

Название журнала		ИНЖЕНЕРНАЯ ГЕОЛОГИЯ			
Издательство		Геомаркетинг			
Год выпуска	2012	Том		Номер выпуска	6



	Название статьи	Страницы	Цит
	КОЛОНКА М.И. БОГДАНОВА		
	КАРЛ МАРКС И ИНЖЕНЕРНАЯ ГЕОЛОГИЯ	4-5	0
	ИСТОРИЯ, ТЕОРИЯ И МЕТОДОЛОГИЯ		
	ЧЛЕН-КОРРЕСПОНДЕНТ АН ГРУЗИНСКОЙ ССР ИОСИФ МОИСЕЕВИЧ БУАЧИДЗЕ (1907-2006) Шобакова В.С.	6-16	1
	ГРУНТОВЕДЕНИЕ		
	СРАВНИТЕЛЬНЫЙ АНАЛИЗ ТЕРМОВЛАГОПЕРЕНОСА В ДИСПЕРСНЫХ ГРУНТАХ РАЗНОГО ГРАНУЛОМЕТРИЧЕСКОГО СОСТАВА Королев В.А., Федяева Е.А.	18-31	6
	РАЗРАБОТКА РЕГИОНАЛЬНОЙ ТАБЛИЦЫ НОРМАТИВНЫХ ЗНАЧЕНИЙ ДЕФОРМАЦИОННЫХ И ПРОЧНОСТНЫХ ХАРАКТЕРИСТИК ГРУНТОВ ЮГА ТОМСКОЙ ОБЛАСТИ Строкова Л.А.	32-42	1
	ИНЖЕНЕРНАЯ ГЕОДИНАМИКА		
	СОВРЕМЕННЫЕ ТЕНДЕНЦИИ В РАСЧЕТАХ УСТОЙЧИВОСТИ СКЛОНОВ Фоменко И.К.	44-53	4
	СОПОСТАВЛЕНИЕ ВЕЛИЧИН ОПОЛЗНЕВОГО ДАВЛЕНИЯ, ВЫЧИСЛЕННЫХ РАЗНЫМИ МЕТОДАМИ Богомолов А.Н., Бабаханов Б.С., Богомолова О.А., Прокопенко А.В.	54-59	0
	ОСОБЕННОСТИ РАЗВИТИЯ ДЕФОРМАЦИЙ ПОВЕРХНОСТИ ЗЕМЛИ ВО ВРЕМЕНИ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ КОММУНИКАЦИОННЫХ ТОННЕЛЕЙ ЩИТОВЫМ СПОСОБОМ Исаев О.Н., Шарафутдинов Р.Ф.	60-67	1
	МЕРЗЛОТНЫЕ И ГИБРИДНЫЕ ГЕОЛОГИЧЕСКИЕ ПРОЦЕССЫ В ГЛИНИСТЫХ ГРУНТАХ СООРУЖЕНИЙ СВЯТОЙ БОГОРОДИЧНОЙ КАНАВКИ Чернышев С.Н., Тимофеев В.Ю.	68-72	2
	ПРАВИЛА ДЛЯ АВТОРОВ	73	0

Карл Маркс и инженерная геология



Уже в античной философии содержалась идея о связи различных форм государства с определенными этапами развития общества. В средние века господствовал провиденциализм — идея предопределенности развития исторической жизни. В 18 в. итальянский мыслитель Джамбаттиста Вико разработал теорию исторического круговорота, согласно которой каждый народ, воспроизводя ступени жизни отдельного человека (детство, юность и зрелость), закономерно переживает 3 эпохи: божественную, героическую и человеческую, после чего начинается процесс деградации, возвращение к первобытному состоянию. Теория Вико представляла собой попытку рассмотреть историю общества как единый закономерный процесс.

Большое значение для развития идеи общественной закономерности имели взгляды Гегеля; «он первый пытался показать развитие, внутреннюю связь истории...»¹. Гегель утверждал, что в истории господствуют закономерность и порядок, вся она есть единый закономерный процесс, в котором каждая эпоха, будучи неповторимо своеобразной, есть в то же время лишь необходимое звено в поступательном развитии человечества. Утверждая существование исторической необходимости, он

пытался сочетать ее с признанием свободной человеческой деятельности.

Согласно марксистской теории, в общественной жизни действие законов проявляется не всегда в «чистом» виде и непосредственно, а большей частью в виде тенденции вследствие противоречивого действия разных сил. Законы вообще «...не имеют иной реальности, кроме как в приближении, в тенденции, в среднем...»². Проявление общественной закономерности как тенденции и означает как раз то, что законы определяют основную линию развития общества, не охватывая и не предопределяя множества случайностей. Именно через эти случайности необходимость пробивает себе дорогу как закон. При познании того или иного явления общественной жизни очень важно установить не только его индивидуальные черты, но и то общее, что лежит в основе ряда явлений такого рода.

В историческом развитии всякое «повторение» происходит каждый раз на новом, более высоком уровне, приобретает качественно новые черты, что связано с включением повторяющегося явления в новую систему отношений. «...События, поразительно аналогичные, но происходящие в различной исторической обстановке, приводят к совершенно разным результатам»³. Признание повторяемости поэтому не противоречит, а предполагает необратимость исторического процесса. Этим марксистское понимание отличается от всех теорий «циклически», «круговорота» и т. д., где повторяемость в ходе развития всемирной истории понимается именно как абсолютное повторение на новом этапе того, что уже было в прошлом.

¹ Маркс К. и Энгельс Ф., Соч., 2 изд., т. 13, с. 496.

² Маркс К. и Энгельс Ф., Избр. письма, 1953, с. 483.

³ Переписка К. Маркса и Ф. Энгельса с русскими политическими деятелями, 1951, с. 223.



Не признавая никаких внешних «движущих» сил, Маркс полностью отдает приоритет активности людей, практически действующих и тем самым толкающих вперед человечество, преодолевая его относительно стационарные, косные или закрепленные формы. Место, прежде отводимое Богу или мировому духу, в историческом движении теперь получают люди, «эмпирические индивиды». Они — то, что философы именуют субъектами истории — это и «человечество вообще», и даже просто категория «Человек».

Люди, по Марксу, становятся людьми, как только они начинают практически выделять себя из природы, т. е. когда они начинают «производить собственные условия жизни».

Марксизм доказывает неизбежность уничтожения всякого рабства, унижения, отчуждения и несвободы людей.

Философия в журнале «Инженерная геология». Зачем? Наше профессиональное сообщество, как и любое подмножество человеческого общества, развивается в соответствии с теми законами, которые философы изучали несколько последних тысячелетий. Ничего нового. Подавление одних людей другими, борьба подавляемых за свои права. На разных этапах развития общества, в разной исторической обстановке, но все то же самое. «Рабовладение», «крепостное право» — то, через что человеческое общество уже проходило. Теперь мы видим его элементы в нашем профессиональном сообществе. Рабовладение и крепостное право были закреплены законами того времени. Законами, принятыми в интересах тех, кто владел крепостными душами. Элементы современного рабовладения у изыскателей... В Национальном объединении изыскателей практически две трети членов Совета не имеют даже профильного образования и опыта работы в инженерных изысканиях. Но они владеют... Они голосуют на съездах изыскателей. Они принимают решения, кого им допустить в Совет, какие нормативы разрабатывать, как жить тому профессиональному сообществу, власть над которым они получили. Они решают, кто сколько им должен платить. Они — юристы, менеджеры широкого профиля и прочие представители уважаемых профессий. Они взяли на себя эту тяжелую ношу руководства изыскателями, десятки тысяч которых не смогли найти в своей

среде тридцать профессионалов для формирования Совета. Неразумные изыскатели... Совет из неизыскателей решил, что справедливое соотношение, это когда одна СРО получает менее 3% голосов при принятии решений на съездах Национального объединения в сочетании с требованием к этой СРО формировать чуть меньше 30% бюджета Национального объединения изыскателей. Это для них справедливо. Молчащие неразумные изыскатели...

Законы надо исполнять. Закон суров, но он закон. Немалое количество известных высказываний. Вспоминаются законы, запрещающие афроамериканцам ездить в автобусах с белыми и те же законы крепостного права — ведь даже в них были элементы гуманизма и человечности — можно было владеть своими крепостными душами, но созданный просвещенными людьми своего времени закон не допускал права убить крепостную душу. Это же было явным проявлением гуманизма...

