбирать геосинтетические материалы в зависимости от инженерно-геологических условий откоса.

Таблица 2

План эксперимента в кодированных факторах

Номер опыта	Уровни эксперимента				
	x1	x2	x3	x4	x5
1	1	1	1	1	1
2	-1	-1	1	1	1
3	-1	-1	-1	-1	-1
4	1	1	-1	-1	-1
5	-1	-1	-1	1	1
6	1	1	-1	1	1
7	1	1	1	-1	-1
8	-1	-1	1	-1	-1
9	-1	-1	1	1	-1
10	1	1	1	1	-1
11	1	1	-1	-1	1
12	-1	-1	-1	-1	1
13	-1	-1	1	-1	1
14	1	1	1	-1	1
15	1	1	-1	1	-1
16	-1	-1	-1	1	-1
17	0	0	0	0	0
18	1	0	0	0	0
19	-1	0	0	0	0
20	0	1	0	0	0
21	0	-1	0	0	0
22	0	0	1	0	0
23	0	0	-1	0	0
24	0	0	0	-1	0
25	0	0	0	-1	0
26	0	0	0	0	1
27	0	0	0	0	-1

Таблица 3

План эксперимента в масштабированных параметрах

Номер опыта	Уровни эксперимента					К
	x1	x2	x3	x4	x5	
1	3	25	1,2	0,4	6	+
2	2,4	15	1,2	0,4	6	+
3	2,4	15	0,8	0,2	4	-
4	3	25	0,8	0,2	4	+
5	2,4	15	0,8	0,4	6	+
6	3	25	0,8	0,4	6	+
7	3	25	1,2	0,2	4	-
8	2,4	15	1,2	0,2	4	+
9	2,4	15	1,2	0,4	4	+
10	3	25	1,2	0,4	4	+
11	3	25	0,8	0,2	6	-
12	2,4	15	0,8	0,2	6	+
13	2,4	15	1,2	0,2	6	+
14	3	25	1,2	0,2	6	+
15	3	25	0,8	0,4	4	-
16	2,4	15	0,8	0,4	4	+
17	2,7	20	1	0,3	5	+
18	3	20	1	0,3	5	+
19	2,4	20	1	0,3	5	+
20	2,7	25	1	0,3	5	+
21	2,7	15	1	0,3	5	+
22	2,7	20	1.2	0,3	5	+
23	2,7	20	0.8	0,3	5	+
24	2,7	20	1	0,2	5	+
25	2,7	20	1	0,2	5	+
26	2,7	20	1	0,3	6	+
27	2,7	20	1	0,3	4	+

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК:

1. *Адлер Ю.П.* Планирование эксперимента при поиске оптимальных условий. М.: Наука 1976. 278 с.

2. *Кашеварова Г.Г., Пермякова Т.Б.* Численные методы решения задач строительства на ЭВМ. Пермь, 2003. 346 с.

Я.А. Пронозин, Р.В. Мельников, Ю.В. Наумкина

РАСЧЕТ ОСАДКИ ФУНДАМЕНТОВ С УЧЕТОМ РАЗЛИЧНОЙ СЖИМАЕМОСТИ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЯ

Тюменский государственный архитектурно-строительный университет

Предлагается инженерная методика уточненного расчета осадки фундаментов мелкого заложения на основе комбинированного использования компрессионного и штампового модулей деформации для слоев основания, работающих в различных условиях.

Адекватный прогноз поведения грунтового основания под нагрузкой, в том числе и определение конечной осадки фундаментов, в настоящее время, несмотря на множество способов и методов расчета, остается достаточно сложным инженерным делом. Причиной этому является множество факторов влияющих на конечную осадку, как-то: условность замены грунтового основания упругим полупространством или линейно сжимаемой толщей, большая распределительная способность грунта, неоднозначность назначения в расчет деформационных характеристик и т.д.

Так, реальная глубина активной зоны основания под фундаментами мелкого заложения, как правило, не превышает 1,5–2,5b, где b – ширина подошвы фундаментов. При этом расчет согласно СНиП [6] (методом послойного суммирования) может определить эту величину до 6b и более. Очевидно, что расчетная величина осадки, в этом случае, будет значительно превышать фактическую.

Еще большую погрешность в расчет может внести основная деформационная характеристика – модуль деформации (E). Известно, что способы определения модуля деформации грунта могут быть различными. Значения компрессионного и штампового модуля деформации одного грунта могут отличаться от 2 до 7 раз. При этом в нормах отсутствуют указания по назначению в расчет модуля деформации на основании определенного способа его нахождения, хотя в целом в большинстве случаев склоняются к использованию штамповых модулей, принятых как по результатам полевых исследований, так и на основе применения переводных коэффициентов, повышающих модуль компрессионный [1, 5].

Следует отметить, что большинство исследователей отмечают в основании фундаментов зону больших и малых деформаций. Зона больших

деформаций незначительная по своей мощности, в пределах 0,5–1,0*b*, формирует в себе от 60 до 80% деформаций основания. Соответственно зона малых деформаций, несмотря на ее большую мощность, – от 40 до 20% [3, 4].

Использование нелинейных методов расчета осадки фундаментов приближает результаты к действительности за счет учета развития пластических деформаций, однако и в этом случае определяющим является расчетный модуль деформации, как основная характеристика, отвечающая за сжимаемость грунта. Применением программных продуктов типа Plaxis, ANSISS и др. можно добиться любой точности расчета при использовании любого из модулей деформации, однако в данном случае вопрос стоит в назначении глубины сжимаемой толщи. Использование величины активной зоны грунтового основания, определенной по СНиП [6], как правило, и в этом случае дает существенную погрешность в определении осадки.

В настоящей статье предпринята попытка уточнения расчетов осадки фундаментов мелкого заложения на основе комбинированного использования компрессионного и штампового модулей деформации для слоев основания, работающих в различных условиях.

Рассмотрим фундамент мелкого заложения, покоящийся на дневной поверхности грунтового основания (рис. 1).

На первом этапе нагружения, при соблюдении условия $p < p^*$ (рис. 1, *а*), где p — среднее давление под подошвой фундамента, p^* – первое критическое давление на грунт соответствующее появлению зон пластических сдвигов под краями фундамента, работа фундамента соответствует начальной стадии штамповых испытаний и распределение напряжений в грунтовом массиве можно условно принять согласно СНиП [6]. При этом, применяя метод послойного суммирования, необходимо использовать штамповый модуль деформации, определенный в результате штамповых испытаний или полученный в результате применения переводных коэффициентов по формуле: $E_{\text{шт}} = E_{\text{к}} \cdot m_k$.

На втором этапе нагружения, при соблюдении условия $p^* < p < p^{**}$ (рис. 1, *б*), где p^{**} – второе предельное давление на грунт, работа фундамента соответствует поведению штампа при появлении и развитии пластических деформаций в основании под его краями. За счет развития деформаций сдвига, нагрузка на основание, превышающая нагрузку, соответст-

вующую p^*, не может распределяться на ненагруженные участки основания и передается без уменьшения на глубину, соответствующую глубине развития зон пластического сдвига. Грунтовое основание в пределах развития зон пластического сдвига работает в условиях компрессионного сжатия, и поэтому осадка данного слоя должна определяться с использованием компрессионного модуля деформации и равномерно распределенного по глубине $h_{пл}$ давления $\Delta p = p - p^*$.

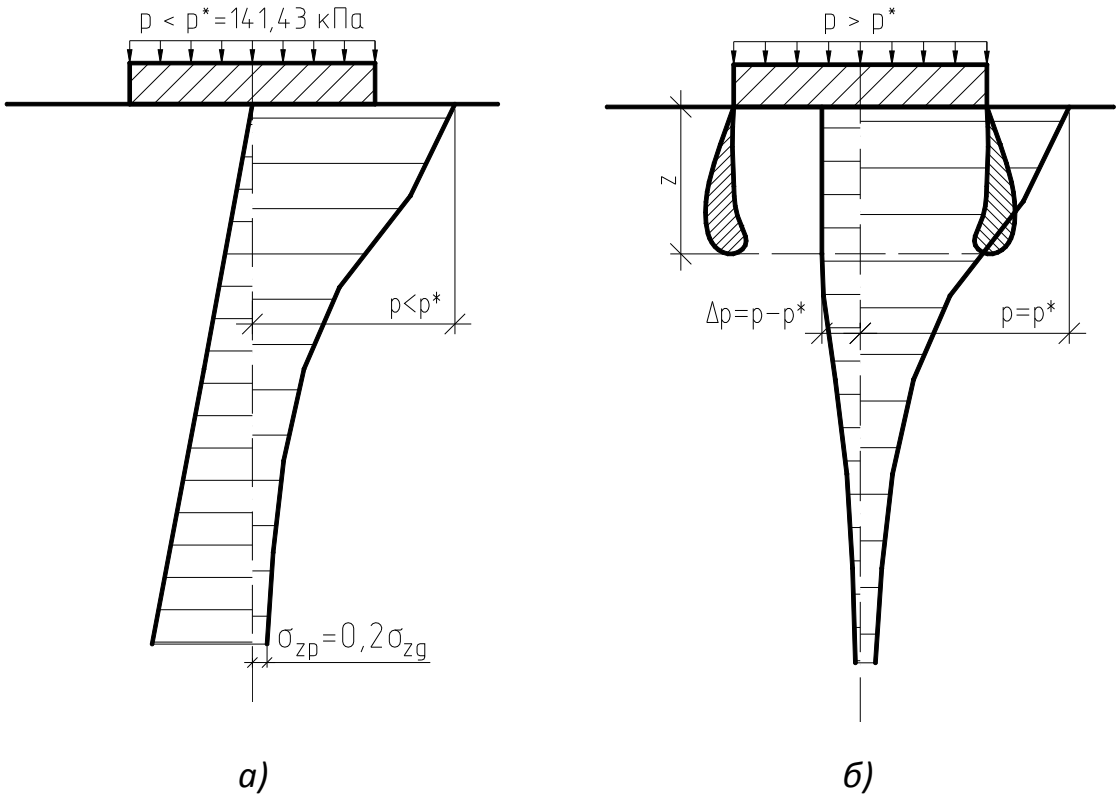


Рис. 1. Расчетная схема осадки: *а* – 1-ый участок, до появления пластических деформаций ($p \le p^*$); *б* – 2-ой участок, появление и развитие пластических деформаций ($p^* < p < p^{**}$)

Для анализа адекватности данного метода уточненного расчета осадок, были проведены исследования напряженно-деформированного состояния глинистого грунта естественной структуры загруженного жестким круглым штампом диаметром 2,4 метра. Экспериментальная площадка находилась в промышленной зоне в восточной части Ленинского района г. Тюмени. Значения физико-механических характеристик грунтов площадки представлены в табл. 1.

Таблица 1

Значения физико-механических характеристик грунтов площадки

Глубина взятия пробы, м	Физические свойства						Мех. свойства		
	Влажность естественная, д.ед	Число пластичности, д.ед	Показатель текучести	Плотность грунта, г/см³	Коэффициент пористости, д.ед	Степень влажности, д.ед	Модуль деформации штамповый, МПа	Угол внутреннего трения, °	Удельное сцепление, МПа
1,00–5,00	0,17–0,23	0,1–0,15	0,01–0,36	1,95–1,98	0,6–0,68	0,77–0,92	31,73	19,0–23,0	0,017–0,03

Нагрузка прикладывалась ступенями равной 86,85 кН на первой ступени и 93,45 кН на последующих ступенях. Штамповый модуль деформации определялся в результате штамповых испытаний в соответствии с ГОСТ [2] и составил $E_{шт}$ = 31,73 МПа. Осадка, рассчитанная методом послойного суммирования в соответствии со СНиП [6], при $p_{ср} = p^*$ составила 7,02 мм, при $p_{ср} = R$ составила 10,9 мм. Компрессионный модуль деформации определялся двумя способами: с учетом корректировочного коэффициента согласно региональным нормам [5] и коэффициента перехода О.И. Игнатовой [1]. В первом случае модуль деформации составил $E_к$ = 15,55 МПа, во втором – $E_к$ = 7,05 МПа. Осадка, рассчитанная по предлагаемой методике на основе комбинированного использования компрессионного и штампового модулей деформации, составила при $p_{ср} = p^*$, s = 7,02 мм, при $p_{ср} = R$, s = 15,66 мм (при $E_к$ = 15,55 МПа), $p_{ср} = R$, s = 21,61 мм (при $E_к$ = 7,05 МПа).

Для данных грунтовых условий и условий проведения эксперимента первое критическое давление определялось по формуле (1)

$$p^* = \frac{(\gamma h + cctg\varphi)\pi}{ctg\varphi + \varphi - \pi/2} + \gamma h = 141{,}43\text{кПа} \quad (1)$$

Расчетное сопротивление грунта определялось по формуле СНиП [5]:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k}\left[M_\gamma \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1)d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}\right] = \quad (2)$$

$$= 218{,}61\text{кПа}$$

Предельное давление на грунт рассчитывалось по формуле (3):

$$p^{**} = (\gamma h + c ctg\varphi)\frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi}e^{\pi tg\varphi} - c ctg\varphi = 370{,}87 \text{ кПа} \quad (3)$$

На основании расчетных и экспериментальных данных были получены эпюры развития вертикальных деформаций грунта по оси штампа (рис. 3).