Плохие законы надо выполнять, но их необходимо пытаться изменить. Законы пишут, принимают и исполняют люди, и наше неприятие плохо написанных законов может ускорить их изменение этими самыми людьми. Лучше не болеть. Если заболели, лучше лечение начинать раньше. Наше профессиональное сообщество тяжело больно. Конечно, мы можем молчать, терпеть — перемены все равно будут. Можем быть рабами. Если нас это устраивает. Иногда может показаться, что жизнь раба, если у тебя есть привычная миска маисовой каши и крыша над головой, лучше, чем попытки изменить окружающий мир, донести до тех, кто принимает решения, понимание недопустимости продолжения происходящего. Можно молчать. Но изменения произойдут. Все равно. История человечества это многократно подтвердила, и философы не единожды описали закономерности развития общества. Но во многом от нас с вами, от нашей позиции, зависит, что происходит с нами. Можно ждать развития исторического процесса. Или вспомнить про Карла Маркса. Про то, что люди становятся людьми, как только они начинают практически выделять себя из природы, когда они начинают производить собственные условия жизни. Давайте попытаемся, хотя бы попытаемся, не быть рабами. 🐼

ЧЛЕН-КОРРЕСПОНДЕНТ АН ГРУЗИНСКОЙ ССР ИОСИФ МОИСЕЕВИЧ БУАЧИДЗЕ (1907–2006)

CORRESPONDING MEMBER OF THE GEORGIAN ACADEMY OF SCIENCES IOSIF MOISEEVICH BUACHIDZE (1907–2006)

ШИБАКОВА В.С.

Старший научный сотрудник Геологического института РАН,
к.г.-м.н., г. Москва, valentina-shibakova@yandex.ru

SHIBAKOVA V.S.

A senior staff scientist of the Geological Institute of the RAS,
candidate of science (Geology and Mineralogy), Moscow,
valentina-shibakova@yandex.ru

Ключевые слова:

И.М. Буачидзе; Научный совет АН СССР по инженерной геологии и гидрогеологии; Международная ассоциация по инженерной геологии (МАИГ); Грузинский политехнический институт (ГПИ); Академия наук Грузинской ССР; инженерная геология; гидрогеология; гидротехнические сооружения.

Key words:

I.M. Buachidze; Scientific Council of the AS USSR on Engineering Geology and Hydrogeology; International Association for Engineering Geology (IAEG); Georgian Polytechnic Institute (GPI); Academy of Science of the Georgian SSR; engineering geology; hydrogeology; hydraulic structures.

Аннотация

Данная публикация продолжает серию статей В.С. Шibaковой о Научном совете АН СССР по инженерной геологии и гидрогеологии (ранее — грунтоведению) и об ученых, которые были с ним связаны. Она посвящена члену Научного совета и известному ученому — члену-корреспонденту АН Грузинской ССР Иосифу Моисеевичу Буачидзе (1907–2006).

Abstract

The publication continues the series of V.S. Shibakova's articles about the Scientific Council of the AS USSR on Engineering Geology and Hydrogeology (previously — Soil Science) and about the scientists who were associated with it. The paper is devoted to Iosif Moiseevich Buachidze (1907–2006) who was a member of the council, famous scientist, Corresponding Member of the Academy of Sciences of the Georgian SSR.

Член-корреспондент АН Грузинской ССР Иосиф Моисеевич Буачидзе вошел в первый состав Научного совета АН СССР по инженерной геологии и грунтоведению (позже — гидрогеологии), основанного Е.М. Сергеевым в 1966 г., и оставался одним из самых активных его членов в течение всего периода его существования (с 1966 по 1991 г.).

Уже в 1950-х гг. И.М. Буачидзе был хорошо известен в геологических кругах страны своими крупными научными работами в области гидрогеологии. Он провел гидрогеологическое районирование Грузии, выявил ос-



Рис. 1. Член-корреспондент АН Грузинской ССР И.М. Буачидзе (г. Москва, 1979 г., фото В.И. Васильева)

новные закономерности формирования и распространения подземных вод на ее территории и в целом в горно-складчатых областях. Иосиф Моисеевич внес крупный вклад в познание минеральных вод Грузии, в частности боржомских, что способствовало развитию и расширению курорта Боржоми и превращению его в одну из крупнейших здравниц Советского Союза. Инженерно-геологические работы И.М. Буачидзе с плеядой его учеников — К.И. Джанджгавой, В.Ш. Чумбуридзе, Г.И. Чохонелидзе, Г.М. Арешидзе, Л.И. Варазашвили, Э.Д. Церетели, Я.Ф. Хачапуридзе, Д.В. Чхеидзе и др. — имели широкое применение при строительстве гидротехнических и промышленных объектов страны.

Иосиф Моисеевич был не менее известен и как организатор высшего образования, ректор крупнейшего вуза Грузии — Грузинского политехнического института (ГПИ), готовившего прекрасные кадры специалистов для всей страны. Во времена ректорства И.М. Буачидзе этот вуз гостеприимно принимал ученых, студентов и аспирантов из многих городов. Мне также довелось воспользоваться помощью и поддержкой руководства и лично ректора ГПИ в 1965 г., когда я приехала в Грузию во



Рис. 2. Обсуждаются вопросы развития минеральных вод Грузии. Слева направо: И.М. Буачидзе, А.М. Мелива, Н.Н. Славянов, И.Н. Кепуладзе, М.Г. Пагава (г. Тбилиси, 13 июня 1952 г.)

главе группы студентов геологического факультета МГУ на зимнюю студенческую практику, которая прошла по насыщенной и интересной программе с посещением различных объектов в Тбилиси, Боржоми и Бакуриани.

На базе ГПИ устраивались многие всесоюзные совещания и конференции. Председателем оргкомитетов некоторых из них являлся И.М. Буачидзе. Вспоминаются два совещания, в которых я принимала участие.

В 1964 г. в Тбилиси прошло Третье всесоюзное совещание по технической мелиорации и закреплению грунтов, организатором которого был Иосиф Моисеевич. Оно было очень представительным, его опубликованные труды впоследствии очень широко цитировались.

Весной 1968 г. И.М. Буачидзе выступил в Научном совете АН СССР по инженерной геологии и грунтоведению с предложением провести в Тбилиси всесоюзную конференцию по инженерной геологии. Это предложение было принято, и Иосиф Моисеевич был утвержден председателем оргкомитета конференции. Осеню

1968 г. он собрал в ГПИ первое заседание оргкомитета, на котором присутствовали многие известные ученые — члены Научного совета во главе с Е.М. Сергеевым — и была разработана научная программа конференции. И.М. Буачидзе приступил к работе по ее подготовке вместе с коллективом возглавляемой им кафедры инженерной геологии ГПИ.

Всесоюзная конференция по инженерной геологии была проведена в мае 1972 г. в Тбилиси на базе ГПИ. Она прошла с большим успехом, на ней присутствовали многие иностранные гости. Опубликованные труды конференции доступны и современному читателю. В конце ее работы в Тбилиси прошло расширенное заседание Научного совета под председательством Е.М. Сергеева, на котором с отчетом о конференции выступил И.М. Буачидзе. Научный совет одобрил этот отчет и принял «историческое» решение о регулярном проведении всесоюзных конференций по инженерной геологии (один раз в четыре года). Следующие конференции проходили в 1976 г. (г. Ленинград), 1980 г. (г. Ростов-на-Дону). Секция инженерной геологии во время Международного геологического конгресса в 1984 г. в г. Москве была эквивалентна всесоюзной конференции по инженерной геологии. А съезд инженеров-геологов, гидрогеологов и геокриологов в 1988 г. в г. Киеве значительно превзошел этот масштаб.

В 1973 г. И.М. Буачидзе оставил должность ректора ГПИ и создал Сектор гидрогеологии и инженерной геологии в системе Академии наук Грузии, который он возглавлял до 1991 г. В составе этого сектора работал сильный научный коллектив. Он играл роль головного института в Академии наук Грузинской ССР по разработке научных направлений «гидрогеология» и «инженерная геология». Результаты исследований, проводимых в нем, были опубликованы в фундаментальном труде «Инженерная геология СССР», а также докладывались на многочисленных совещаниях и конференциях. На базе этого сектора в Грузии осуществлялась



Рис. 3. Главный корпус Грузинского политехнического института, где И.М. Буачидзе работал как ректор. У входа справа — группа студентов геологического факультета МГУ (г. Тбилиси, февраль 1965 г., фото А.И. Сергеева)



Рис. 4. Советские специалисты в гостях у итальянских энергетиков: И.М. Буачидзе в центре, справа от него — президент фирмы «Сирче» г-н Пуццола, директор фирмы «Электроконсульт» г-н Бергенс, секретарь фирмы «Сирче» г-н Леви; слева — Г.В. Джишкарони, Т.И. Гоговадзе, Ю.А. Толкачев (Италия, сентябрь 1969 г.)