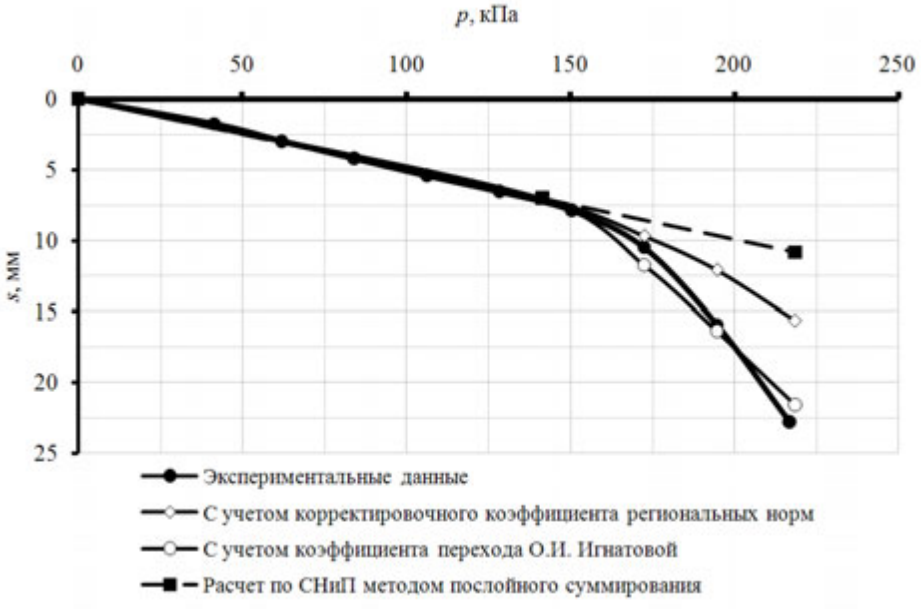


Рис. 2. График зависимости нагрузка – осадка

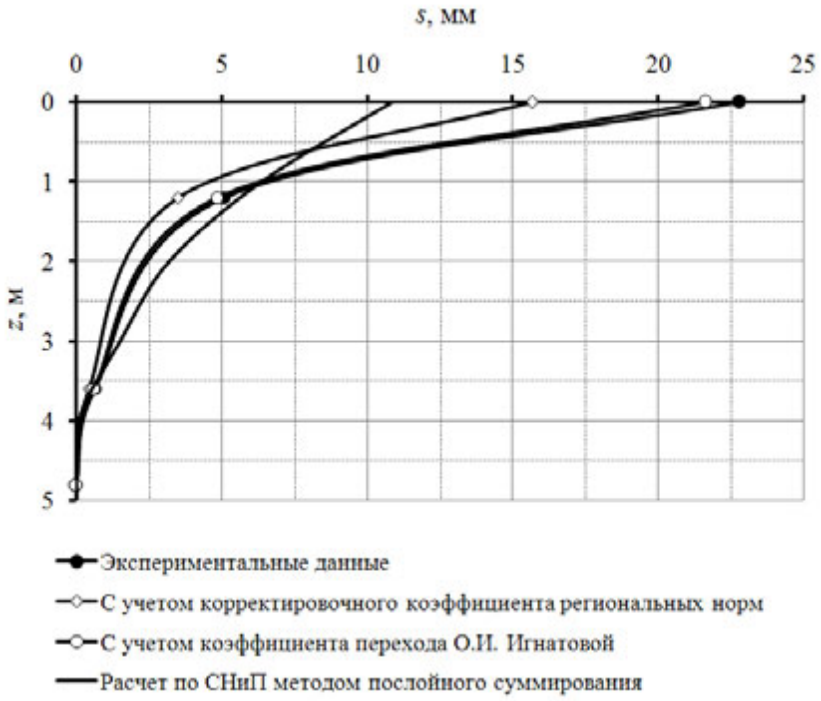


Рис. 3. Эпюры развития вертикальных деформаций грунта по оси штампа

Анализ результатов расчета и экспериментальных значений осадок в интервале нагрузок $p^{*} < p < p^{**}$ показывает, что разница значений осадок составила 5,2% – при расчете по предлагаемой методике с определением компрессионного модуля деформации с использованием коэффициента перехода О.И. Игнатовой; 31,3% – то же с использованием корректировочного коэффициента региональных норм; 52% – при расчете методом послойного суммирования в соответствии со СНиП.

Анализ послойных деформаций грунтового основания (рис. 3) позволяет говорить об адекватности предлагаемого метода расчета. Учет в расчете компрессионного модуля деформации в слое соответствующем глубине развития зон предельного состояния грунта позволяет получить зону больших и малых деформаций соответствующих реальной картине деформирования основания. Так, на глубине $h = 0{,}5D$ по экспериментальным данным сформировалось 77% осадки фундамента, по расчету с использованием корректировочного коэффициента региональных норм 78% осадки, по расчету с использованием коэффициента перехода О.И. Игнатовой 78% осадки, по расчету согласно СНиП 44% осадки.

Таким образом, предлагаемая методика уточненного расчета осадки фундаментов мелкого заложения на основе комбинированного использования компрессионного и штампового модулей деформации для слоев основания, работающих в различных условиях, позволяет с достаточной для инженерной практики точностью прогнозировать осадки в нелинейной области работы основания. Необходимо отметить, что расчет базируется на минимальном количестве исходных данных, определяемых стандартными инженерно-геологическими исследованиями.

При этом основным фактором, влияющим на точность прогноза осадки является степень адекватности определения основного штампового модуля деформации грунта.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Горбунов–Посадов М.И., Маликова Т.А., Соломин В.И.* Расчет конструкций на упругом основании. М.: Стройиздат, 1984.

2. ГОСТ 20276-99. Методы полевого определения характеристик прочности и деформируемости. 2000.

3. *Довнарович С.В.* Пределы применимости линейного расчета осадок фундаментов и предельные давления // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1994. №3. С. 16–20.

4. *Пронозин Я.А., Мельников Р.В.* Результаты экспериментально-теоретических исследований взаимодействия осесимметричного фундамента-оболочки с грунтовым основанием // Известия вузов. Строительство. 2010. №5. С. 114–119.

5. Рекомендации по определению значений модуля деформации грунтов по результатам компрессионных испытаний с использованием региональных корректировочных коэффициентов. Региональные нормативы градостроительного проектирования Томской области / Администрация Томской области. Томск: 2007. 22 с.

6. СНиП 2.02.01-83* Основания зданий и сооружений. М.: Госстрой России, ГУП ЦПП, 2002.

Я.А. Пронозин, Р.В. Мельников, Л.Р. Епифанцева

ИСПОЛЬЗОВАНИЕ МЕТОДОВ ФОТОГРАММЕТРИИ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ОБЛАСТЕЙ ПРЕДЕЛЬНОГО СОСТОЯНИЯ ГРУНТА

Тюменский государственный архитектурно-строительный университет

Предложен метод определения областей предельного состояния грунта основанный на методе фотограмметрии и выполнено его сравнение с теоретическими представлениями основанными на модели Мора-Кулона.

Критерием исчерпывания несущей способности основания обычно считается полное развитие областей, с предельным состоянием грунта приводящее к прогрессирующим (провальным) осадкам.

Для определения областей предельного состояния грунта были проведены экспериментальные исследования и произведено их сравнение с теоретическими представлениями, основанными на модели Мора-Кулона, определенными в программе Plaxis 8.x (рис. 2).

Экспериментальным методом определения областей предельного состояния грунта являлся метод фотограмметрии. Методика его проведения была дополнена и подробно описана О.В. Ашихминым [1].

Эксперимент проводился в специально сконструированном лотке, имитирующем условия осесимметричной задачи (рис. 1). Лоток представлял собой отсеченную диаметральной плоскостью половину цилиндра, при этом диаметральная стенка лотка выполнена из прозрачного оргстекла, позволяющего производить визуальный и инструментальный контроль деформаций основания методом «фотофиксации».

В эксперименте в качестве грунтового основания использовался мягкопластичный суглинок нарушенной структуры (табл. 1). В плане штамп представлял собой половину круга диаметром 150 мм, что диктовалось условиями проведения эксперимента.

Таблица 1

Физико-механические характеристики грунта

Физические характеристики						Мех. характеристики		
Влажность естественная w, д.ед	Число пластичности Ip, д.ед	Показатель текучести Il	Плотность грунта ρ, г/см^3	Коэффициент пористости e, д.ед.	Степень влажности Sr, д. ед.	Модуль деформации *E*, МПа	Угол внутреннего трения ф, °	Удельное сцепление *c*, МПа
0,28–0,30	0,15	0,60–0,67	1,89–1,94	0,8–0,87	0,94–0,96	7,8–8,1	16,4–18	0,019–0,021

Рис. 1. Экспериментальная установка

Для измерения деформаций на боковой поверхности грунта за прозрачной стенкой лотка формировалась сетка из марок, расположенных с определенным шагом. На каждой ступени нагружения производилась фотосъемка. Затем фотографии попарно обрабатывались программами, ос-

нованными на обработке цифровых изображений (image processing), в результате чего получались значения перемещений частиц грунта.

Нагружение модели проводилось штоком установленным в точке центра тяжести сечения штампа в плане. Осадки штампов измерялись при помощи двух прогибомеров 6ПАО установленных на реперной системе, величина продавливания моделей штампов превышала 40 мм. Каждый опыт повторялся трижды. Процесс испытания проходил в соответствии с нормами ГОСТ 20276-99.

В целях изучения зон пластических деформаций при погружении жесткого штампа были получены теоретические значения предельного давления для основания, и расчетное сопротивление грунта по формулам:

- начальное критическое давление на грунт для круглого фундамента определялось по формуле [3]:

$$p^* = \left(1 + \frac{\sin\varphi}{M_0}\right) \cdot \gamma \cdot h + \frac{\cos\varphi}{M_0} \cdot c = B_0 \cdot \gamma \cdot h + D_0 \cdot c = 107{,}84\,\text{кПа}$$

- расчетное сопротивление грунта определялось по формуле СНиП 2.02.01–83*:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k}\left[M_\gamma \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + \left(M_q - 1\right) \cdot d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}\right] = 114{,}54\,\text{кПа}$$

- предельное критическое давление на грунт определялось по формуле [32]:

$$p^{**} = \left(\gamma \cdot h + c \cdot ctg\varphi\right)\frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi} \cdot e^{\pi tg\varphi} - c \cdot ctg\varphi = 246{,}76\ \text{кПа}$$

Программой проведения эксперимента предусматривалось определение вертикальных $w(z,r)$, горизонтальных $v(r,z)$ и полных деформаций $\Delta(z,r) = \sqrt{w(z,r)^2 + v(r,z)^2}$ грунта. Деформации грунта находились как разница между изменившимся геометрическим положением марок в плоскости смотрового окна и их начальным расположением.

Параметры деформированного состояния грунтового основания определялись по изолиниям вертикальных $w(z,r)$ и горизонтальных $v(r,z)$ перемещений.

Основой для нахождения горизонтальных ε_r и вертикальных ε_z относительных деформаций и углов сдвига γ_{rz} в наблюдаемой плоскости был принят метод сеток подробно описанный в работе [2].

Параметры напряженного состояния определялись по линейным и сдвиговым относительным деформациям с применением модуля деформации грунта. В качестве метода обработки эксперимента был принят метод сеток [2], где в качестве узлов сетки принимались грунтовые марки.

На основании закона Гука деформации в уравнении, выражающем условие сплошности материала, могут быть выражены через напряжения:

$$\varepsilon_r = \frac{1}{E}\left(\sigma_r - \mu \cdot \sigma_z\right),\ \varepsilon_z = \frac{1}{E}\left(\sigma_z - \mu \cdot \sigma_r\right),\ \gamma_{rz} = \frac{\tau_{rz}}{G} = \frac{2\left(1+\mu\right)}{E}\tau_{rz}.$$

Используя заданный модуль деформации, основные компоненты напряженного состояния грунтового основания вычислялись следующим образом:

$$\sigma_z = \varepsilon_z \cdot E + \mu \cdot \sigma_r; \quad \sigma_r = \frac{\varepsilon_r \cdot E + \mu \cdot E \cdot \varepsilon_z}{1-\mu^2}; \quad \tau_{rz} = \gamma_{rz} \cdot G, \tag{1}$$

где ε_z – относительные линейные деформации, вдоль оси *z*, найденные экспериментально, ε_r – относительные линейные деформации, вдоль оси *r*, найденные экспериментально, γ_{rz} – углы сдвига, найденные экспериментально, E – модуль деформации грунта, $G = \frac{2\left(1+\mu\right)}{E}$ – модуль сдвига грунта, μ – коэффициент Пуассона грунта.

Для определения областей предельного состояния использовалась формула [3]:

$$\sin^2\varphi = \frac{(\sigma_r - \sigma_z)^2 + 4\tau_{rz}^2}{(\sigma_r + \sigma_z + 2 \cdot c \cdot ctg\varphi)^2}, \tag{2}$$

где σ_r – нормальные напряжения в грунте по оси *r* (1), σ_z – нормальные напряжения в грунте по оси *z* (1), τ_{rz} – касательные напряжения в грунте (1), c – удельное сцепление грунта, φ – угол внутреннего трения грунта.

Условием появления областей предельного состояния грунта является превышение значений правой части формулы (2) над левой.

Развитие областей предельного состояния грунта для основания, нагруженного жестким штампом, отличаются от классических представлений механики грунтов из-за возникновения «дополнительной» области пластических деформаций (рис. 2), что, однако хорошо согласуется с экспериментальными данными ряда авторов [4, 5, 6].

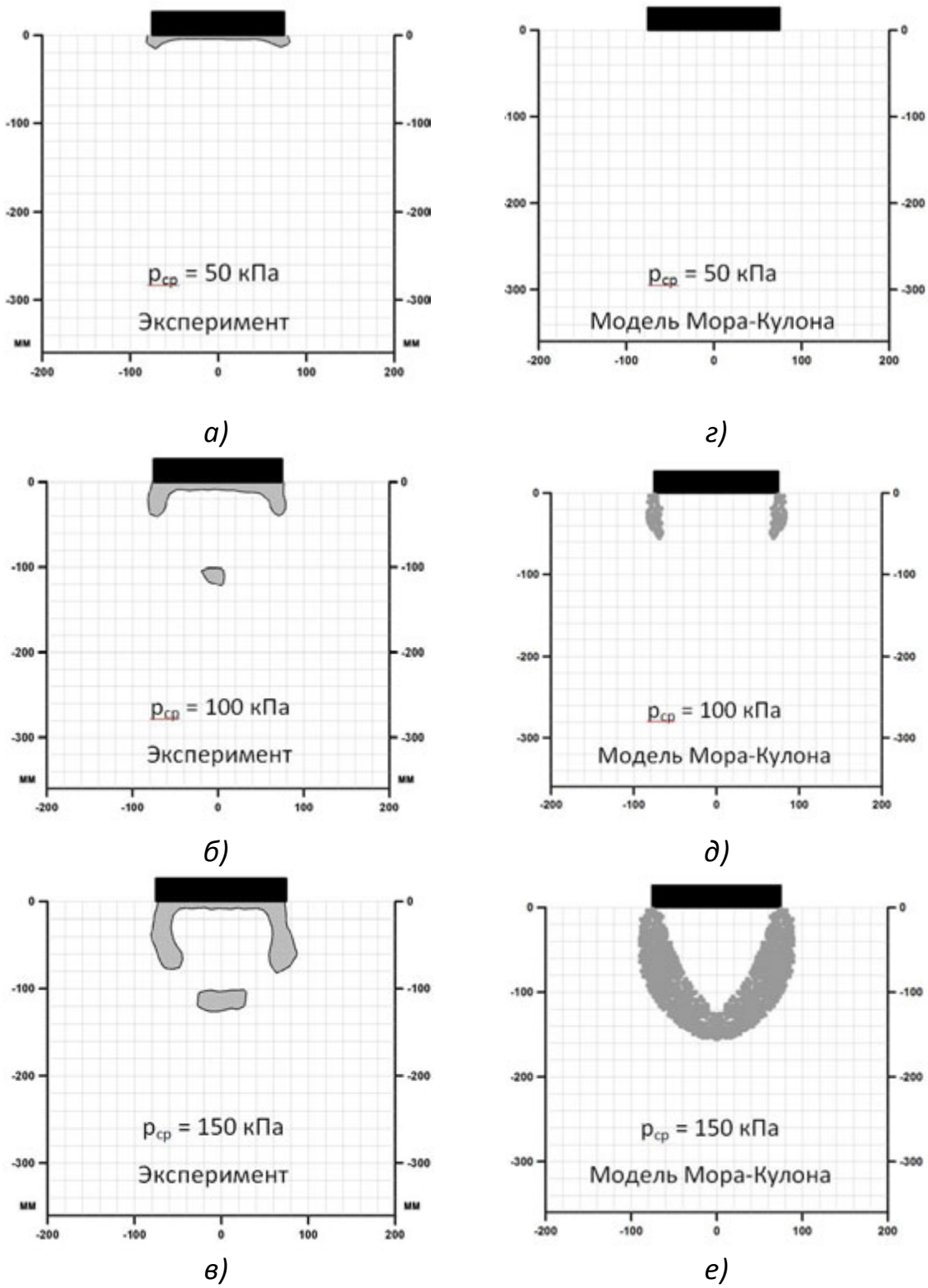


Рис. 2. Развитие зон предельного состояния грунта круглого штампа при среднем давлении: *а*, *г* — при $p_{ср}$ = 50 кПа; *б*, *д* — при $p_{ср}$ = 100 кПа; *в*, *е* — при $p_{ср}$ = 150 кПа

Согласно эксперимента, на начальных ступенях нагружения, области предельных состояний возникают под краями штампа (рис. 2, *а*), тогда как при тех же нагрузках теоретические зоны пластических деформаций, практически отсутствуют (рис. 2, *г*). Это связано, по всей видимости, с нарушенной структурой суглинка не имеющей структурной прочности.

С ростом нагрузки 30<*p*<100 происходит развитие областей под краями штампа на глубину 0,3*D* и появляется «дополнительная» область пластических деформаций под центром штампа на глубине 0,67D-0,8D шириной 0,3*D* (рис. 2, *б*). Появление данной области согласуется с результатами, полученными М.В. Малышевым [4]. Причиной зарождения этой изолированной области является наличие под штампом уплотненного ядра, у вершины которого происходит локальное разрушение. Согласно теоретическому расчету зоны пластических деформаций формируются только под краями штампа, но на глубину 0,6*D* (рис. 2, *д*). Кроме этого в эксперименте зафиксировано появление предельного состояния в контактной зоне основания, что также связано с отсутствием структурной прочности грунта, имеющего нарушенную структуру.

По мере дальнейшего нагружения штампа сформировавшееся уплотненное ядро внедряется в основание, вследствие чего области предельных состояний стремятся соединиться (рис. 2, *в*). При значении давления $p_{ср}$=150кПа, теоретическая зона пластических деформаций охватила уплотненное клиновидное ядро (рис. 2, *е*), что говорит о наступлении предельного состояния грунта. В условиях эксперимента, при $p_{ср} \leq 150$ кПа зоны предельного состояния увеличились, однако не сомкнулись и потери устойчивости основания не произошло. Провальные деформации основания жесткого штампа, соответствующие осадке $s > 60$ мм, наступили при среднем давлении на основание $p_{ср} = 200$ кПа

Выполненные экспериментально-теоретические исследования позволяют сделать следующие выводы:

1. Метод фотограмметрии в совокупности с классическими расчетными представлениями, принятыми в механике грунтов, позволяют качественно и количественно изучить образование и развитие зон предельного состояния грунта;

2. Области предельного состояния грунта по экспериментальным данным в целом соответствуют теоретическим представлениям, однако отличаются следующим:

а. Наличием «дополнительной» зоны предельного состояния по центру штампа на глубине 0,67D-0,8D;

б. Наличием зоны предельного состояния грунта непосредствен-но в контактной зоне;

в. Меньшей интенсивностью развития зон предельного состоя-ния под краями штампа.

3. Реальный грунт имеет больший резерв несущей способности относительно расчетной модели. В ходе эксперимента грунт не достиг предельного состояния по прочности, что свидетельствует о локальном характере его разрушения, тогда как по теоретическому расчету предельное состояние зафиксировано при среднем давлении равной 0,6 p^{**}.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК:

1. *Ашихмин О.В.* Взаимодействие плитно-ребристых фундаментов на свайных опорах с глинистым грунтом основания: автореф. дис. … канд. техн. наук: 05.23.02. ТюмГАСУ, Тюмень, 2008. 24 с.

2. *Чуватов В.В.* Расчет пластинок на прочность и устойчивость методом сеток. Издание УПИ Свердловск, 1972.

3. *Егоров К.Е., Финаева Т.И.* Начальная критическая нагрузка на грунт в случае круглого фундамента // Основания, фундамен-ты и механика грунтов. 1984. №6. С. 26–27.

4. *Елизаров С.А., Малышев М.В.* Критерии несущей способности и различные фазы деформирования основания // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1993. №4. С. 2–5.

5. *Chen, Wai-Fah*. Limit Analysis and Soil Plasticity / by Wai-Fah Chen. p. cm. Reprint. Originally published: Amsterdam :Elsever, 1975. J. Ross Publish-ing Classics Series. EngineeringPro collection. 2007. P. 638.

6. *Довнарович С.В.* Пределы применимости линейного расчета осадок фундаментов и предельные давления // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1994. №3. С. 16–20.

В.А. Пшеничкина

ОЦЕНКА РИСКА СТРОИТЕЛЬНЫХ ОБЪЕКТОВ ПРИ СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Изложена методика расчета полного сейсмического риска с учетом сейсмической опасности территории и уязвимости зданий и сооружений. Приведена оценка уровня риска сейсмостойких зданий исходя из требований существующих норм.

Природные катастрофы сопровождаются обрушением зданий и сооружений, и в связи с этим гибелью людей, приносят огромные материальные убытки и являются одним из серьезных дестабилизирующих факторов, препятствующих устойчивому развитию [1]. Метод предельных состояний теоретически обеспечивает необходимую безопасность строительных конструкций и, следовательно, населения и окружающей среды, однако, он не позволяет оценить фактическую величину надежности проектируемых конструкций. По ориентировочным оценкам специалистов [2], вероятность отказа зданий и сооружений составляет, примерно 10^{-3} для предельных состояний второй группы и 10^{-5} для состояний с катастрофическими последствиями.

В действительности вероятность катастрофических отказов на 1–2 порядка выше, особенно в зонах развития техноприродных ЧС, где даже небольшие по интенсивности воздействия практически мгновенно выявляют все упущения инженерных изысканий, проектных решений и дефекты строительства.

Для реального обеспечения надежности строительных объектов и безопасности населения необходимо переходить на новые вероятностные методы нормирования надежности с использованием показателей риска. Это позволяет с единых позиций и в прямом виде учитывать социальные, экономические и экологические последствия опасностей любого характера. Требуемая устойчивость объектов строительства и территорий определяется при таком подходе исходя из нормативного или законодательно установленных значений допустимого (приемлемого) риска.

Среди всех видов природных воздействий наибольшие потери в крупных городах приносят землетрясения. В настоящее время разработана

детерминистическая методика оценки надежности зданий и сооружений почти всех основных видов: каменных, крупноблочных, каркасных и крупнопанельных зданий с учетом сейсмических воздействий в пределах упругости.

С точки зрения вероятностной теории надежности строительных конструкций методика детерминистического расчета содержит существенные условности.

- Сейсмическое воздействие является ярко выраженным случайным процессом, характеристики которого имеют существенный разброс значений: амплитуда, спектральный состав, время наступления землетрясения и его продолжительность. При детерминистическом подходе рассматривается только пределы изменения интенсивности максимальных ускорений в зависимости от балльности. Например, из Международной шкалы сейсмичности MSK-64 ускорение меняется в пределах: 50–100, 100–200, 200–400 см/с^2, соответственно для сейсмичности 7, 8 и 9 баллов.
- Не может быть учтена взаимная корреляция между компонентами сейсмического воздействия, а также корреляция обобщенных координат. Вместе с тем, как показывают исследования, при определенных условиях фактор корреляции может изменить величину расчетной сейсмической нагрузки на 30–50%.
- В рамках детерминистической теории нельзя корректно решить вопрос выбора расчетной акселерограммы землетрясения.

Указанные условности вполне возможно устранить учетом вероятностной природы сейсмических воздействий.

Решение задачи сейсмостойкости прямым методом вероятностного расчета предполагает получение вероятностных характеристик и функций распределения деформаций или силового фактора (изгибающего момента, поперечной или продольной силы, напряжения) для каждого k-го сечения рассматриваемой конструкции F_k. Достижение параметром F_k своего допустимого предельного значения R_k^* будет означать наступление отказа рассматриваемой системы, а вероятность

$$P_{Sk} = P\left(F_k < R_k^*\right) \tag{1}$$

является показателем надежности системы.

В формуле (1) P_{Sk} – интегральное распределение.

Однако, прямой метод оценки надежности сейсмостойких зданий не нашел широкого применения в инженерной практике, что связано прежде всего с отсутствием достаточно разработанных методик вероятностного расчета и сложностью вычислительного характера, особенно для пространственных моделей зданий и сооружений.

Поэтому на данном этапе вероятностная методика расчета сводится к определению расчетного максимального ускорения грунта с учетом имеющейся информации о распределении вероятностей кинематических параметров сейсмических колебаний почвы – интегрального распределения вероятностей максимальных по времени ускорения, скорости, перемещения грунта, построенных для каждой сейсмичности *I* площадки строительства в баллах, в соответствии с данными шкалы сейсмичности MSK-64.

Критерием наступления отказа в *k*-м сечении (*k*-й точке) рассматриваемого элемента конструкции здания или сооружения является максимальное по времени значение колебаний грунта: ускорения $a = a_k^*$, скорости $v = v_k^*$, перемещения $d = d_k^*$. То есть, в случае достижение максимальным ускорением грунта предельного значения, уязвимость конструкций здания равна 1 (или 100%).

В зависимости от вида расчетной модели показатель надежности здания или сооружения без учета срока эксплуатации можно определить как

$$P_a\left(a_k^* \middle| I\right) = P_I\left(a < a_k^*\right);\ P_v\left(v_k^* \middle| I\right) = P_I\left(v < v_k^*\right);\ P_d\left(d_k^* \middle| I\right) = P_I\left(d < d_k^*\right). \qquad (2)$$

Вероятность безотказной работы строительных конструкций в течение срока эксплуатации находятся по формулам:

$$P_k\left(a_k^*, T, I\right) = e^{-\frac{\left(1 - P\left(a_k^* \middle| I\right)\right)T}{\Lambda_I}},\ P_k\left(v_k^*, T, I\right) = e^{-\frac{\left(1 - P\left(v_k^* \middle| I\right)\right)T}{\Lambda_I}},$$

$$P_k\left(d_k^*, T, I\right) = e^{-\frac{\left(1 - P\left(d_k^* \middle| I\right)\right)T}{\Lambda_I}}, \qquad (3)$$

где *T* – срок службы (в годах) здания или сооружения; Λ_I – средний период повторяемости землетрясений с интенсивностью *I*, равной сейсмичности площадки строительства

Данная методика применима для простейших случаев расчетной схемы здания или сооружения – системы с одной степенью свободы.

Что касается многомассовых систем, а особенно пространственных, вопросы оценки их сейсмической надежности в настоящее время остаются малоизученными. Вместе с тем, реальные строительные объекты под действием сейсмических нагрузок работают как пространственные системы, и их расчет проводится с использованием пространственных расчетных схем, как правило, на основе МКЭ. Применение пространственных динамических моделей сооружений требует применения пространственных моделей сейсмических воздействий. Для таких систем зависимости (2) и (3) непосредственно применять нельзя.

Нагрузки, действующие на строительные конструкции, непрерывно меняются во времени по некоторым случайным законам. При расчете конструкций основной интерес представляют перегрузки, т.е. превышения нагрузкой или комбинацией нескольких нагрузок некоторого допустимого уровня, и вероятность появления этих перегрузок в течение заданного срока.

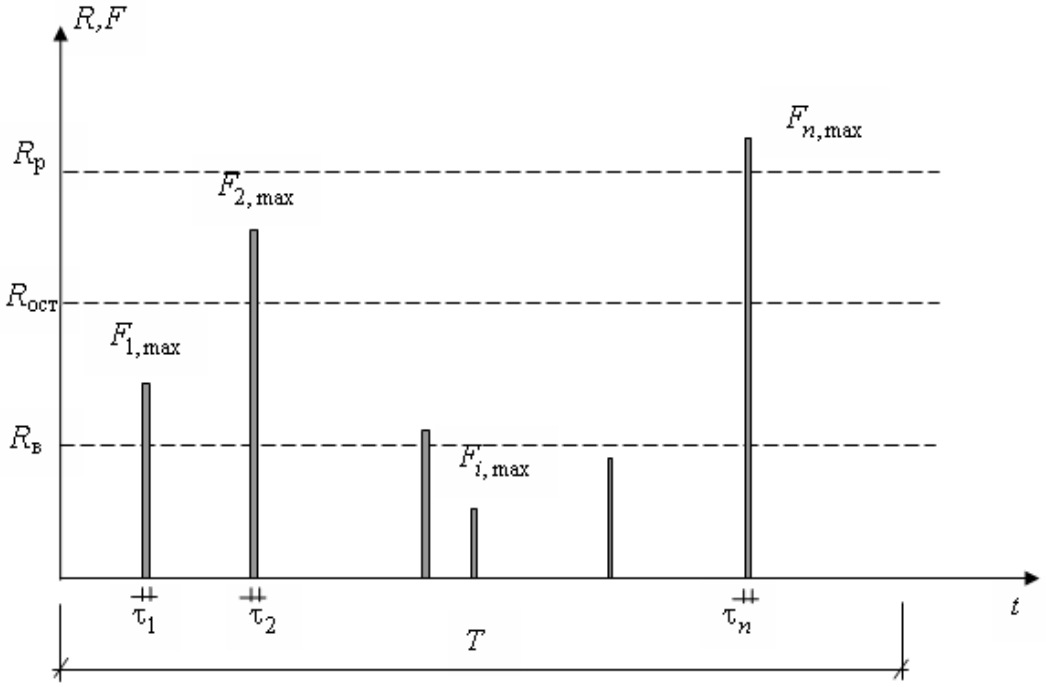


Рис. 1. Схема реализации сейсмических нагрузок различной интенсивности за время Т

Модель надежности при расчете конструкций, находящихся под действием кратковременных нестационарных нагрузок с высоким уровнем интенсивности (сейсмические, взрывные) представлена на рис.1. Как правило, при таких нагрузках вопрос о накоплении повреждений не рассматривается. Сейсмические нагрузки представляют собой поток событий

(землетрясений) со случайными значениями времени появления t_i, продолжительности действия τ_i и максимальной интенсивности $a_{i,max}$. На рис.1 приняты следующие обозначения: $R_р$ соответствует полному разрушению, $R_{ост}$ – появлению первых макроскопических остаточных деформаций, $R_в$ – пределу выносливости. Задача состоит в отыскании вероятности хотя бы однократного достижения опасных состояний при реализации такого случайного процесса за срок службы сооружения T.