деятельность Научного совета АН СССР по инженерной геологии и гидрогеологии и действовали два структурных подразделения совета — Региональная секция Кавказа под председательством И.М. Буачидзе и Проблемная комиссия шельфов под председательством его талантливого ученика К.И. Джанджгавы. Сектор гидрогеологии и инженерной геологии АН Грузинской ССР в течение ряда лет был надежной опорой нашего совета на Кавказе.

О деятельности Научного совета было рассказано в ранее опубликованных статьях, в которых представлены в том числе и фотографии с И.М. Буачидзе и его соратниками. В этой статье хотелось бы подчеркнуть значение деятельности Иосифа Моисеевича для развития инженерной геологии.

В 1978 г. был опубликован том 8 «Кавказ, Крым, Карпаты» монографии «Инженерная геология СССР» под редакцией И.М. Буачидзе, К.И. Джанджгавы и М.В. Чуринова. Разделы этого тома по Кавказу были подготовлены И.М. Буачидзе совместно с его учениками и соратниками — К.И. Джанджгавой, Э.А. Джавахишвили, Г.М. Арешидзе, Л.И. Варазашвили, Э.Д. Церетели, Л.Г. Мельниковой, Л.А. Церцвадзе, Г.В. Джапаридзе, М.Э. Ониани, Б.Д. Квирквелия, Д.В. Чхеидзе, В.Ш. Чумбуридзе, Т.Г. Лордкипанидзе и др. Указанная монография в 1982 г. была удостоена высшей награды страны — Ленинской премии.

В международной монографии «Инженерная геология Земли» («Engineering Geology of the Earth») на английском языке И.М. Буачидзе был автором двух больших глав — «Инженерная геология горных регионов» и «Инженерная геология Альпийско-Гималайского пояса». Эта монография, изданная в 1989 г., и по сей день является одним из главных достижений Международной ассоциации по инженерной геологии (МАИГ).

В 1969 г. И.М. Буачидзе в составе советской делегации гидроэнергетиков посетил Италию и ознакомился с геологией Южных Альп и опытом строительства высотных плотин в этом регионе. По материалам, полученным от итальянских фирм, осуществлявшим гидротехническое строительство, и по личным наблюдениям

и оценкам Иосифом Моисеевичем была написана книга «Вопросы инженерной геологии гидроэлектростанций Южных Альп», опубликованная в 1971 г. В этой работе, в частности, был сделан подробный анализ катастрофы, произошедшей на водохранилище Вайонт в Северной Италии в октябре 1963 г. Интересно кратко рассмотреть эту информацию из книги И.М. Буачидзе.

На реке Вайонт (левом притоке р. Пьяве) в 1960 г. была возведена высочайшая в мире арочная плотина высотой 265,5 м, толщиной 3,4 м в верхней части и 22,7 м в нижней, с длиной хребта 100,5 м. Гидроузел Вайонт, заслуживавший большого интереса специалистов, приковал к себе особое внимание после произошедшей там грандиозной катастрофы, вызванной оползнем-обвалом. Чаша этого водохранилища сложена отложениями доггера, мальма, мела и эоцена, составляющими южное крыло Вайонтской синклинали с моноклинальным падением слоев на северо-восток. Река Вайонт на участке водохранилища протекает по южному склону синклинали, последовательно прорезая весь комплекс указанных пород. В нижнем течении она создала узкий глубокий каньон в известняках доггера (среднего отдела юрской системы). Это место и было использовано для строительства плотины.

9 октября 1963 г. в 22 часа 38 минут произошло смещение оползневого массива с горы над левым бортом водохранилища — в его чашу за несколько секунд обрушилось 360 млн м³ материала. Смещенные массы переметнулись на правый берег каньона шириной 100 м и поднялись там на высоту 140 м. В результате произошло резкое изменение ландшафта — на месте ущелья глубиной 250 м образовался гористый рельеф с высотой отдельных точек до 400 м от дна ущелья. Этот оползень-обвал вытеснил из водохранилища воду объемом 114 млн м³. Образованная волна достигла высоты 246 м над гребнем плотины. Перелившаяся через него огромная масса воды снесла служебные помещения гидроузла и обсерваторию станции (со всеми новейшими данными наблюдений за динамикой склонов водохранилища), находившиеся в ущелье реки Вайонт, и населенные пункты Лонжероне, Пираго, Вилланова, Ривальта и Фае, расположенные в долине реки Пьяве. Погибло 3000 человек. Непосредственных свидетелей оползня-обвала в живых не осталось. На большом протяжении данных ущелий были смыты почвенный и растительный покровы, а также верхняя выветрелая часть коренных пород. Сама же плотина почти не получила повреждений.

Причины, обусловившие возникновение оползня-обвала на реке Вайонт, были следующими.

1. *Наличие моноклинально падающих под углом 30–50° мергелистых известняков, мергелей и порою мергелистых глин мальма и нижнего мела, подрезанных рекой и согласно залегающих на толстослоистых крепких известняках доггера.*

2. *Наличие вторичной антиклинали на крыле региональной синклинали с разрывом, проходящим в ее сводовой части на северных отрогах горы Ток. Этот разрыв обусловил раздробленность пород и, соответственно, благоприятные условия для эрозии, обвалов и оползней.*

3. *Обнаженность «голов» слоев мергелисто-глинистых отложений мальма на довольно высоких отметках северного склона горы Ток и их частичная подре-*



Рис. 5. Плотина, водохранилище и левый склон долины реки Вайонт до катастрофы



Рис. 6. Плотина и левый склон долины реки Вайонт после катастрофы

занность, обусловившие интенсивную циркуляцию грунтовых вод по наклонной поверхности слоев. Нижележащие толщи доггера пропускали грунтовые воды в незначительном количестве. Толщи мальма и нижнего мела отзывались на влияние грунтовых вод иначе. Известняковые прослои этих слоев пропускали воду по падению слоев и в направлении трещиноватости пород, а мергели и глины насыщались и перенасыщались водой. С их делювиального покрова воды смывали глинистые частицы и отлагали аллювиальные образования по плоскостям напластования и в нижних частях трещин. Таким образом, в западной части оползневого склона сформировались условия, удобные для скольжения блоков пород по плоскости, находившейся на уровне кровли отложений доггера.

4. Заполнение чаши водохранилища до высоты 250 м от его дна и его режим, способствовавшие активизации смещения левого борта водохранилища. Периодические подъем и снижение уровня воды создавали переменный режим грунтовых вод и обусловили размокание глинистых пород мальма, нижнего мела и в особенности иллювиальных образований, залегающих выше обычного уровня грунтовых вод. Значительные повышения и последующие понижения уровня воды в водохранилище создавали благоприятные условия для усиления гидростатического давления грунтовых вод на склонах.

5. Выпадение значительного количества атмосферных осадков в августе–сентябре.

И.М. Буачидзе сделал в своей книге следующий вывод. Геологами и проектировщиками Вайонтского водохранилища была допущена непоправимая ошибка в вопросе оценки устойчивости нижней части северного склона горы Ток. В процессе изысканий было заложено всего несколько скважин и неглубоких штолен. Поэтому характер и очертания предполагаемых плоскостей скольжения остались невыясненными. Естественно, не были рассчитаны условия устойчивости этого массива, т.к. геологи доказывали априори, что здесь могут быть только мелкие смещения земляных масс — преимущественно делювиального покрова.

Первоначальная ошибочная оценка этого оползнеопасного массива усугубилась еще больше, когда после заполнения водохранилища в 1960 г. произошел оползень-обвал участка склона объемом 700 тыс. м³ и была выработана точка зрения, что эти массы создали контр-

форс основному массиву и в результате переменного заполнения водохранилища произошла консолидация пород вследствие их попеременного увлажнения и высыхания. «К сожалению, плотина уже была построена и любая концепция об устойчивости левобережного склона принималась охотно. Но, увы, все оказалось не так. Этот поучительный пример, безусловно, следует учесть при строительстве и эксплуатации высоких плотин» — такими словами И.М. Буачидзе закончил свой обзор, посвященный Вайонтской катастрофе.

В книге «Вопросы инженерной геологии гидроэлектростанций Южных Альп» также содержатся материалы и по другим гидроэлектростанциям, построенным и успешно работавшим в Северной Италии. И.М. Буачидзе подчеркивал, что ледниковое происхождение многих речных долин в Альпах являлось причиной образования оползней как в древние геологические эпохи, так и в настоящее время, поэтому выбор площадок под гидроузлы в таких долинах требует особо тщательного изучения инженерно-геологических условий строительства.

В сентябре 2012 г. мне посчастливилось посетить Французские Альпы и в массиве Шартрез, в зоне альпийских лугов на высоте 1500–1650 м, наблюдать инженерно-геологические условия, очень близкие к условиям района плотины Вайонт: крутые, порой каньонообразные склоны и контакт плотных почти монолитных известняков доггера с вышележащими сильнотрещиноватыми мергелями и мергелистыми породами мальма, которые слагают склоны и представляют собой «готовый материал» для развития оползней даже без дополнительного увлажнения. Администрация района в целях предотвращения оползнеобразования призывает всех туристов и посетителей не ходить по склонам, а использовать для этого только специальные тропы. При осмотре территории, специфики ее пород и рельефа мне удалось понять всю остроту проблемы устойчивости сильно переувлажненных пород бортов Вайонтского водохранилища, а также представить себе гигантский объем того катастрофического оползня, равный 70 объемам мощной селезащитной плотины Медео.

Книга И.М. Буачидзе «Вопросы инженерной геологии гидроэлектростанций Южных Альп», изданная в Тбилиси, стала достоянием широкого круга специалистов в нашей стране посредством Научного совета АН СССР



Рис. 7. Члены оргкомитета Всесоюзной конференции по инженерной геологии. Слева направо: К.И. Джанджава, Ю.Б. Осипов, Е.М. Сергеев, И.В. Попов, В.Ш. Чумбуридзе (г. Тбилиси, 1968 г.)



Рис. 8. Ректор ГПИ И.М. Буачидзе встречается с молодыми специалистами (г. Тбилиси, 1972 г.)

по инженерной геологии и грунтоведению. Она была очень своевременной, т.к. во многих регионах Советского Союза тогда велось гидротехническое строительство и знание зарубежного опыта было весьма полезным. Кроме того, рядом организаций в те годы проводились исследования на Памире с целью изучения устойчивости Усойского завала и берегов высокогорного озера Сарез. Научный совет неоднократно обращался к обсуждению проблем снижения уровня Сарезского озера и использования его вод для потребностей народного хозяйства Таджикистана, и при этом опыт Вайонтского оползня-обвала, особенно образование волны, также рассматривался. Я полагаю, что специалистам, которые в настоящее время активно работают на Памире и по-прежнему решают эти сложные проблемы, стоит ознакомиться с геологическими материалами Вайонтской катастрофы, изложенными в книге И.М. Буачидзе.

Вторая половина прошлого века характеризовалась бурным развитием гидротехнического строительства, сооружением крупных и уникальных гидроузлов во всем мире, например Токтогульской, Нурекской, Саяно-Шушенской, Ингурской ГЭС в СССР, плотин Итайпу в Бразилии, Альпе-Джера, Плас-Мулен, Вайонт в Италии, Мальпасе во Франции, Асуан в Египте, Сан-Фернандо, Бодвин-Хил, Тетон в США, Кебан в Турции и др. В большинстве стран в гидротехническое строительство вкладывались большие деньги и было стремление получить от него максимальную отдачу.

В мире был накоплен большой опыт успешного гидротехнического строительства в различных геолого-тектонических условиях. Имелся и негативный опыт, связанный с авариями в процессе строительства и эксплуатации гидротехнических сооружений, однако он еще не был оценен и обобщен мировым сообществом инженеров-геологов, хотя МАИГ ежегодно проводила свои симпозиумы в разных странах, в т.ч. три конгресса (в 1970, 1974 и 1978 гг.). Поэтому в 1978 г. советская национальная группа подала заявку в МАИГ на проведение международного симпозиума на тему «Проблемы инженерной геологии в гидротехническом строительстве» в г. Тбилиси. Совет МАИГ на заседании в Мадриде рассмотрел это предложение и единодушно одобрил его. Председателем оргкомитета симпозиума был утвержден член-корреспондент АН Грузинской ССР И.М. Буачидзе.

Это была большая и ответственная для нашей национальной группы, в особенности для ученых Гру-



Рис. 9. Члены Научного совета АН СССР по инженерной геологии и грунтоведению. Рабочий момент совещания. Слева направо: И.М. Буачидзе, П.Ф. Швецов, Ф.В. Котлов (г. Москва, МГУ, 1973 г., фото В.И. Васильева)

зии, задача. Симпозиум был организован на базе руководимого И.М. Буачидзе Сектора гидрогеологии и инженерной геологии АН Грузинской ССР с участием Научного совета АН СССР по инженерной геологии и грунтоведению и прошел 12–19 сентября 1979 г. в Тбилиси с последующими экскурсиями по территории Грузии. Для его организации потребовался весь многолетний опыт работы И.М. Буачидзе как ученого инженера-геолога и гидрогеолога и его талант организатора науки и высшего образования.

В научную программу международного симпозиума МАИГ 1979 г. в Тбилиси входили следующие темы:

- 1) основные инженерно-геологические проблемы прогнозирования строительства и эксплуатации гидротехнических сооружений;
- 2) опыт изучения инженерно-геологических условий строительства плотин в складчатых областях;
- 3) сейсмоструктура и плотиностроение;
- 4) проблемы склоновых процессов при строительстве и эксплуатации плотин и водохранилищ;
- 5) проблемы строительства плотин и эксплуатации водохранилищ в условиях закарстованных и высокопроницаемых карбонатных пород;
- 6) геологические причины разрушения плотин;
- 7) опыт проведения инженерно-геологических изысканий и осуществления специального контроля во время строительства;
- 8) охрана геологической среды.

Представленные для обсуждения проблемы вызвали живой интерес мировой инженерно-геологической общественности. В работе симпозиума приняли участие 483 специалиста из 26 стран Европы, Азии, Северной



Рис. 10. Члены советской делегации на постконгрессной экскурсии по Бразилии. Слева направо: В.С. Шибакова, Г.А. Марков, И.М. Буачидзе (глава делегации), И.А. Печёркин, В.Д. Ломтадзе, В.П. Бочкарев (г. Рио-де-Жанейро, 1974 г., фото И.А. Турчанинова)



Рис. 11. Эмблема симпозиума МАИГ «Проблемы инженерной геологии в гидротехническом строительстве» на фасаде Дома кино, в котором 12–19 сентября проходили заседания (г. Тбилиси, 1979 г.)

и Южной Америки, Новой Зеландии. На симпозиуме было проведено 8 пленарных заседаний, заслушано 8 генеральных докладов и 12 содокладов, представлено 50 панельных докладов. Показательно, что в качестве докладчиков выступали крупнейшие ученые — инженеры-геологи: Д. Нилл (Англия), Л. Мюллер (Австрия), Е. Оборн (Новая Зеландия), Л. Клафф (США), Р. Шустер (США), С. Флагг (США), С. Борде (Франция), Т. Да Круз (Бразилия), М. Янич (Югославия), К. Эргуванли (Турция), Е.М. Сергеев, И.М. Буачидзе, Г.С. Золотарев, А.А. Варга (СССР), Р. Оливейра (Португалия), К. Морфельд (Швеция), В. Ковальский (ПНР), А. Ронаи (ВНР), С. Новосад (ЧССР) и др. Некоторые из перечисленных ученых были председателями комиссий МАИГ и лидерами национальных групп. В работе симпозиума приняли участие почетный президент МАИГ М. Арну, президент МАИГ Е.М. Сергеев, генеральный секретарь МАИГ Р. Волтерс, вице-президенты МАИГ О. Вайт, А. Квинтеро и В. Кришнасами.

Через все доклады прошла четкая мысль о все возрастающей роли инженерно-геологических исследований в гидротехническом строительстве, о необходимости более подробнейшего инженерно-геологического анализа геологических условий как при выборе площадок для строительства, так и в ходе строительства и в процессе эксплуатации гидротехнических сооружений. Большое внимание в докладах уделялось одной из актуальных проблем инженерной геологии — необходимости разработки методов инженерно-геологических прогнозов режимов антропогенных геологических и сейсмических процессов, вызванных функционированием гидротехнических сооружений.

Работа симпозиума проходила насыщенно и оживленно, в дискуссиях приняли участие 46 советских и иностранных специалистов. Приведу лишь отдельные примеры докладов.

И.М. Буачидзе в докладе «Геологический облик Кавказа и инженерно-геологический опыт гидротехнического строительства» рассмотрел инженерно-геологический



Рис. 12. Участники симпозиума МАИГ. Слева направо: Л. Мюллер, Р. Волтерс, Р. Оливейра, В.Я. Степанов, неизвестный автору специалист, К. Эргуванли, неизвестный автору специалист из Казахстана, Е.М. Сергеев, В.Н. Новожилов, В. Кришнасами, Е.Е. Яранцева (г. Тбилиси, 1979 г.)