Для определения условной вероятности хотя бы однократного достижения реакции сооружения опасных состояний при реализации сейсмических нагрузок используется математический аппарат теории выбросов. Так как средний период повторяемости землетрясения высокой интенсивности значительно превышает плановый срок службы сооружения (отказы могут считаться независимыми случайными событиями), в основу расчета на безопасность положена вероятностная модель редких событий.

Вероятность того, что в течение времени t силовой фактор $\tilde{F}(t)$ хотя бы один раз превысит значение $R_р$, равна

$$P\left(F > R_р \middle| t\right) = 1 - \exp\left[-\int_0^t \bar{U}\left(R_р\right) d\tau\right], \tag{4}$$

Среднее число выбросов $\bar{U}\left(R_р\right)$ за уровень $R_р$ вычисляется по формуле

$$\bar{U}\left(R_р\right) = \frac{1}{2\pi}\sqrt{\frac{D_{\dot{F}}}{D_F}}\, e^{-\frac{\left(R_р - m_F\right)^2}{2D_F}}. \tag{5}$$

$$T_e = 2\pi\sqrt{\frac{D_{\dot{F}}}{D_F}} = T_e = 2\pi\left[\frac{\int_0^\infty S_F(\omega)\, d\omega}{\int_0^\infty \omega^2 S_F(\omega)\, d\omega}\right]^{1/2} - \tag{6}$$

эффективный период процесса.

В тех случаях, когда учитывается случайны разброс прочности материала, уровень $R_р$ сам рассматривается как случайная величина с плотностью вероятности $p(R_р)$ в интервале возможных значений $R_{р1} < R_р < R_{р2}$. В этом случае среднее число выбросов $\bar{U}\left(R_р\right)$, вычисляемое по формуле (5), следует рассматривать как условную вероятность этого события при воз-

можном $R_р$. Если процесс $\tilde{F}(t)$ нормальный и случайная величина $R_р$ также распределена по нормальному закону, тогда

$$\bar{U} = \frac{1}{2\pi}\sqrt{\frac{D_{\dot{F}}}{D_F + D_{R_р}}} \cdot e^{-\frac{\left(m_{R_р} - m_F\right)^2}{2\left(D_F + D_{R_р}\right)}}. \quad (7)$$

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

Величина сейсмической опасности района строительства как вероятность превышения расчетного землетрясения в течение *T* хотя бы один раз вычисляется по закону Пуассона с постоянной интенсивностью

$$H(T) = 1 - \exp(-\Lambda_I T). \quad (8)$$

Полный сейсмический риск равен произведению вероятностей (4) и (8)

$$H_{seism}(R_p, T) = P\left(F > R_р \middle| t\right) H(T) = \left\{1 - \exp\left[-\int_0^t U(R_р, \tau)\right]\right\}\left[1 - \exp(-\Lambda T)\right] \quad (9)$$

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

$$P^* = P\left(F > R_р \middle| t\right)\left[1 - \exp(-\Lambda T)\right]. \quad (10)$$

Целесообразные уровень надежности конструкций устанавливается на основании анализа работы и уровня надежности существующих и ранее существовавших конструкций, последствий землетрясений (имевших место и моделируемых), а также эффективности использования материальных ресурсов для наилучшего удовлетворения экономических потребностей и требований безопасности. Следует учитывать, что расчетные значения постоянных и временных нагрузок, а также прочности материалов по существующим нормам проектирования имеют обеспеченность не менее трех стандартов (P_f = 0,00135; β = 3,0) для всех видов конструкций. Согласно [3], при вероятностных расчетах в первом приближении можно принимать: для сооружений с неэкономической ответственностью P^* = 0,00025,

$\beta = 3{,}5$; с экономической ответственностью $P^* = 0{,}0062$, $\beta = 2{,}5$. В то же время обеспеченность расчетного значения сейсмической нагрузки, а соответственно, реакции на нее конструкции, составляет всего 1 стандарт (уязвимость $P_f = 0{,}159$). Тогда полный сейсмический риск с учетом опасности территории составляет: для зданий массового строительства $P^* = 0{,}0159$, $\beta = 2{,}16$; для зданий повышенной ответственности $P^* = 0{,}00799$, $\beta = 2{,}41$; для особо ответственных зданий и сооружений $P^* = 0{,}00159$, $\beta = 2{,}95$. Это достаточно высокий уровень риска для сооружений с неэкономической ответственностью.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Осипов В.И*. Управление природными рисками // Вестник российской академии наук. 2002, Т 72, №8. С. 678–686.

2. *Булгаков С.Н., Тамразян А.Г., Рахман И.А., Степанов А.Ю.* Снижение рисков в строительстве при чрезвычайных ситуациях природного и техногенного характера. М.: МАКСПресс, 2004. 304 с.

3. *Райзер В.Д.* Расчет и нормирование надежности строительных конструкций. М.: Стройиздат, 1995. 352 с.

М.Р. Тимофеев

АНАЛИЗ ОТКЛОНЕНИЙ ОТ ПЛОСКОЙ ФОРМЫ СТЕНОК КОРОБЧАТОГО ПРОЛЕТНОГО СТРОЕНИЯ МОСТА ЧЕРЕЗ Р. КАМУ В Г. ПЕРМИ В ПРОЦЕССЕ НАДВИЖКИ

ООО «НПЛ ТРАНСМОСТ»

При проведении работ по инженерному сопровождению строительства второй очереди моста через р. Каму в г. Перми (проект мостового перехода разработан ОАО «Гипротрансмост», проект надвижки руслового пролетного строения – ОАО «Институт Гипростроймост», генподрядчик строительства – ЗАО «Уралмостострой» Мостоотряд 123, завод-изготовитель металлоконструкций – ЗАО «Курганстальмост») на этапах сборки и надвижки пролетного строения (ПС) осуществлялся сбор данных о параметрах начальных погибей вертикальных стенок коробчатого сечения ПС и изменениях погибей в процессе надвижки.

Цель работы – анализ влияния погибей на напряженно-деформированное состояние участков ПС, расположенных в зоне влияния накаточных устройств, и прогноз прогибов консольных свесов плетей ПС,

надвигаемых с двух сторон моста с их замыканием навесу (без промежуточной опоры).

Неразрезное пролетное строение запроектировано по схеме (93,7+126+126+126+147+126+126+93,7) м. Поперечное сечение приведено на рис. 1.

Монтаж ПС осуществлялся методом конвейерно-тыловой сборки одновременно с двух берегов. Длина левобережной плети – 546,2 м, правобережной – 420,2 м. Замыкание пролетного строения осуществлялось в середине пролета длиной 147 м.

Монтаж выполнялся в период с августа 2006 г. по май 2008 г., в т.ч. надвижка – с сентября 2006 г. по май 2007 г.

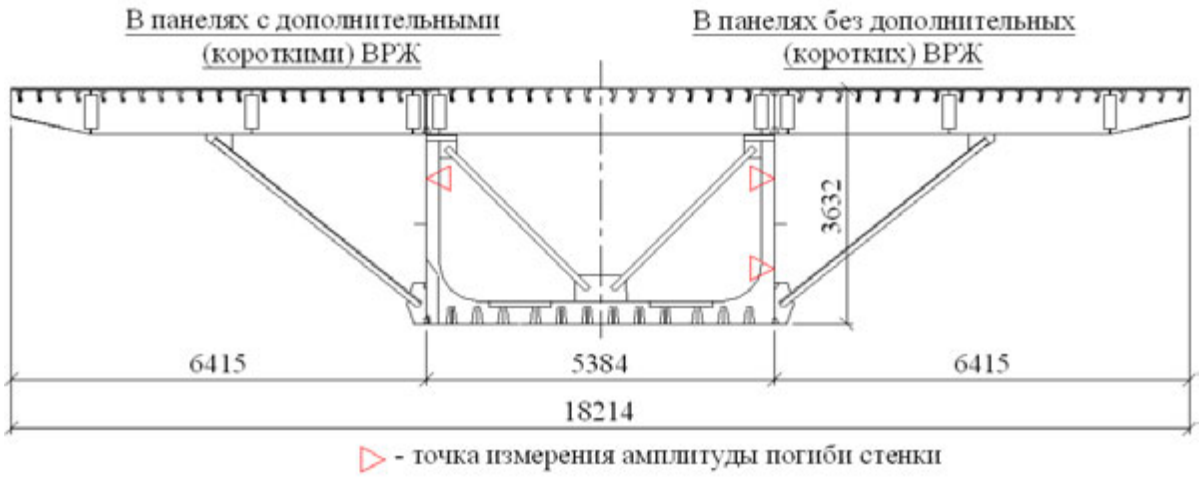


Рис. 1. Поперечное сечение пролетного строения
и места измерения амплитуд погибей

1. Результаты анализа начальных погибей

Форма погибей определялась выборочно в нескольких панелях ПС.

Амплитуды погибей измерялись (рис. 1): в панелях с дополнительными короткими вертикальными ребрами жесткости (ВРЖ) – посередине верхнего яруса стенки, в панелях без дополнительных ВРЖ – в двух точках по высоте стенки. Измерения выполнялись штангенциркулем с использованием специально изготовленного металлического шаблона. Значения амплитуд наносились на схему ПС (пример одного из промеров на блоке №3 правобережной плети показан на рис. 2).

Рис. 2. Результаты измерения амплитуд погибей,
нанесенные на схему блока

В общей сложности было исследовано 1276 панелей стенок шириной 1,5 м, в т.ч. 255 панелей без коротких ВРЖ.

Наиболее подробно, практически пошагово, исследовались блоки Б1–Б4 (длиной по 21 м) обеих плетей с целью получения информации, необходимой для последующего прогноза ситуации к моменту замыкания плетей ПС навесу. Кроме того, выполнялись измерения погибей блоков Б5–Б8 на отдельных промежуточных этапах надвижки.

Амплитуды начальных погибей f_0 измерялись во всех панелях. Они группировались в зависимости от толщины стенки t_w и знака погиби. Определялись безразмерные параметры $e_0 = f_0/t_w$ с учетом знака f_0 (здесь и далее $f_j > 0$ – при погиби, обращенной внутрь короба; $f_j < 0$ – при погиби, обращенной наружу). Значения e_0 объединялись в группы с шагом 0,1 (при $/e_0/ < 0{,}001$ условно принято $e_0 = 0$) и строились кривые распределения $e_0(n)$, где n – значение повторяемости e_0 в долях единицы.

Распределение начальных относительных амплитуд $e_0 = f_0/t_w$ представлено на рис. 3, 4.

Для верхних частей стенок при $t_w = 16$ мм и 20 мм плотность вероятности распределения $e_0(n)$ близка к нормальному распределению. С уменьшением толщины стенки сохраняется некоторое подобие нормаль-

ному распределению с большим количеством локальных пиков, при этом существенно увеличиваются асимметрия или квадратичное отклонение.

Для нижних частей стенок при всех исследованных толщинах (12, 14, 16 мм) распределение $e_0(n)$ близко к нормальному.

В табл. 1 приведено распределение начальных погибей по их направлению внутрь или наружу короба. Как видно, погиби преимущественно направлены внутрь короба, т.е. к центру «кривизны» оболочки.