фон Кавказа и северо-восточной части Итальянских Альп с учетом опыта строительства гидротехнических сооружений на тектонически нарушенных участках, привел ряд примеров строительства гидротехнических сооружений — высотной арочной плотины на реке Ингури, плотины Плас-Мулен, напорного тоннеля гидроэлектростанции Вилла-Гарньяно, тоннеля ГЭС Санта-Масенца, Аджарисцхальского и Булачаурского напорных тоннелей. В докладе была представлена рабочая схема классификации тектонических разрывов, встречающихся на территории Кавказа, по их параметрическим показателям с выделением пяти их основных групп: (1) глубинных, (2) глубоких, (3) неглубоких, (4) поверхностных, (5) малоамплитудных. Приведя конкретные данные 30–40-летних единовременных наблюдений, он сделал вывод, что вышеперечисленные гидротехнические сооружения, находящиеся преимущественно в районах тектонических разрывов 1–3-й групп, но в активных на сегодняшний день сейсмических зонах, за весь срок наблюдения не претерпели заметных деформаций. И.М. Буачидзе привел сравнительную генетическую оценку разрывов и участков долин, на которых возведены указанные сооружения, и заключил, что в сейсмически активных районах с широким развитием тектонических разрывов строительство следует вести на крупных целых блоках, а в исключительных случаях — на блоках, на которых контуры сооружений будут попадать на разрывы не ниже 3-й группы, как это было сделано в случае Ингурской плотины.

Накопившийся материал и практика создания крупных гидротехнических сооружений в горно-складчатых областях указывают, что на предварительных стадиях изучения инженерно-геологических условий в подобных случаях необходимо проводить тщательное изучение тектонического строения территорий строительства. «...Должны вестись систематические геодинамические наблюдения для накопления материалов об активности тектонических блоков земной коры на перспективных для гидротехнического строительства участках как до, так и после возведения сооружений» — так закончил свой доклад И.М. Буачидзе.

Л. Мюллер в генеральном докладе «Опыт исследования площадок для строительства плотин» на основе огромного собственного опыта, используя примеры сооружения плотин в различных частях земного шара, проанализировал особенности инженерно-геологических исследований при гидротехническом строительстве и отметил, что 50% аварий плотин произошли в результате недоучета геологических факторов при проектировании. «Не тело плотины, а породы являются наиболее слабым звеном сооружения», — подчеркнул Л. Мюллер. Рассматривая специфику геологического изучения района, он выделил основные звенья исследований — геолого-стратиграфические особенности пород и тектонику. Он подчеркнул важность изучения свойств грунтов в массиве с тщательным выявлением мельчайших особенностей его геологического и тектонического строения (наличия и характера прослоев, ослабленных зон, повышенной трещиноватости, разрывных нарушений, проявлений выветривания). Л. Мюллер ярко проиллюстрировал, как недоучет этих особенностей в ряде случаев приводил к отрицательным последствиям. Далее он рассмотрел геофизические (сейсмические, электрические), гидрогеологиче-



Рис. 13. И.М. Буачидзе (справа) и Т.В. Юлин-Баженев (слева) на технической экскурсии по трассе канала Дунай – Днепр после окончания расширенного заседания Научного совета в г. Одессе в 1983 г.



Рис. 14. Грузинские инженеры-геологи принимают В. Дирмана. Слева направо: Т. Джикия, Э.А. Кванчахадзе, Д.В. Чхендзе, В. Дирман, И.М. Буачидзе, В.С. Шibaкова, Л.И. Варазашвили, Л.А. Церцвадзе, Т. Лордкипанидзе (г. Тбилиси, 1983 г.)

ские методы исследования, разведочное бурение, проходку разведочных штолен и галерей. Л. Мюллер отметил, что полная и достоверная информация может быть получена только при использовании всего комплекса методов. Образно сравнивая проходку скважин с «булавочными уколами», он показал, что при огромных затратах на бурение получаемые результаты не всегда дают полную картину геологических условий строительства, и подчеркнул, что из прямых методов наиболее достоверные результаты могут быть получены с помощью разведочных штолен и галерей. Материальные затраты вполне окупаются полнотой и надежностью получаемой геологической информации, используемой при проектировании сооружений, а также возможностью дальнейшего применения этих галерей для наблюдения за работой сооружения.

Рассматривая методику изучения водопроницаемости, прочностных и деформационных свойств грунтов, Л. Мюллер обратил внимание на несоответствие результатов, получаемых при лабораторных испытаниях,



Рис. 15. И.М. Буачидзе и В. Дирман во время геологической экскурсии в Восточную Грузию (1983 г., фото В.С. Шibaковой)

и реальных свойств грунтов в зонах воздействия гидротехнических сооружений. Он подчеркнул, что более достоверные результаты могут быть получены при полевых испытаниях грунтов и что необходимо самое широкое применение этих методов в практике инженерно-геологических исследований.

Заключительные разделы доклада Л. Мюллера были посвящены форме представления геологических результатов и интерпретации геологических данных. В большинстве случаев для описания всех специфических особенностей геологического строения и тектоники района инженерная геология пока еще использует качественные характеристики, поэтому проектировщики не всегда могут принять во внимание данные геологических исследований и особенно учесть взаимосвязь различных геологических факторов на всех этапах проектирования, что является причиной многих технических просчетов. Л. Миллер подчеркнул, насколько ответственна работа инженеров-геологов не только при проведении геологических изысканий, но и при разработке проектов гидротехнических сооружений.

Е. Оборн в генеральном докладе «Сейсмотектоника и плотиностроение» показал, что детальное геологическое картирование обнаружило, что угрозе сейсмических воздействий подвержена значительно большая часть Земли, чем считали ранее. По мере того как плотина становится выше и длиннее и удерживает всё большие объемы воды, растет сейсмическая опасность для гидротехнических сооружений и расположенных ниже территорий. Е. Оборн отметил, что при оценке района строительства плотины в сейсмотектонически активной области необходимо учитывать следующее: максимально возможную магнитуду землетрясений для данного района, частоту повторяемости потенциально опасных для сооружений землетрясений, сейсмические характеристики колебаний грунтов, характер деформаций и их возможный масштаб, ожидаемую под воздействием водохранилища



Рис. 16. И.М. Буачидзе демонстрирует высоконапорную артезианскую скважину В. Дирману во время геологической экскурсии в Восточную Грузию (1983 г.)



Рис. 17. Сотрудники Сектора гидрогеологии и инженерной геологии АН ГССР перед началом лекции В. Дирмана. В первом ряду — И.М. Буачидзе, во втором ряду — Г.И. Буачидзе, Л.И. Варазашвили, К.И. Джанджава (г. Тбилиси, 1983 г.)

сейсмичность и ее последствия. В первую очередь важно изучение разломов и определение степени их активности. К сожалению, в целом ряде случаев выбор мест строительства плотин проводился без использования надлежащего количества информации, поэтому имели место их повреждения и аварии в результате активных подвижек в зонах разломов. Наиболее опасными для гидротехнических сооружений являются дизъюнктивные дислокации, которые проходят по плоскостям региональных и оперяющих разломов, а также различные виды деформаций пород (сдвиги, растяжения, сжатия).

В докладе Е. Оборна также были рассмотрены основные методы исследований разломов — стратиграфический, геоморфологический, радиометрический (палеомагнитный), дистанционного зондирования, геодезический. Перспективными являются исследования разломов *in situ*, успешно применяемые для изучения их активности в штате Южная Каролина в США.

Далее Е. Оборн обратился к вопросу о повышении сейсмичности в связи с созданием водохранилищ. По мере изучения все большего их числа становится ясным, что наведенная сейсмичность зависит не только от глубины и объема водохранилища, но и от особенностей геологического строения его ложа и бортов, включая физические свойства слагающих их пород, исходный режим напряжений и его изменения в результате наполнения ложа водой.

Затем докладчик рассмотрел поровое давление воды как причину повышения сейсмичности в зоне водохра-



Рис. 18. И.М. Буачидзе с супругой Цецилией на приеме у Р. Оливейры в гостинице «Москва» во время Международного геологического конгресса в г. Москве в 1984 г. (фото Р. Оливейры)

нилища. Угрозе больших сейсмических воздействий, связанных с заполнением водой, в большей степени подвергаются водохранилища, борта которых сложены трещиноватыми водопроницаемыми породами. Е. Оборн высказал мнение, что в будущем будет возможно контролировать высвобождение сейсмической энергии путем эффективного управления заполнением водохранилищ.

Далее Е. Оборн рассмотрел вопрос о сейсмических колебаниях грунтов. Анализируя различные методы их изучения, он отметил большую важность палеосейсмологического метода при оценке сейсмической опасности и выявлении районов, в которых можно ожидать наиболее разрушительных землетрясений. Касаясь вопросов сейсмического микрорайонирования, докладчик обратил внимание на влияние физических свойств пород, а также рельефа района и уровня грунтовых вод на сейсмические колебания грунтов. Он заключил: «Хотя многое уже сделано, предстоит сделать еще больше, чтобы уметь правильно понимать сеймотектоническое окружение гидротехнических сооружений».

Генеральный доклад С. Флагга был посвящен геологическим причинам разрушения плотин. Он отметил, что 60% аварий на плотинах США было связано с геологическими факторами — проницаемостью пород, их выветриваемостью, растворимостью, подверженностью воздействию грунтовых вод, сейсмической активностью района, отрицательными антропогенными воздействиями на геологию района, результатами древних геологических катастрофических явлений, неправильной идентификацией и недостаточно тщательным картированием пород основания плотины.

Далее С. Флагг привел примеры аварий на плотинах США и других стран.

Земляная плотина высотой 93 м на реке Тетон (США), построенная в 1975 г., разрушилась 5 июня в 1976 г., причинив огромные убытки. Течь, возникшая в ее правом примыкании, быстро увеличивалась, все попытки закрыть ее не увенчались успехом. Через четыре с половиной часа образовался прорыв, высота потока превысила 9 м, 40% тела плотины и 115 тыс. м³ пород примыкания было размыто. Исследования, проведенные на месте аварии, показали, что прорыв произошел в результате интенсивной миграции глинистых материалов, слагающих ядро плотины, в открытые трещины скальных пород правобережного борта примыкания.



Рис. 19. Геологическая экскурсия на корабле по акватории Черного моря после симпозиума МАИГ в 1988 г. в г. Тбилиси. В.С. Шibaева, О. Вайт, И.М. Буачидзе (г. Батуми, 1988 г.)



Рис. 20. И.М. Буачидзе (стоит спиной) дает пояснения О. Вайту во время экскурсии по береговой зоне. Слева — В.С. Шibaева, справа — супруга О. Вайта Е. Вайт (г. Батуми, 1988 г.)

Разрушение земляной плотины Сан-Фернандо в районе г. Лос-Анджелеса (США) явилось результатом сильного землетрясения магнитудой 6,6 в 1971 г. Под действием ускорения 0,5g произошла потеря прочности глинистых пород основания и глинистых материалов тела плотины, их разжижение и оползание.

Причины аварии земляной плотины Бодвин-Хил в штате Калифорния (США), произошедшей в 1963 г. и принесшей убытки на миллионы долларов, трактуются по-разному. Одним из наиболее вероятных объяснений является проседание области водохранилища, вызванное нефтяными разработками.

Катастрофическое разрушение бетонной плотины Мальпасе на юге Франции в 1959 г. явилось первым в мире полным разрушением арочной плотины. В ее левом примыкании, сложенном сильно дислоцированными и трещиноватыми гнейсами и сланцами, произошло смещение огромного блока пород по плоскости разлома, проходившего под плотиной в ослабленной зоне сдвига. Причина разрушения плотины, по мнению большинства экспертов, была связана с тем, что высокое поровое давление вдоль плоскости разлома вызвало первоначальное смещение в левом примыкании.

Я привела краткое содержание докладов И.М. Буачидзе, Л. Мюллера, Е. Оборна и С. Флагга, чтобы позволить современному читателю почувствовать атмосферу международного симпозиума МАИГ 1979 г. в г. Тбилиси и дать ему возможность увидеть, насколько современные исследования в рассматриваемой области продвинулись вперед за последние 30–35 лет.

Симпозиум в г. Тбилиси был хорошо организован. К его открытию были изданы: сборник докладов, вклю-



Рис. 21. Счастливый момент для авторов и редакторов монографии «Инженерная геология Земли» — работа закончена. Е.М. Сергеев, В.С. Шибакова, И.М. Буачидзе (г. Москва, 1986 г., фото В. Дирмана)

чавший 34 работы на русском языке; инженерно-геологическая карта Грузии масштаба 1:100 000; путеводитель по маршруту технической экскурсии на русском и английском языках. Авторы генеральных докладов заранее получили все доклады, материалы которых были ими использованы. Все заседания симпозиума проходили как пленарные. На нем также проводились весьма активные дискуссии. Организаторы сумели обеспечить синхронный перевод высокого класса.

Местом проведения мероприятия был Дом кино на проспекте Руставели — в историческом и культурном центре г. Тбилиси.

Оргкомитет также предложил интересную культурную программу и сделал все возможное, чтобы познакомить участников и гостей симпозиума с древней историей и культурой Грузии.

Иосиф Моисеевич Буачидзе и его супруга Цецилия еще до открытия симпозиума устроили у себя дома прием для генеральных докладчиков, содокладчиков, иностранных гостей и членов оргкомитета, чтобы предоставить им возможность познакомиться и пообщаться. Этот прием, насчитавший более 100 гостей, проведенный с истинно грузинским гостеприимством, безусловно, способствовал укреплению взаимоотношений между учеными МАИГ и успешному проведению симпозиума.

По окончании форума для всех его участников и гостей был организован большой банкет. Оценку данного мероприятия по сложившейся традиции сделал генеральный секретарь МАИГ Р. Волтерс, который в своей заключительной речи высоко оценил работу симпозиума, поблагодарил его организаторов и лично И.М. Буачидзе. В заключение он сказал: «Существуют две особенности, которые сделают этот симпозиум незабываемым: его научные результаты будут задокументированы путем опубликования их более чем в 70 статьях в Бюллетене МАИГ... яркие впечатления от встреч такого большого количества участников в атмосфере искренности, взаимного доверия, гармонии, в окружении замечательного природного ландшафта будут надолго запечатлены в наших сердцах. Это является заслугой советской национальной группы МАИГ и особенно сотрудников Академии наук Грузии — организаторов симпозиума» (полный текст этой речи приведен в Бюллетене МАИГ № 21 за 1980 г.).

После окончания симпозиума была успешно проведена техническая экскурсия, во время которой гостям была предоставлена возможность увидеть объекты гидротехнического строительства Грузии. Она прошла



Рис. 22. Прием в ресторане гостиницы «Националь» по случаю завершения работы над монографией «Инженерная геология Земли»

по маршруту Тбилиси — Кутаиси — Цхалтубо — Новый Афон — Пицунда — Сухуми. Участники симпозиума ознакомились с региональными инженерно-геологическими условиями значительной части территории Грузии, а также с важнейшими эксплуатируемыми, строящимися и проектируемыми гидроэлектростанциями, Черноморским побережьем и морскими гидротехническими сооружениями в пределах республики. В экскурсии приняли участие около 400 человек.

Чуть позже генеральный секретарь МАИГ Р. Волтерс осуществил свое намерение, озвученное в Тбилиси: в декабре 1979 г. в г. Крефельде (ФРГ) вышел в свет очередной номер Бюллетеня МАИГ (№ 20), который включил в себя более 70 докладов Тбилисского симпозиума. А в следующий его номер (№ 21, июнь 1980 г.) вошло шесть докладов, материалы дискуссий и тексты выступлений на церемониях открытия и закрытия этого мероприятия.

В июле 1980 г. в Париже на заседании совета МАИГ, проведенном во время работы 27-го Международного геологического конгресса, генеральный секретарь ассоциации Р. Волтерс в своем официальном отчете особо подчеркнул большую роль для развития инженерной геологии двух симпозиумов МАИГ — «Инженерно-геологическое картирование» (г. Ньюкасл, 1979 г.) и «Проблемы инженерной геологии в гидротехническом строительстве» (г. Тбилиси, 1979 г.) — и их организаторов В. Дирмана и И.М. Буачидзе. Доклады симпозиума в Ньюкасле были опубликованы в Бюллетене МАИГ № 19, а доклады Тбилисского симпозиума, как уже отмечалось, — в следующем № 20. Эти два выпуска были спаренными и вместе занимали более 700 страниц, составив по объему 1/5 от всех материалов, опубликованных за 10-летнюю историю существования этого журнала МАИГ. Комментируя данный факт, Р. Волтерс сказал: «Я чувствую, что мы приближаемся в своей работе к одной из главных целей нашей ассоциации — собирать, оценивать и распространять результаты, в том числе информацию о неудачах, в инженерно-геологической деятельности со всего мира быстро и на благо всех народов».

В октябре 1988 г. в г. Тбилиси прошел международный симпозиум МАИГ на тему: «Инженерная геология шельфа и континентального склона морей и океанов», организатором которого вновь был И.М. Буачидзе. Надеюсь, что грузинские коллеги когда-нибудь более подробно осветят это событие. Я же приведу здесь лишь мнение президента МАИГ О. Вайта, который отметил в президентском послании к членам МАИГ: «Профес-

сор Буачидзе — председатель оргкомитета симпозиума в Тбилиси — представил программу симпозиума, обеспечившую его участникам интересные заседания и дискуссии в широком диапазоне технических и географических проблем. Полевая экскурсия дала замечательную возможность посетить Черное море и город Батуми и ознакомиться с береговой линией и берегоукрепительными работами. Ассоциация благодарит оргкомитет симпозиума “Тбилиси-88”, который сохранится в анналах истории МАИГ».