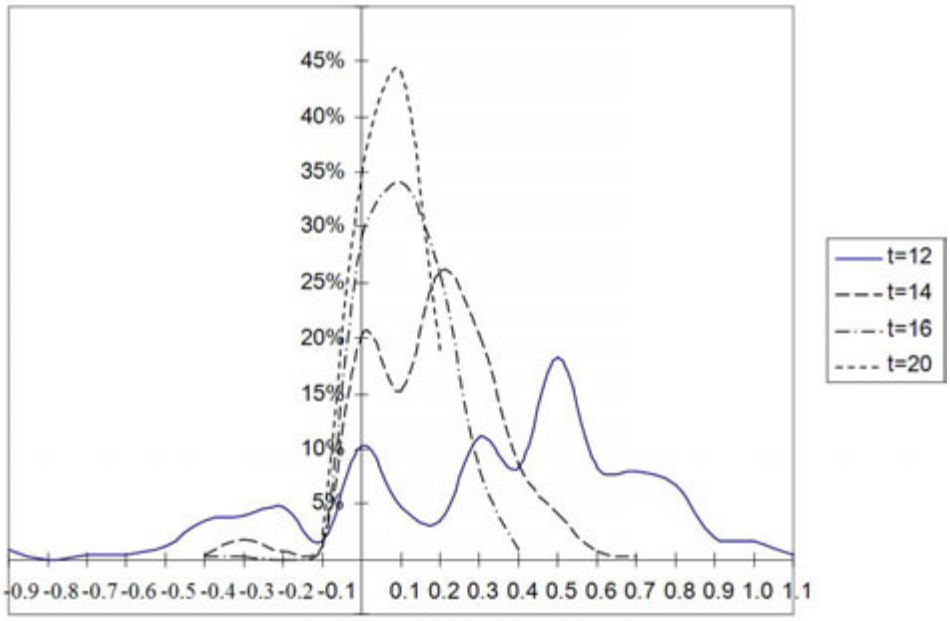


Рис. 3. Распределение начальных амплитуд верхних участков стенок

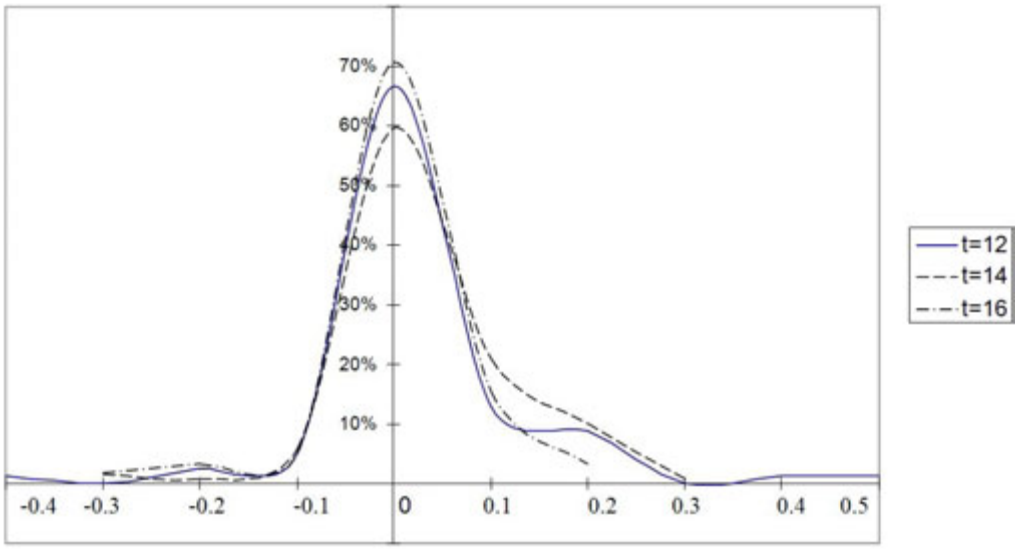


Рис. 4. Распределение начальных амплитуд нижних участков стенок

Также из табл. 1 видно, что на верхних участках стенок с уменьшением толщины возрастает доля стенок с начальными погибями. В то же время не выявлена зависимость между толщиной стенки и долей ненулевых амплитуд погибей нижних участков стенок.

Таблица 1

Распределение начальных погибей f_0 по их направлениям

Толщина стенки t_w, мм	$f_0 < 0$	$f_0 = 0$	$f_0 > 0$
Верхние участки стенок			
12	16,67%	10,32%	73,02%
14	4,25%	20,33%	75,42%
16	1,86%	29,19%	68,94%
20	2,33%	34,88%	62,79%
Нижние участки стенок			
12	8,97%	66,67%	24,36%
14	8,40%	59,66%	31,93%
16	10,34%	70,69%	18,97%

Примечание: $f_0 > 0$ – при погиби, обращенной внутрь короба; $f_0 < 0$ – при погиби, обращенной наружу.

Что же касается e_0, то на всех участках стенок прослеживается зависимость: меньшим толщинам стенок соответствуют большие значения e_0. Так диапазон e_0 верхних участков составляет при $t_w = 12$ мм – от –0,833 до 1,042; при $t_w = 14$ мм – от –0,357 до 0,643; при $t_w = 16$ мм – от – 0,325 до 0,375; при $t_w = 20$ мм – от –0,05 до 0,14. То же, нижних участков: при $t_w = 12$ мм – от –0,42 до 0,42; при $t_w = 14$ мм – от –0,21 до 0,29; при $t_w = 16$ мм – от –0,25 до 0,156.

2. Характер изменения погиби в процессе надвижки

В процессе надвижки отмечено подобие формы погиби стенки на i-м этапе ϖ форме начальной погиби ϖ_0. На основании этого выполнялись измерения только амплитуд полного прогиба f.

Амплитуда полного прогиба f участка стенки на i-м этапе надвижки есть сумма начальной f_0 и дополнительной f_a амплитуд. В свою очередь, дополнительная амплитуда f_a состоит из двух частей: f_1 – условно остаточной (оставшейся к моменту завершения монтажа) и f_2 – условно упругой,

определяемой как $f_2 = f - (f_0 + f_1)$. В соответствии с этим вычислялись безразмерные параметры $e_j = f_j/t_w$.

Измерения амплитуд проводились на блоках Б1–Б8.

На величину амплитуды влияло положение сечения в момент измерения с соответствующим ему напряженно-деформированным состоянием (НДС) стенки. Максимальные амплитуды фиксировались на промежуточных этапах надвижки. В положении сечения, соответствующем проектному, амплитуды уменьшались.

Поскольку определение начальных напряжений вызывает затруднения, они, как обычно, приняты пренебрежимо малыми.

Диапазон максимальных зафиксированных относительных суммарных амплитуд $e = e_0 + e_a$ в процессе монтажа составил:

<u>на верхних участках стенок (в т.ч. стенок без дополнительных ВРЖ):</u>

- t_w = 14 мм – от –0,29 до 0,54; превышение диапазона e_0 (–0,26…0,36) составляет от -11,5% до 50%;
- t_w = 16 мм – от –0,33 до 0,44; превышение диапазона e_0 (–0,33…0,31) составляет от -0% до 33,3%;
- t_w = 20мм – от –0,05 до 0,20; превышение диапазона e_0 (–0,05…0,14) составляет от -0% до 42,9%;

<u>на нижних участках стенок:</u>

- t_w = 14 мм – от –0,14 до 0,30; превышение диапазона e_0 (–0,09…0,29) составляет от –55,5% до 3,4%;
- t_w = 16 мм – от –0,13 до 0,13; превышение диапазона e_0 (–0,08…0,11) составляет от –62,5% до 18,2%.

Таким образом, с увеличением толщины стенки диапазон максимальных относительных амплитуд е уменьшается. Отклонение амплитуды е от начальной e_0 для верхних участков стенки уменьшается с увеличением толщины стенки, а для нижних участков стенок, наоборот, увеличивается.

При этом были зафиксированы панели, в которых максимальная амплитуда стала меньше начальной, т.е. в процессе надвижки создалось такое НДС, что погибь, сформировавшаяся к моменту изготовления конструкции, уменьшилась. Количество таких панелей для верхних участков стенок составило: при t_w = 14 мм – 4,8%, t_w = 16 мм – 8,3%, t_w = 20 мм – 27,3%. То же, для нижних участков: при t_w = 14 мм – 13,7% и t_w = 16 мм – 5,6%. Как видно, с увеличением толщины стенки возрастает доля верхних

участков стенок, погиби которых в процессе надвижки «выпрямились». В то же время для нижних участков отмечена обратная зависимость.

Диапазон условно остаточных относительных прогибов e_1 для верхних участков стенок с толщинами 14, 16 и 20 мм составляет соответственно: -0,14…0,39; –0,14…0,23; –0,05…0,10. То же, для нижних участков стенок с толщинами 14 и 16 мм: -–0,29…0,14; –0,11…0,08.

Видно, что стенкам с меньшей толщиной отвечают большие остаточные относительные отклонения.

Доля стенок, получивших в процессе монтажа условно остаточные прогибы e_1, составила (к таковым отнесены также участки, где произошло «выпрямление» погибей):

<u>на верхних участках:</u>

- t_w = 14 мм без начальных погибей – 53,85%; с начальными погибями – 90,83%;
- t_w = 16 мм без начальных погибей – 30,00%; с начальными погибями – 81,82%;
- t_w = 20 мм без начальных погибей – 66,67%; с начальными погибями – 89,66%;

<u>на нижних участках:</u>

- t_w = 14 мм без начальных погибей – 23,19%; с начальными погибями – 92,68%;
- t_w = 16 мм без начальных погибей – 9,38%; с начальными погибями – 100%.

Из приведенных данных следует, что доля стенок, получивших в процессе надвижки условно остаточные прогибы, значительно выше на участках с начальными погибями. При этом развитие погибей на верхних участках без начальных погибей происходило только внутрь короба. То же на нижних участках при t_w = 14 мм – в обе стороны, а при t_w = 16 мм – только наружу короба.

То обстоятельство, что не все стенки получили остаточные прогибы, объясняется сложившимся к моменту начала измерений напряженным состоянием стенок.

Диапазон условно упругих относительных прогибов e_2 составил:

<u>на верхних участках стенок:</u>

- для t=14мм – от 0 до 0,21 (диапазон e_0 от -0,26 до 0,36); ненулевые значения e_2 отмечены в 45,21%;
- для t=16мм – от -0,13 до 0,14 (диапазон e_0 от -0,33 до 0,31); ненулевые значения e_2 отмечены в 25,59%;
- для t=20мм – от 0 до 0,05 (диапазон e_0 от -0,05 до 0,14); ненулевые значения e_2 отмечены в 22,73%;

<u>на нижних участках стенок:</u>

- для t=14мм – от -0,14 до 0,36 (диапазон e_0 от -0,09 до 0,29); ненулевые значения e_2 отмечены в 35,78%;
- для t=16мм – от -0,06 до 0,13 (диапазон e_0 от -0,08 до 0,11); ненулевые значения e_2 отмечены в 33,33%.

Видно, что на верхних участках стенок диапазон условно упругих деформаций меньше диапазона начальных. При этом с увеличением толщины снижается доля стенок с упругими деформациями e_2. В то же время на нижних участках зафиксированы значения e_2, превышающие e_0, а влияние толщины на долю стенок с деформациями e_2 не отмечено.

В стенках блоков Б1, Б2 с t_w = 14 мм без коротких ВРЖ не прослеживается однозначная связь между значениями прогибов, соответствующих верхним и нижним частям стенки. Местами при увеличении верхней погиби уменьшается нижняя, местами при увеличении верхней увеличивается и нижняя. При этом в любом случае изменения амплитуды нижней погиби, преимущественно, малы и составляют около 0,04 толщины стенки.

Влияние коротких ВРЖ на начальные погиби верхних участков не выявлено. Зато в процессе надвижки эти ребра оказывали существенное влияние на уменьшение величины амплитуды.

Так, максимальные амплитуды с величиной $e \geq \pm 0{,}2$ зафиксированы в 87 панелях, из которых 44 (50,57%) не имеют коротких ВРЖ, в то время как при $e < \pm 0{,}2$ из 59-ти панелей стенки дополнительно не подкреплены в 10-ти (16,95%). То же, при $e \geq \pm 0{,}1$ – 51 панель (42,86%) из 119, а при $e < \pm 0{,}1$ – из 27 панелей – 3 (11,11%).

Условно остаточные деформации $e_1 \geq \pm 0{,}2$ отмечены в 23 панелях, из которых 17 (73,91%) не имеют дополнительных ВРЖ, в то время как при $e_1 < \pm 0{,}2$ из 123 панелей стенки не подкреплены в 37 (30,08%). То же, при $e_1 \geq \pm 0{,}1$ – 39 (63,94%) из 61 панели, а при $e_1 < \pm 0{,}1$ – из 85 панелей – 15 (17,65%).

Из 80 панелей без условно упругих деформаций e_2 не имели коротких ВРЖ 53 панели (66,25%). Из 66 панелей, где такие деформации зафиксированы, не имела подкрепления только одна панель (1,52%).

3. Анализ допускаемых погибей по СТО-ГК «Трансстрой» 012-2007

В СТО-ГК «Трансстрой» 012-2007 «Стальные конструкции мостов. Заводское изготовление» в табл.37 приведены допускаемые отклонения геометрической формы элементов. В п.14 приведены допуски по «выпучиванию стенки балок и коробок при свободной высоте стенки h» (h – высота стенки в свету между поясами или между поясом и продольным ребром жесткости). В частности, допуски для промежуточных панелей стенки (остальные допуски относятся к участкам конца стенок у монтажных стыков или на свободном конце):

– для балок и коробок с поперечными ребрами жесткости – 0,006*h*;

– для балок без поперечных ребер жесткости – 0,003*h*.

Указанные допуски при переходе в 2007 г. от СТП 012-2000 к СТО-ГК «Трансстрой» 012-2007 не были изменены (ужесточение допусков коснулось только участков стенок у монтажных соединений).

В СТО-ГК допуски заданы безотносительно к толщине стенки. Не приведены допуски для случаев устройства поперечных ребер жесткости не на всю высоту (как в рассматриваемой нами конструкции), а также для стенок с односторонними продольными ребрами.

В нашем случае допуск в соответствии с СТО-ГК для верхних участков стенок (участок от симметричных продольных ребер, к которым крепится поперечная балка плиты, до наружного продольного ребра, расположенного, примерно, посередине оставшейся высоты) при h = 1426 мм составляет Δ = 8,56 мм. В указанные допуски полностью попали начальные погиби для стенок толщиной 16 мм (f_0 < 6 мм) и 20 мм (f_0 < 2,8 мм), а также практически полностью (кроме 0,3%, где f_0 = 9 мм) участки стенок толщиной 14 мм (f_0 < 8 мм). Для стенок толщиной 12 мм за пределами допусков оказалось 11,5% элементов (f_0 < 12,5 мм).

Аналогично для нижних участков стенок (между наружными продольными ребрами) при h = 866 мм имеем Δ = 5,20 мм. За пределы этого допуска не вышли начальные погиби стенок при всех толщинах: 12 мм (f_0 < 5 мм), 14 мм (f_0 < 4 мм), 16 мм (f_0 < 2,5 мм).

4. Заключение

По результатам анализа данных съемки погибей в процессе монтажа пролетного строения можно сделать следующие выводы:

1) влияние температуры окружающей среды на амплитуду погиби не зафиксировано;

2) амплитуды начальных погибей, связанные с технологией прокатки листовой стали и изготовления блоков ПС, существенно зависят от толщины стенки и возрастают с ее уменьшением;

3) наличие вертикальных ребер жесткости, установленных не на всю высоту стенки, не оказывает влияния на начальную амплитуду погиби верхней (неподкрепленной) части стенки; при этом ребра оказывают существенное влияние на развитие погибей в процессе надвижки пролетного строения;

4) толщина стенки является определяющим фактором изменения прогибов стенки, образующихся при надвижке;

5) допускаемые погиби при изготовлении конструкций должны быть заданы в зависимости от отношения толщины стенки к ее условной свободной высоте;

6) рекомендуемая минимальная толщина стенки сечений пролетного строения, монтируемого методом продольной надвижки, должна составлять 16 мм.

Л.М. Тимофеева, М.Р. Тимофеев

ОБ УСТОЙЧИВОСТИ ПРОТИВООПОЛЗНЕВЫХ КОНСТРУКЦИЙ В ВЫВЕТРИВАЕМЫХ ПОЛУСКАЛЬНЫХ ПОРОДАХ

Пермский государственный технический университет,
ООО «НПЛ ТРАНСМОСТ»

Рассмотрены вопросы устойчивости комбинированных свайных удерживающих конструкций в мягких полускальных породах при устройстве глубоких выемок. Показано, что методы расчёта ограждений должны базироваться на данных испытаний свай на горизонтальные нагрузки, которые для таких грунтов значительно отличаются от рекомендуемых СП.

При проектировании и возведении глубоких подземных сооружений открытым способом в инженерно-геологических условиях г. Перми возникают серьёзные проблемы, связанные с возникновением локальных

оползневых процессов, влияющих на устойчивость конструкций ограждений и неподкреплённых бортов выработок в мягких полускальных породах. Литологический состав пород на основной территории г. Перми представлен верхнепермскими отложениями – трещиноватыми выветрелыми аргиллитами с прослоями алевролитов и песчаников небольшой мощности (1,0–2,0м), перекрытыми четвертичными аллювиально-делювиальными и элювиальными грунтами. Прочность аргиллитов в естественном залегании изменяется в широких пределах от очень низкой до средней прочности в зависимости от степени выветрелости, плотности, влажности и минералогического состава цементирующего камня. По крепости их относят как ко II-й, так и к V-й категории.

Покровные породы представляют собой пластичные супеси, суглинки и глины от текучей до тугопластичной консистенции, водонасыщенные элювиальные суглинки с гравием и щебнем аргиллита.

Гидрогеологические условия характеризуются двумя горизонтами подземных вод. В четвертичных отложениях уровень грунтовых вод в периоды весеннего половодья находится на глубине 1,0–3,0 м от поверхности. Трещинно-грунтовые воды верхнепермских отложений встречаются на различных глубинах (от 13,0 м до 18,0 м) в зависимости от местоположения застраиваемого участка. Коэффициенты фильтрации сильновыветрелых аргиллитов (рухляков) составляют 0,05–0,001 м/сут, их прослои располагаются в уровне кровли подстилающих материковых пород, но могут встречаться и на значительных глубинах (18,0–25,0 м). Переуплотнённые алевролиты и песчаники на глинистом и известковом цементе обладают низкими фильтрационными свойствами и могут являться водоупорами.

При устройстве ряда подземных многоэтажных комплексов и многоярусных автостоянок авторам пришлось столкнуться с проявлениями нарушения устойчивости ограждений и значительным возрастанием и перераспределением бокового давления грунта как в процессе возведения, так и при дальнейшей эксплуатации сооружений. Авторами были рассмотрены различные типы подпорных сооружений: однорядные и двухрядные стенки из шпунтовых и буронабивных свай, конструкции из секущихся свай и свайных рядов с закладными креплениями, а также комбинированные подпорные стенки, включающие уголковые подпорные стены и свайные ограждения с диафрагмами и контрфорсами. Как показал анализ работы построенных сооружений, наиболее эффективными оказались комбинированные конструкции, состоящие из несущих и контрфорсных свайных

элементов с закладными и анкерными креплениями. Комбинация этих элементов зависит от высоты подземного сооружения, литологического состава грунтов и гидрологических условий.

На рис. 1 представлена конструкция двухрядного свайного ограждения подземного трёхэтажного гаража жилого двадцатиэтажного дома. Расстояния между рядами свай и соседними сваями в ряду определялись при действии оползневого давления от смещения покровных грунтов и от локального оползня в выветрелом трещиноватом аргиллите.

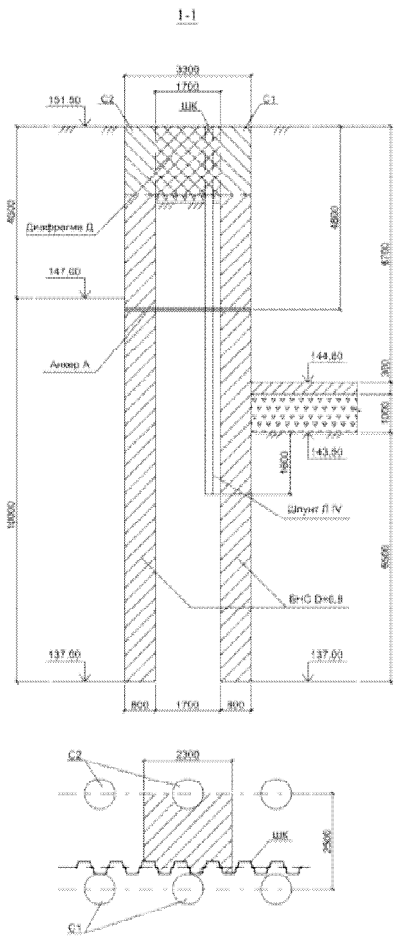


Рис. 1. Схема определения давления грунта на П-образную сваю

Оптимальное расстояние между сваями определено по приближенной методике Н.Н. Маслова на основе гипотезы Протодьяконова для величины оползневого давления E_1 = 15,0 тс/м и осреднённых прочностных параметров покровного грунта, которые были приняты по данным для суглинка тугопластичной консистенции. Оно оказалось равным 2,4 м. При этом на сваю должна передаваться горизонтальная нагрузка, равная 36,0 тс. Принятые расстояния показаны на рисунке.

Для объединения соседних свай в совместную работу устраивается диафрагма. Боковое давление грунта на передний ряд свай передаётся с помощью шпунтовой стенки. Второй ряд свай играет роль анкерной системы. Все элементы возводятся до откопки котлована.

После устройства буронабивных свай и забивки шпунта производится рытьё траншеи за шпунтом глубиной 2,0 м для и шириной 1,7 м для устройства диафрагм и дренажа поверхностных вод. После этого производятся послойная откопка котлована на глубину 5,5 м и устройство анкеров. Затем осуществляется рытьё котлована до проектной отметки, устраиваются пластовый дренаж и бетонный пол подземной части здания.

Расчёт подпорной стенки производился при полной глубине котлована H_c = 8,0 м. Глубина заделки свай, работающих на горизонтальные нагрузки, в несущий слой должна удовлетворять условию: $h_з > \ell_м = 2/\alpha_\varepsilon$, где $\ell_м$ – длина изгиба свай в основании, $\alpha_\varepsilon = (K_a\, b_p/E\, I)$ – коэффициент деформации по Приложению 1 СНиП 2.02.03-85. Здесь K_a – коэффициент пропорциональности для аргиллита (твёрдой глины), равный K_a = 1800 тс/м^4. Коэффициент постели для z = 6,5 м $C_z = K_a\, z/\gamma_c$ = 3900 тс/м^3 (γ_c = 3), b_p = 1,8 м – условная ширина фундамента для сваи d = 0,8 м; E – модуль упругости бетона, равный для бетона класса В25 с учётом ползучести $E = E_{b,\tau}$ = 10x10^5 тс/м^2; I – момента инерции сваи, равный I = 0,02м^4. Полученные значения коэффициента деформации α_ε = 0,55; $\ell_м$ = 3,64 м < $h_з$ = 6,5 м.

Расчётная схема П-образной рамы, эпюра бокового давления грунта и изменение значений коэффициентов постели с глубиной приведены на рис. 2. Боковое давление грунта на сваю (с коэффициентом перегрузки γ_f = 1,1) определено как активное для значений прочностных параметров и плотности грунта, приведенных на рисунке. Расчётное значение перемещения стенки в уровне дна котлована оказалось равным Δ = 18мм. При этом учитывалась жёсткость диафрагмы и частично жёсткость примыкающих к свае шпунтин с учётом их заделки в грунт. Расчётная величина перемещения безанкерной одиночной сваи при аналогичных условиях заделки в аргиллит составила Δ = мм >> 18 мм.

Для сопоставления полученных теоретических результатов с реальными значениями горизонтальных перемещений свай при действии бокового давления грунта и для определения величины несущей способности свай в аргиллитах при действии горизонтальных нагрузок были проведены

два испытания одиночных буронабивных свай диаметром d = 0,8 м на соседней площадке в аналогичных грунтовых условиях.

Испытания свай проводились в соответствии с ГОСТ 5686-94. Горизонтальная нагрузка создавалась домкратом, упирающимся в поперечную балку из двутавра №30, опёртую на две рабочие (анкерные) сваи. Ось передачи нагрузки на первую опытную сваю (свая №1) находилась вблизи поверхности грунта, на вторую (свая №2) – на расстоянии от поверхности грунта – 590 мм. Прогибомеры, измеряющие горизонтальные перемещения свай, были установлены за пределами возможной зоны деформаций грунта. Перемещения измерялись в уровне расположения голов свай. Для возможности закрепления измерительной аппаратуры на опытных сваях устанавливались специальные рамы из уголков. Поверхность грунта вокруг свай была выровнена и зачищена для возможности наблюдений за её деформациями, развитием на ней трещин и появлением зон выпора.

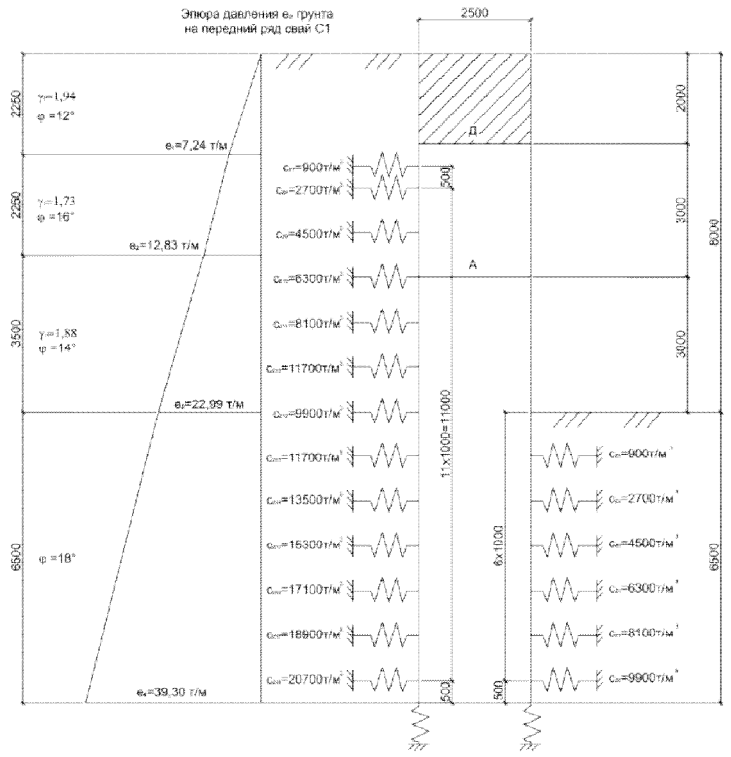


Рис. 2. Расчетная схема

На основе ранее проведенных авторами испытаний свай на горизонтальные нагрузки на объектах г. Перми в аргиллитах было установлено, что предельная нагрузка на сваю $P_{н,u}$ составляет не менее 250 кН (25 тс). Поэтому ступени нагрузки в соответствии с ГОСТ 5686-94 были приняты равными 0,1 $P_{н,u}$, т.е. в данном случае $\Delta P_н$ = 2,5 тс или 25 кН. Поскольку резуль-

таты испытаний должны были использоваться для уточнения работы свай от бокового давления грунта, программой испытаний были установлены вдвое меньшие по величине ступени $\Delta P_н$ = 1,295 тс или 12,95 кН.

В процессе проведения испытаний измерялись перемещения рабочих свай и производились наблюдения за состоянием поверхности грунта перед опытными и рабочими сваями, чтобы уловить появление выпора и момент потери прочности основания от бокового давления. Первые радиальные микротрещины небольшой протяженности (20–30 мм) образовались у обеих свай на поверхности основания перед ними при величине горизонтального давления $P_н$ = 25,9 тс. При разгрузке свай были установлены величины полного и остаточного перемещений, которые составили $\Delta_н$ = 5,18 мм и $\Delta_{н,р}$ = 1,6 мм соответственно, т.е. деформацию основания можно считать упругой. При дальнейшем увеличении нагрузки длина трещин несколько увеличилась и при давлении $P_н$ = 31,1 тс на удалении от свай около 120мм образовалась поперечная трещина с центральным углом относительно оси сваи примерно 15°. Снова была произведена разгрузка свай. При этом полное перемещение оказалась равным $\Delta_н$ = 7,42 мм, упругое $\Delta_{н,у}$ = 5,3 мм, остаточное $\Delta_{н,р}$ = 2,12 мм. По ГОСТ 5686-94 для определения несущей способности свай на горизонтальные нагрузки полное перемещение сваи в уровне приложения нагрузки должно быть не менее 40 мм. Требуемое выполаживание графика началось при давлении, превышающем 32,4 тс. Выпор грунта вокруг сваи, соответствующий образованию вокруг сваи пластической зоны, характерной для второй стадии деформирования основания (Приложение 1 к СНиП 2.02.03-85), произошел при нагрузке $P_н$ = 49,21 тс. Соответствующие значения перемещений составили: $\Delta_н$ = 17,99 мм; $\Delta_{н,р}$ = 10,16 мм; $\Delta_{н,у}$ = 7,83 мм.

Несущая способность сваи $F_{dн}$ при испытаниях статической горизонтальной нагрузкой по СНиП 2.02.03-85 (пп. 5.3–5.6) определяется по частному значению предельного сопротивления $F_{u,н}$, соответствующего нагрузке на одну ступень менее нагрузки, без увеличения которой перемещения сваи непрерывно возрастают. В Приложении 1 к СНиП несущая способность свай определяется с учетом возможности ограниченного развития зон пластических деформаций. По данным испытаний перемещения свай, в основном, носили упругий характер, и достичь наступления предельного состояния не удалось. Поэтому в качестве частного значения $F_{u,н}$ была принята нагрузка $P_н$ = 32,4 тс, при которой появились трещины

на поверхности грунта. Таким образом, значение предельного сопротивления сваи, заглубленной в аргиллит, при действии горизонтальной нагрузки было принято равным $F_{u,н}$ = 32,4 тс. Этой величине соответствует максимальное перемещение 17 мм, близкое к расчётной величине для сваи переднего ряда рассмотренной конструкции ограждении. При этом, как видно из эксперимента окружающий сваю грунт работает в квазиупругой стадии.