Таким образом, имя И.М. Буачидзе вошло в историю МАИГ вместе с именами В. Дирмана, Р. Волтерса, Е.М. Сергеева, М. Арну, О. Вайта и Р. Оливейры.

В данной статье были кратко рассмотрены лишь основные направления деятельности Иосифа Моисеевича. При этом хотелось бы выразить надежду, что ученики и соратники И.М. Буачидзе напишут книгу об этом замечательном сыне грузинского народа — крупном ученом, организаторе науки и высшего образования и общественном деятеле.



Рис. 23. Список и подписи специалистов, присутствовавших на лекции профессора Р. Оливейры. Первая роспись принадлежит И.М. Буачидзе

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Буачидзе И.М. Вопросы инженерной геологии гидроэлектростанций Южных Альп. Тбилиси: Мецниереба, 1971. С. 55.
2. Буачидзе И.М. Гидрогеологическое районирование территории Грузии // Труды ГПИ. Тбилиси, 1955. № 3 (38).
3. Буачидзе И.М. Инженерная геология СССР. Т. 8: Кавказ. Крым. Карпаты. М.: Изд-во МГУ, 1978.
4. Буачидзе И.М. К вопросу формирования подземных вод в горно-складчатых областях // Труды Лаборатории гидрогеологических проблем им. Ф.П. Саваренского АН СССР. М., 1958. Т. 16.
5. Буачидзе И.М. Некоторые закономерности формирования и распространения подземных вод в горно-складчатых областях // Труды Лаборатории гидрогеологических проблем при ГПИ. Тбилиси, 1963. Т. 2.
6. Буачидзе И.М. Основные закономерности инженерно-геологических условий Кавказа и условий их формирования. Инженерно-геологическое описание Кавказа. Опыт строительства и изменения природных условий под влиянием деятельности человека // Инженерная геология СССР. Т. 8: Кавказ, Крым, Карпаты. М.: Изд-во МГУ, 1978.
7. Буачидзе И.М. Основные закономерности формирования и распространения подземных вод Грузии и их зональность // Гидрогеология СССР. Т. 10: Грузинская ССР. М.: Недра, 1970.
8. Буачидзе И.М., Мелица А.М. К вопросу разгрузки подземных вод в Черное море в районе Гагра // Труды Научно-исследовательской лаборатории гидрогеологических и инженерно-геологических проблем при ГПИ. Тбилиси, 1967. № 3.
9. Буачидзе И.М., Шибакова В.С. Итоги международного симпозиума «Проблемы инженерной геологии в гидротехническом строительстве» // Инженерная геология. 1980. № 4.
10. Гордеев Д.И. Николай Николаевич Славянов // Труды Лаборатории гидрогеологических проблем им. Ф.П. Саваренского АН СССР. М., 1962. Т. 43. С. 136.
11. Buachidze I.M. Engineering geology of mountain regions // Engineering Geology of the Earth (Eds W.R. Dearman, E.M. Sergeev, V.S. Shibakova). M.: Nauka, 1989. 248 p.
12. Buachidze I.M. Engineering geology of the Alpine-Himalayan Belt // Engineering Geology of the Earth (Eds W.R. Dearman, E.M. Sergeev, V.S. Shibakova). M.: Nauka, 1989. 248 p.
13. Djanjgava K.I., Komarov I.S. The Black Sea Shelf // Engineering Geology of the Earth (Eds W.R. Dearman, E.M. Sergeev, V.S. Shibakova). M.: Nauka, 1989. 248 p.
14. Flagg C. Geological causes of dam incidents // Bull. IAEG. 1979. № 20.
15. Müller L. Experience in site investigation for dam construction // Bull. IAEG. 1979. № 20.
16. Napatvaridze Sh.G., Odisharia A.V. Utilization of seismotectonic data in seismic microzonation of construction site of an hydro-engineering complex // Bull. IAEG. 1980. № 21.
17. Oborn E. Seismotectonics and dam construction // Bull. IAEG. 1979. № 20.
18. Shibakova V. Symposium review // Bull. IAEG. 1980. № 21.
19. White O.L. President's letter // Newsletter IAEG. 1989. № 15. P. 2-3.
20. Wolters R. Report by the Secretary General // Newsletter IAEG. 1980. № 9. P. 4-7.

СРАВНИТЕЛЬНЫЙ АНАЛИЗ ТЕРМОВЛАГОПЕРЕНОСА В ДИСПЕРСНЫХ ГРУНТАХ РАЗНОГО ГРАНУЛОМЕТРИЧЕСКОГО СОСТАВА

COMPARATIVE ANALYSIS OF THERMAL MOISTURE TRANSFER IN DISPERSE SOILS OF VARIOUS GRAIN-SIZE DISTRIBUTIONS

КОРОЛЕВ В.А.

Профессор геологического факультета МГУ им. М.В. Ломоносова, г. Москва, korolev@geol.msu.ru

ФЕДЯЕВА Е.А.

Инженер геологического факультета МГУ им. М.В. Ломоносова, г. Москва, elena_fedjaeva@mail.ru

KOROLEV V.A.

A professor of the geological faculty of M.V. Lomonosov Moscow State University, Moscow, korolev@geol.msu.ru

FEDYAEVA E.A.

An engineer of the geological faculty of M.V. Lomonosov Moscow State University, Moscow, elena_fedjaeva@mail.ru

Ключевые слова:

термовлагодперенос; термоосмос; гранулометрический состав; песок; супесь; лесс; дисперсный грунт; температурный градиент; фазовый состав.

Key words:

thermal moisture transfer; thermoosmosis; grain-size distribution; sand; sandy loam; loess; disperse soil; temperature gradient; phase composition.

Аннотация

Приводятся результаты сравнительного анализа экспериментальных закономерностей термовлагодпереноса в дисперсных песчано-глинистых грунтах различного гранулометрического состава. Анализ выполнен с помощью треугольных диаграмм фазового состава грунтов, позволяющих оценивать термовлагодперенос при любом возможном соотношении фаз в грунтах. Установлено влияние гранулометрического состава и его особенностей на комплекс параметров термовлагодпереноса.

Введение

Термовлагодперенос — процесс переноса влаги в грунтах под действием температурного градиента ($\text{grad } T$) — осуществляется как в естественных условиях при наличии естественного температурного поля, так и при искусственном тепловом воздействии на грунты. Происходящее при этом перераспределение влаги за счет $\text{grad } T$ осуществляется от более нагретой области к более холодной и существенно меняет свойства грунтов, в связи с чем прогнозирование этих изменений имеет важное практическое значение.

Особенности термовлагодпереноса в конкретном грунте характеризуются его основными параметрами — коэффициентами влагодпереноса (D_w) и термовлагодпереноса (D_T). Однако число исследований этих параметров в квазизакрытых системах различных природных грунтов очень ограничено [1, 2, 5–7, 10–15], а многие факторы, влияющие на них, остаются малоизученными. В частности, слабо исследованы закономерности влияния гранулометрического состава грунтов на эти параметры.

Поэтому цель настоящей работы — выявление влияния гранулометрического состава на параметры неизотермического влагодпереноса в различных природных дисперсных грунтах. В работе необходимо бы-

Abstract

Comparative analysis results of experimental thermal moisture transfer regularities in disperse sandy-clay soils of various grain-size distributions are presented. The analysis is performed using soil phase composition triangular diagrams permitting to assess thermal moisture transfer at any possible proportions of phases in soils. Influence of grain-size distribution and its features on the complex of thermal moisture transfer parameters is ascertained.

Гранулометрический состав исследуемых грунтов, %													
№ образ-ца	Место отбора грунта	Наименование грунта по ГОСТ 25100-95	Фракции										
			галька (щебень)	гравий (дресва)		песок					пыль		
						Размер частиц, мм							
						> 10	10–5	5–2	2–1	1–0,5	0,5–0,25	0,25–0,1	0,1–0,05
1	Островцы	Песок гравелистый	3	11	25	22	22	7	5	1	4	-	-
2	Островцы	Песок крупный	1	2	3	11	41	36	4	1	1	-	-
3	Карелия	Песок крупный	-	1	17	73	9	-	-	-	-	-	-
4	Долина р. Москвы	Песок средней крупности	1	1	1	3	22	49	21	1	1	-	-
5	Балтика	Песок средней крупности	-	-	-	-	7	86	7	-	-	-	-
6	Горки 2-е	Песок мелкий	2	5	2	1	2	20	57	7	4	-	-
7	Островцы	Песок мелкий	-	-	-	-	-	7	84	4	5	-	-
8	Островцы	Песок пылеватый	-	-	-	-	1	2	47	27	23	-	-
9	Алмалык	Суглинок легкий	-	-	-	-	-	-	-	18	44	18	20

ло решить следующие задачи: (1) изучить закономерности термовлагопереноса в песчаных и пылеватых грунтах разной дисперсности; (2) проанализировать влияние гранулометрического состава на параметры термовлагопереноса с помощью треугольных диаграмм фазового состава; (3) оценить влияние на параметры термовлагопереноса разных категорий воды в этих грунтах.