Полученные результаты свидетельствуют о том, что защемление сваи в полускальном практически несжимаемом переуплотнённом грунте достаточно для восприятия горизонтальных нагрузок, если их величина не превышает несущей способности основания в зоне защемления. Однако следует иметь ввиду, что в процессе эксплуатации подземного сооружения легковыветриваемые породы могут терять свою прочность и следует предусматривать мероприятия, предотвращающие процессы разрушения их структуры.

Ю.М. Шеменков, А.О. Глазачев

ОЦЕНКА ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ БУРОНАБИВНЫХ СВАЙ С ГРУНТОВЫМ ОСНОВАНИЕМ И ИХ РАСЧЕТ ПО ДАННЫМ СТАТИЧЕСКОГО ЗОНДИРОВАНИЯ

БашНИИстрой, г.Уфа

Рассмотрены особенности взаимодействия буронабивных свай с грунтовым основанием и предложен метод расчета с использованием результатов статического зондирования.

В настоящее время в России доля буронабивных свай составляет около 10% от общего объема применения свайных фундаментов, однако в последние годы, в том числе и в связи с все возрастающими объемами малоэтажного жилищного строительства, объем их применения может увеличиться из-за относительно невысокой стоимости товарного бетона.

В связи с тем, что при малоэтажной жилищной застройки практически невозможно выполнить буровые скважины под каждый жилой дом, при проектировании приходится сталкиваться с недостаточной информацией по инженерно-геологическим условиям площадки строительства, что влечет за собой возникновение ошибок при проектировании фундаментов. Использование статического зондирования, обладающего простотой и быстротой, позволяет в короткие сроки выполнять большое количество из-

мерений, обеспечивая весьма подробное изучение площадки строительства, и обеспечить надежное проектное решение фундаментов.

Однако в настоящее время в практике проектирования отсутствуют даже приближенные методы оценки сопротивления буронабивных свай с использованием статического зондирования. Поэтому задача использования статического зондирования для оценки несущей способности буронабивных свай является актуальной.

В различные нормативные документы включен метод расчета несущей способности забивных свай с использованием результатов статического зондирования. Физические процессы, происходящие в грунте при зондировании и погружении забивных свай, во многом аналогичны. В этой связи можно использовать величины лобового и бокового сопротивлений грунта зондированию непосредственно при определении сопротивления этого грунта под торцом и вдоль боковой поверхности сваи.

Однако взаимодействие буронабивной сваи с грунтовым основанием, в отличии от забивной, имеет свои особенности. Можно отметить два основных отличия:

– буронабивная свая работает в грунте естественного сложения, в то время как забивная свая работает в уплотненном грунте;

– у буронабивной сваи отсутствует «проработка», то есть всегда обеспечивается контакт боковой поверхности с грунтом.

Вопросы, связанные с распределением сил сопротивления грунта по поверхности набивной сваи, уже давно привлекают внимание исследователей. В последние годы в нашей стране и за рубежом было проведено довольно много экспериментальных работ, включавших испытания свай с мессдозами, измеряющими вертикальные давления в свае на различных глубинах. По разности показаний соседних мессдоз судят о величине сил трения по боковой поверхности в зоне между этими мессдозами.

Как показали известные результаты исследований различных авторов, эпюра сил трения грунта вдоль поверхности набивной сваи носит криволинейный характер (с максимумом в верхней половине сваи) и существенно зависит как от грунтовых условий, так и жесткости самой сваи.

Принимая, что податливость грунта значительно выше, чем сваи (например, короткие железобетонные сваи и сваи больших сечений в относительно слабом грунте), то деформации ствола незначительны и ими можно пренебречь, то есть можно считать сваю несжимаемой. В этом случае

даже при малых нагрузках свая начинает работать практически сразу всей длиной, то есть нагрузка от головы сваи сразу передается на пяту.

В общем случае сваи нельзя считать несжимаемыми, например, длинные железобетонные сваи в средне и малосжимаемых грунтах. Поэтому по мере загрузки постепенно в работу вовлекаются сначала верхние, а затем и ниже расположенные участки сваи. Верхние участки боковой поверхности сваи начинают работать сразу же по загружению.

Далее суммарное сопротивление по боковой поверхности сваи практически линейно увеличивается по мере роста нагрузки до того момента, когда в работу вступит пята сваи. С этого момента сопротивление грунта по боковой поверхности изменяется криволинейно и интенсивность его увеличения постепенно затухает. Когда в работу вступит вся свая и по всей её длине начинается проскальзывание грунта, то сопротивление грунта по боковой поверхности достигнет своего максимального значения и дальнейшее приращение нагрузки будет восприниматься только пятой.

Не менее важен вопрос формирования сцепления боковой поверхности буронабивных свай с грунтом.

Некоторые авторы считают, что в процессе бетонирования сваи под влиянием веса бетонной массы и динамических нагрузок, возникающих вследствие падения бетона и последующего механического уплотнения, стенки скважины перемещаются, происходит некоторое расширение скважины. В дальнейшем, при твердении бетона, которое сопровождается его усадкой, стенки скважины перемещаются в направлении к оси скважины. Наконец, после передачи на сваю нагрузки за счет поперечной деформации ствола сваи может произойти перемещение стенок скважины от ее оси.

Кроме того, контакт между боковой поверхностью буронабивных свай обеспечивается не только уплотнением бетона, но и проникновением цементного молока в окружающий грунтовый массив.

Вопросы о контакте грунта с боковой поверхностью набивных свай заслуживают серьезного внимания при поиске рациональных методов расчета таких свай. Различие в боковой поверхности набивных и забивных свай, по-видимому, будет определяться именно характером контакта их с окружающим грунтом.

С целью выявления особенностей распределения сил сопротивления грунта по поверхности набивной сваи в институте «БашНИИстрой» были

изготовлены и испытаны две буронабивные сваи диаметром 300 мм и длиной 4 и 3,5 м. Сваи были оснащены мессдозами давления (рис. 1). Мессдозы предварительно тарировались в лабораторных условиях с помощью 150-тонного гидравлического пресса, показания тензодатчиков фиксировались ИДЦ.

Вблизи опытных свай была пробурена скважина с отбором монолитов через каждый метр, и выполнено статическое зондирование установкой С-832М.

Буронабивные сваи бетонировались бетоном класса по прочности В15 с осадкой конуса 14–16 см.

Испытания свай показали, что предельная нагрузка на сваю длиной 4 м составила 140 кН, а для сваи длиной 3,5 м – 120 кН (рис. 2).

Показания мессдоз давления позволили получить распределение вертикальной нагрузки по глубине сваи, в зависимости от приложенной внешней нагрузки.

При разработке метода расчета несущей способности буронабивной сваи с использованием статического зондирования была использована известная зависимость для расчета забивных свай

$$F_u = R_c A + u \sum f_i \cdot l_i \ ,$$

где A, u – соответственно площадь и периметр сваи; l_i – толщина i-го слоя грунта вдоль боковой поверхности сваи; R_c, f_i – сопротивления грунта соответственно под острием и на боковой поверхности сваи, определяемые по данным статического зондирования.

Известно, что использование статического зондирования, как скоростного метода инженерно-геологических изысканий для проектирования объектов массового строительства на забивных сваях, дает значительный экономический эффект. Это обстоятельство позволяет ожидать, что экономический эффект от разработки методики определения несущей способности буронабивных свай по данным зондирования будет не менее велик ввиду высокой стоимости статических испытаний набивных свай.

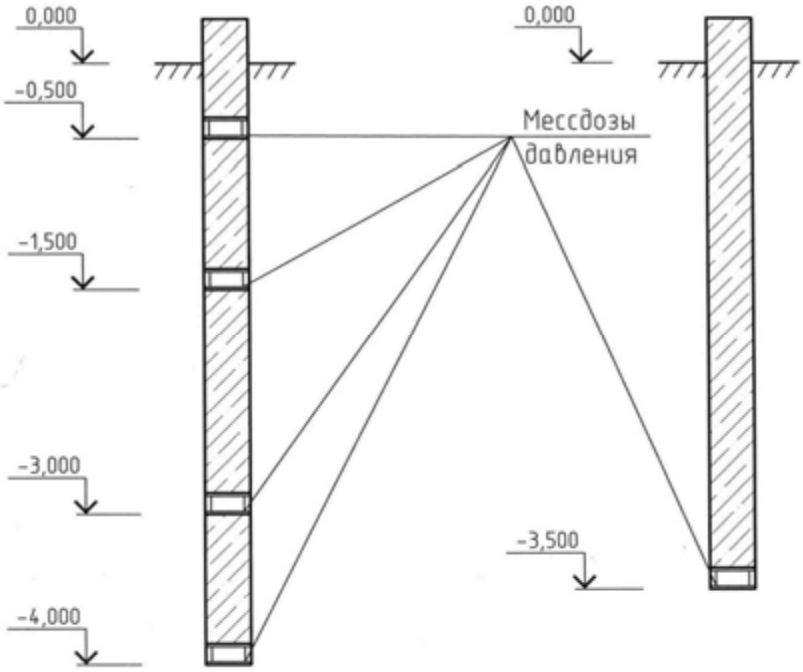
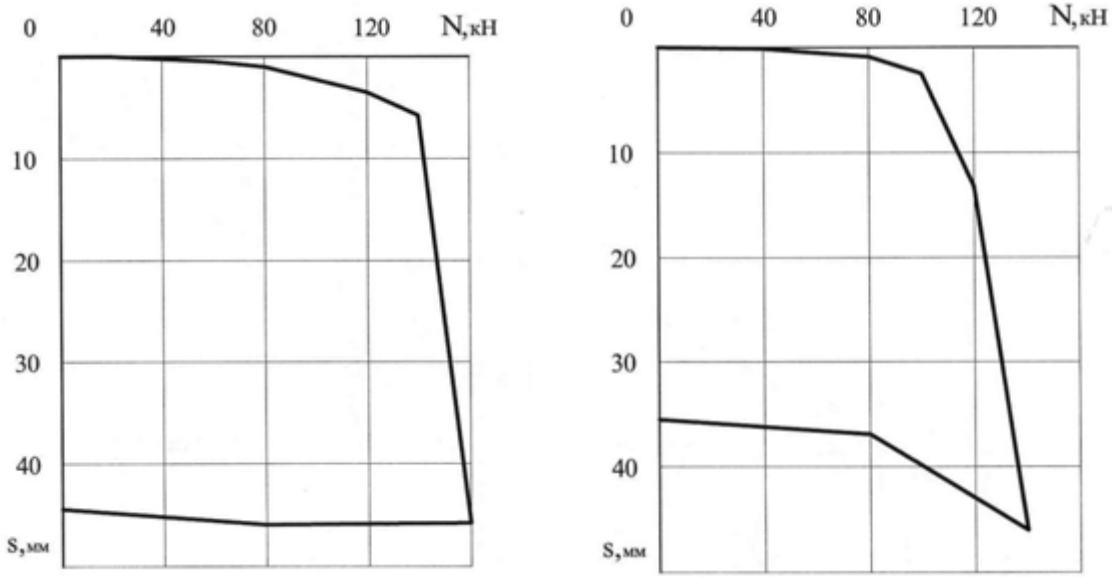


Рис. 1. Схема опытных буронабивных тензосвай
с размещением мессдоз давления



а) *б)*

Рис. 2. Графики «нагрузка-осадка» буронабивных свай
длиной 4 м (*а*) и 3,5 м (*б*)

СВЕДЕНИЯ ОБ АВТОРАХ

Авакян А.Г. — к.т.н., доц. каф. «Промышленное и гражданское строительство, геотехника и фундаментостроение», ГОУ ВПО Южно-Российский государственный технический университет (Новочеркасский политехнический институт)

Акчурин Т.К. — к.т.н., проф., зав. каф. «Строительные материалы и специальные технологии», ГОУ ВПО Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Амрахов А.Т. — к.т.н., с.н.с., зав. отделом «Проектирование и строительство», Азербайджанский научно-исследовательский институт строительства и архитектуры

Бабалич В.С. — к.т.н., доц., проф. каф. «Строительные конструкции, основания и надежность сооружений», ГОУ ВПО Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Байболов К.С. — к.т.н., доц. каф. «Промышленное, гражданское и дорожное строительство», Южно-Казахстанский государственный университет им. М. Ауезова

Бартоломей И.Л. — асп., ГОУ ВПО Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Бартоломей Л.А. — д.т.н., проф., ГОУ ВПО Пермский государственный технический университет

Беда С.В. — к.т.н., доц., доц. каф. «Геотехника», Полтавский национальный технический университет имени Юрия Кондратюка

Безуглова Е.В. — к.т.н., доц., доц. каф. «Строительные материалы и конструкции», ФГОУ ВПО Кубанский государственный аграрный университет

Беликов В.С. — , ГОУ ВПО Пермский государственный технический университет

Богомолов А.Н. — д.т.н., проф., проректор по научной работе, зав. каф. «Гидротехнические и земляные сооружения», ГОУ ВПО Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Богомолова О.А. — к.т.н., доц., доц. каф. «Прикладная математика и вычислительная техника», ГОУ ВПО Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Большакова Н.И. — к.т.н., доц., ГОУ ВПО Пермский государственный технический университет

Бровко И.С. — д.т.н., доц. каф. «Промышленное, гражданское и дорожное строительство», Южно-Казахстанский государственный университет им. М. Ауезова

Бусыгин Д.А. — асп. каф. «Строительных материалов и конструкций», ФГОУ ВПО Кубанский государственный аграрный университет

Бычихин А.С. — асп. каф. «Архитектура», ФГОУ ВПО Кубанский государственный аграрный университет

Великодный Ю.И. — к.т.н., доц., проф. каф. «Геотехника», Полтавский национальный технический университет имени Юрия Кондратюка

Винников Ю.Л. — д.т.н., проф., проф. каф. «Геотехника», Полтавский национальный технический университет имени Юрия Кондратюка

Волик Д.В. — к.т.н., ст. преп. каф. «Основания и фундаменты», ФГОУ ВПО Кубанский государственный аграрный университет

Воробьева Н.В. — асп. каф. «Основания и фундаменты», Киевский национальный университет строительства и архитектуры

Габибов Ф.Г. — к.т.н., с.н.с., зав. лаб. «Механика грунтов, основания и фундаменты», Азербайджанский научно-исследовательский институт строительства и архитектуры

Галашев Ю.В. — асп., ГОУ ВПО Южно-Российский государственный технический университет (Новочеркасский политехнический институт)

Гарагаш Б.А. — д.т.н., проф., ген. дир. ЗАО «Инвестиционно-Строительная Компания «Милбор», г. Сочи

Глаголева А.С. — , ГОУ ВПО Южно-Российский государственный технический университет (Новочеркасский политехнический институт)

Глазачев А.О. — ст. инж. лаборатории экспертизы оснований и строительных конструкций, Государственное унитарное предприятие Научно-исследовательский, конструкторский и производственный институт строительного комплекса Республики Башкортостан

Глушков А.В. — к.т.н., проф., Марийский государственный технический университет

Глушков В.Е. — к.т.н., Марийский государственный технический университет

Глушков И.В. — к.т.н., доц., ГОУ ВПО Пермский государственный технический университет

Горбачева Н.П. — , Всероссийский институт научной и технической информации Российской академии наук, г. Москва

Готман А.Л. — д.т.н., БашНИИстрой, г. Уфа

Давлятшин К.П. — студ., ГОУ ВПО Пермский государственный технический университет

Демин А.М. — д.т.н., проф., Всероссийский институт научной и технической информации Российской академии наук, г. Москва

Денисов О.Л. — д.т.н., проф., проф. каф. «Автомобильные дороги и технология строительного производства», ГОУ ВПО Уфимский государственный нефтяной технический университет

Дыба В.П. — д.т.н., проф. каф. «Промышленное гражданское строительство, геотехника и фундаментостроение», ГОУ ВПО Южно-Российский государственный технический университет (Новочеркасский политехнический институт)

Евтушенко С.И. — к.т.н., проф., зав. каф. «Сопротивление материалов, строительной и прикладной механики», ГОУ ВПО Южно-Российский государственный технический университет (Новочеркасский политехнический институт)

Епифанцева Л.Р. — асп. каф. «Строительные конструкции», ГОУ ВПО Тюменский государственный архитектурно-строительный университет

Ечевский А.В. — студ. гр. ПГС-2-05, ГОУ ВПО Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Ещенко О.Ю. — к.т.н., доц., доц. каф. «Основания и фундаменты», ФГОУ ВПО Кубанский государственный аграрный университет

Жусупбеков А.Ж. — д.т.н., проф., зав. каф. «Строительство», Евразийский национальный университет им. Л.Н. Гумилева

Зобачева А.Н. — , ГОУ ВПО Пермский государственный технический университет

Золотозубов Д.Г. — ст. преп. каф. «Строительное производство», ГОУ ВПО Пермский государственный технический университет

Зоценко Н.Л. — д.т.н., проф., зав. каф. «Геотехника», Полтавский национальный технический университет имени Юрия Кондратюка

Зуев С.С. — , «Нью Граунд», г. Пермь

Ибрагимов К.И. — к.т.н., доц. кафедры «Промышленное, гражданское и дорожное строительство», Южно-Казахстанский государственный университет им. М. Ауезова

Иванов Т.С. — ведущий инженер, ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева»

Игошин А.В. — инж. научного и производственно-консалтингового центра геотехнологий, ГОУ ВПО Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет

Казеев А.И. — н.с. лаборатории Грунтоведения и механики грунтов, Учреждение Российской академии наук Институт геоэкологии им. Е.М. Сергеева РАН

Качурин Я.В. — асп. каф. «Гидротехнические и земляные сооружения», ГОУ ВПО Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Кашарина Т.П. —д.т.н., проф. каф. «Промышленное, гражданское строительство, геотехника и фундаментостроение», ГОУ ВПО Южно-Российский государственный технический университет (Новочеркасский политехнический институт)

Кашеварова Г.Г. — д.т.н., проф., ГОУ ВПО Пермский государственный технический университет

Кесаонов В.Х. — соиск., ГУП «Проектная контора «Севосетинавтодора»

Кондрашов Г.М. — проф., Президент, Академия бизнеса и управления собственностью, г. Волгоград

Кортиев Л.И. — к.т.н, доц., зав. кафедры ОБДД, Северо-Кавказский горно-металлургический институт (Государственный технологический университет)

Кудакоев А.М. — асп., ГОУ ВПО Южно-Российский государственный технический университет (Новочеркасский политехнический институт)

Кужель В.Н. — соиск., ФГОУ ВПО Кубанский государственный аграрный университет

Курбанов С.О. — к.т.н., доц. каф. «Строительные конструкции и сооружения», ФГОУ ВПО Кабардино-Балкарская государственная сельскохозяйственная академия им. В.М. Кокова

Кушнер С.Г. — к.т.н., научный консультант, Украинский государственный институт азотной промышленности и продуктов органического синтеза, г. Днепродзержинск

Лавриненко В.А. — студ. гр. ПГС-2-05, ГОУ ВПО Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Лейер Д.В. — магистрант, асс. каф. «Строительные материалы и конструкции», ФГОУ ВПО Кубанский государственный аграрный университет

Лещев И.А. — асп., ГОУ ВПО Пермский государственный технический университет

Любарский Н.Н. — асп. каф. «Строительные материалы и конструкции», ФГОУ ВПО Кубанский государственный аграрный университет

Мадатов А. — к.т.н., доц., Самаркандский государственный архитектурно-строительный институт

Мадатов Р. — инж., Самаркандский государственный архитектурно-строительный институт

Маковецкий О.А. — к.т.н., доц., ГОУ ВПО Пермский государственный технический университет

Маматов Э.М. — асс., Самаркандский государственный архитектурно-строительный институт

Мамедли Р.А. — к.т.н., с.н.с. лаб. «Строительные конструкции», Азербайджанский научно-исследовательский институт строительства и архитектуры

Мангушев Р.А. — д.т.н., проф., зав. каф. «Геотехника», ГОУ ВПО Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет

Маслов П.С. — асп. каф. «Промышленное и гражданское строительство, геотехника и фундаментостроение», ГОУ ВПО Южно-Российский государственный технический университет (Новочеркасский политехнический институт)

Маций С.И. — к.т.н., доц., доц. каф. «Строительные материалы и конструкции», ФГОУ ВПО Кубанский государственный аграрный университет

Мельников Р.В. — асп. каф. «Строительное производство, основания и фундаменты», ГОУ ВПО Тюменский государственный архитектурно-строительный университет

Муравьева Л.В. — к.т.н., доц., доц. каф. «Строительные конструкции, основания и надежность сооружений», ГОУ ВПО Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Наумкина Ю.В. — асп. каф. «Строительные конструкции», ГОУ ВПО Тюменский государственный архитектурно-строительный университет

Нестратов М.Ю. — к.т.н., доц., доц. каф. «Гидротехнические и земляные сооружения», ГОУ ВПО Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Нуждин Л.В. — к.т.н., проф., начальник Управления научных исследований, экспертизы, проектирования и внедрения, зав. каф. «Инженерная геология, основания и фундаменты», ГОУ ВПО Новосибирский государственный архитектурно-строительный университет (Сибстрин)

Нуждин М.Л. — зам. директора Центра инженерных изысканий, обследования зданий и сооружений, ст. преп. каф. «Инженерная геология, основания и фундаменты», ГОУ ВПО Новосибирский государственный архитектурно-строительный университет (Сибстрин)

Олянский Ю.И. — д.г.-м.н., проф., проф. каф. «Гидротехнические и земляные сооружения», Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Омельчак И.М. — д.т.н., проф., Институт механики сплошных сред Уральского отделения РАН, г. Пермь

Осипова О.Н. — ст. преп. каф. «Промышленное и гражданское строительство, геотехника и фундаментостроение», ГОУ ВПО Южно-Российский государственный технический университет (Новочеркасский политехнический институт)

Ошурков Н.В. — с.н.с. научного и производственно-консалтингового центра геотехнологий, ГОУ ВПО Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет

Петренко Э.Ю. — к.т.н., доц. каф. «Основания и фундаменты», Киевский национальный университет строительства и архитектуры

Подтелков Р.В. — асп. каф. «Строительных материалов и конструкций», ФГОУ ВПО Кубанский государственный аграрный университет

Пономарев А.Б. — д.т.н., проф., зав. каф. «Строительное производство», ГОУ ВПО Пермский государственный технический университет

Постоев Г.П. — д.т.н., г.н.с. лаборатории Грунтоведения и механики грунтов, Учреждение Российской академии наук Институт геоэкологии им. Е.М. Сергеева РАН

Приходько А.П. — асп., ГОУ ВПО Южно-Российский государственный технический университет (Новочеркасский политехнический институт)

Пронозин Я.А. — к.т.н., доц. каф. «Строительное производство, основания и фундаменты», ГОУ ВПО Тюменский государственный архитектурно-строительный университет

Пустобаев А.А. — к.т.н., доц. каф. «Автоматизация и управление технологическими процессами и производствами», ГОУ ВПО Южно-Российский государственный технический университет (Новочеркасский политехнический институт)

Пшеничкина В.А. — д.т.н., проф., зав. каф. «Строительные конструкции, основания и надежность сооружений», ГОУ ВПО Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Решетникова К.В. — асс. каф. «Строительное производство», ГОУ ВПО Пермский государственный технический университет

Рулев А.Б. — , Всероссийский институт научной и технической информации Российской академии наук, г. Москва

Рустамова Л.А. — асс., Самаркандский государственный архитектурно-строительный институт

Сафарова Н.А. – к.т.н., доц. кафедры «Гидротехнические сооружения», Азербайджанский архитектурно-строительный университет

Скибин М.Г. — асп. каф. «Промышленное, гражданское строительство, геология и фундаментостроение», ГОУ ВПО Южно-Российский Государственный технический университет (Новочеркасский политехнический институт)

Соболев В.В. — , ГОУ ВПО Южно-Российский государственный технический университет (Новочеркасский политехнический институт)

Созаев А.А. — к.т.н., доц. каф. «Строительные конструкции и сооружения», ФГОУ ВПО Кабардино-Балкарская государственная сельскохозяйственная академия им. В.М. Кокова

Созинов А.Д. —руководитель Департамента управления проектами, г. Санкт-Петербург

Соловьев А.В. — к.т.н., соиск. каф. «Гидротехнические и земляные сооружения», ГОУ ВПО Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Сон М.П. — асп., ГОУ ВПО Пермский государственный технический университет

Степанов М.М. — к.т.н., доц., проф. каф. «Прикладная математика и вычислительная техника», ГОУ ВПО Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Субботин А.И. — к.т.н., проф. кафедры «Промышленное, гражданское строительство, геотехника и фундаментостроение», ГОУ ВПО Южно-Российский Государственный технический университет (Новочеркасский политехнический институт)

Суворов М.А. — с.н.с., БашНИИстрой, г. Уфа

Тимофеев М.Р. — главный инженер, ООО «НПЛ ТРАНСМОСТ», г. Пермь

Тимофеева Л.М. — д.т.н., проф., проф. каф. «Строительство автомобильных дорог», ГОУ ВПО Пермский государственный технический университет

Тимофеенко Е.П. — д.т.н., проф., зав. каф. геодезии, ФГОУ ВПО Кабардино-Балкарская государственная сельскохозяйственная академия им. В.М. Кокова

Титаренко В.А. — к.т.н., зав. лабораторией, Научно-исследовательский институт строительных конструкций

Тишин В.Г. — к.т.н., доц., зам. Генерального директора по научному сопровождению проектов, ООО Научно-исследовательский проектно-производственный институт «УльяновскСтройПроект»

Тураев Х.Ш. — д.т.н., проф., Самаркандский государственный архитектурно-строительный институт

Усманов Р.А. — д.т.н., доц. каф. «Геотехника», ГОУ ВПО Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет

Ушаков А.Н — к.т.н., доц., докторант каф. «Гидротехнические и земляные сооружения», ГОУ ВПО Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Федоров Д.К. — м.н.с., ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева»

Федоровых Я.А. — студ., ГОУ ВПО Пермский государственный технический университет

Фонарев А.В. — д.т.н., проф., Институт механики сплошных сред Уральского отделения РАН, г. Пермь

Харланов В.Л. — д.т.н., доц., проф. каф. «Строительные конструкции, основания и надежность сооружений», ГОУ ВПО Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Харланова С.В. — ст. преп. каф. «Информационные системы и математическое моделирование», ГОУ ВПО Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Хомяков В.А. — к.т.н., ассоц. проф. факультета общего строительства, Казахстанская государственная архитектурно-строительная академия

Цветков В.К. — д.т.н., проф., зав. каф. «Теоретическая механика», ГОУ ВПО Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Цыганков В.С. —студ., ФГОУ ВПО Кубанский государственный аграрный университет

Шардаков И.Н. — д.т.н., проф., Институт механики сплошных сред Уральского отделения РАН, г. Пермь

Шеменков Ю.М. — д.т.н., зав. отделом строительных конструкций, Государственное унитарное предприятие Научно-исследовательский, конструкторский и производственный институт строительного комплекса Республики Башкортостан

Шиян С.И. — к.т.н., докторант каф. «Гидротехнические и земляные сооружения», ГОУ ВПО Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Юрьев М.В. — студент, ГОУ ВПО Новосибирский государственный архитектурно-строительный университет (Сибстрин)

Ягольник А.Н. — к.т.н., ст. пр. каф. «Геотехника», Полтавский национальный технический университет имени Юрия Кондратюка

Якименко И.В. — асп. каф. «Гидротехнические и земляные сооружения», ГОУ ВПО Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Научное издание

ГОРОДСКИЕ АГЛОМЕРАЦИИ НА ОПОЛЗНЕВЫХ ТЕРРИТОРИЯХ

Материалы
V Международной конференции по геотехнике
22—24 сентября 2010 г., Волгоград

Материалы публикуются в авторской редакции

Ответственный за выпуск *А.В. Жиделёв*

Компьютерная правка и верстка *А.В. Жиделёв*

Компьютерный дизайн *А.В. Жиделёв*

Подписано в печать 09.09.2010.
Формат 60 x 84/16. Бумага офсетная. Печать трафаретная.
Уч.-изд. л. 24,7. Усл. печ. л. 19,3. Тираж 150 экз. Заказ №90

Государственное образовательное учреждение высшего профессионального образования
«Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет»
Отпечатано в полном соответствии с предоставленным УНИР макетом в ЦИТ ВолгГАСУ
400074, г. Волгоград, ул. Академическая, д. 1