Объекты и методика исследований

В качестве объектов исследования были выбраны 8 образцов песков разного гранулометрического состава и пылевато-глинистый грунт — лесс. При этом анализируемые пески различались по структурным особенностям, гранулометрическому составу, отсортированности и пр. Были выбраны четыре песка разной степени крупности (от гравелистого до пылеватого) из Раменского района Подмосковья (п. Островцы), песок среднезернистый из долины р. Москвы, песок мелкозернистый из Одинцовского района Подмосковья (п. Горки 2-е). Все эти шесть песков имеют аллювиальный генезис. Еще для анализа был выбран песок среднезернистый из отложений пляжа берега Балтийского моря (г. Светлогорск Калининградской обл.). Основным пороодообразующим минералом всех этих песков является кварц, зерна которого имеют хорошую и среднюю окатанность; в образце песка № 1 имеется примесь полевых шпатов. Кроме того, анализировался крупный кварцево-полевошпатовый озерный песок из Карелии. Зерна этого песка слабоокатанны и имеют неправильную форму. В качестве пылевато-глинистого грунта изучался типичный лесс, отобранный из района г. Алмалыка в долине реки Ахан-Гаран в Узбекистане, который по числу пла-

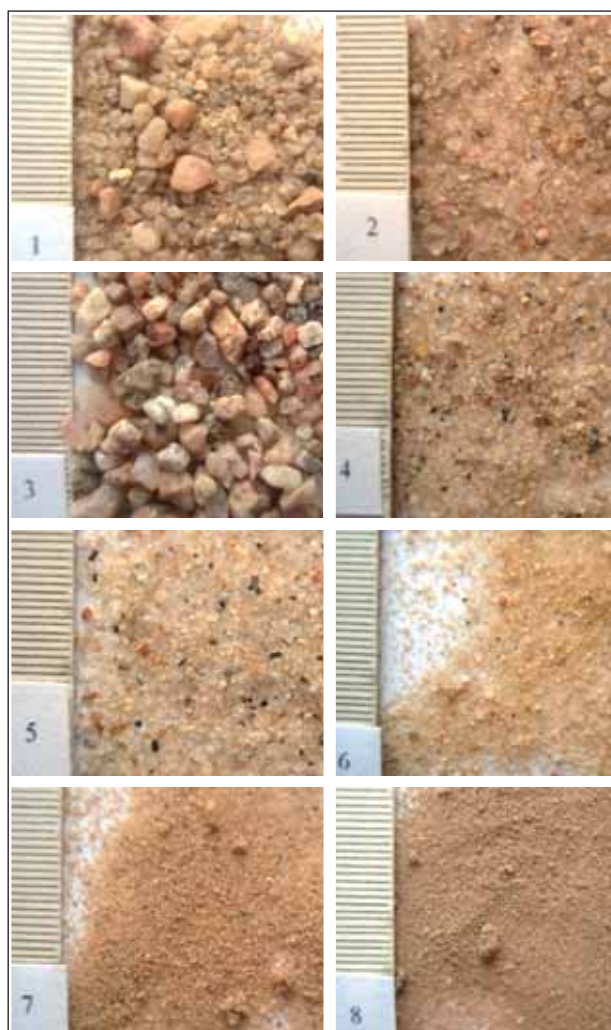


Рис. 1. Внешний вид исследуемых песков. Шкала имеет деление 0,5 мм, цифры соответствуют номерам образцов в табл. 1, 2

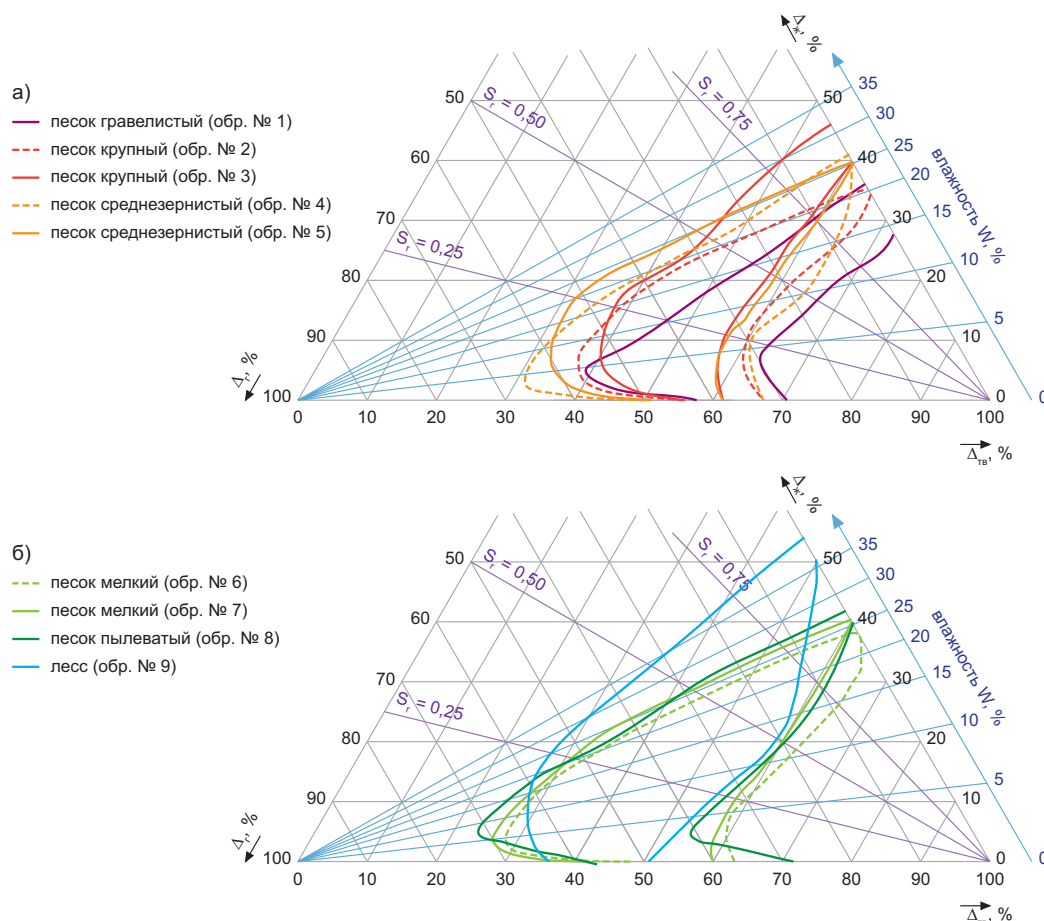


Рис. 2. Области возможного соотношения фаз на диаграммах фазового состава изученных грунтов. W — весовая влажность; S_r — степень влажности

Таблица 2

Физические и физико-химические свойства исследуемых грунтов

№ образца	Наименование грунта по ГОСТ 25100-95	Коэффициент неоднородности K_n	Коэффициент отсортированности K_{of}	Природная влажность W_e , %	Гигроскопическая влажность W_g , %	Плотность твердой фазы ρ_s , г/см ³	Плотность с нарушенной структурой, г/см ³		Коэффициент уплотняемости F	Коэффициент фильтрации K_f , м/сут	Влажность капиллярной влагоемкости W_c , %
							макс. ρ_{max}	мин. ρ_{min}			
1	Песок гравелистый	8,0	28,0	11,5	0,7	2,64	1,86	1,59	0,267	8,06	10,5
2	Песок крупный	2,5	5,2	7,1	0,3	2,63	1,76	1,53	0,596	27,65	15,2
3	Песок крупный	1,5	2,4	-	0,2	2,65	1,62	1,47	0,456	207,36	7,7
4	Песок средней крупности	2,8	5,6	-	0,3	2,65	1,79	1,53	0,504	5,76	14,5
5	Песок средней крупности	1,6	2,0	-	0,5	2,65	1,62	1,42	0,388	46,08	22,7
6	Песок мелкий	2,4	20,0	12,5	0,6	2,65	1,65	1,26	0,582	2,82	20,6
7	Песок мелкий	1,7	2,1	25,6	0,7	2,67	1,55	1,25	0,856	3,17	21,5
8	Песок пылеватый	4,3	7,3	23,2	1,4	2,67	1,92	1,21	2,195	0,19	23,5
9	Суглинок легкий			3,5	1,8	2,72	1,35	0,96	0,811	0,01	32,0

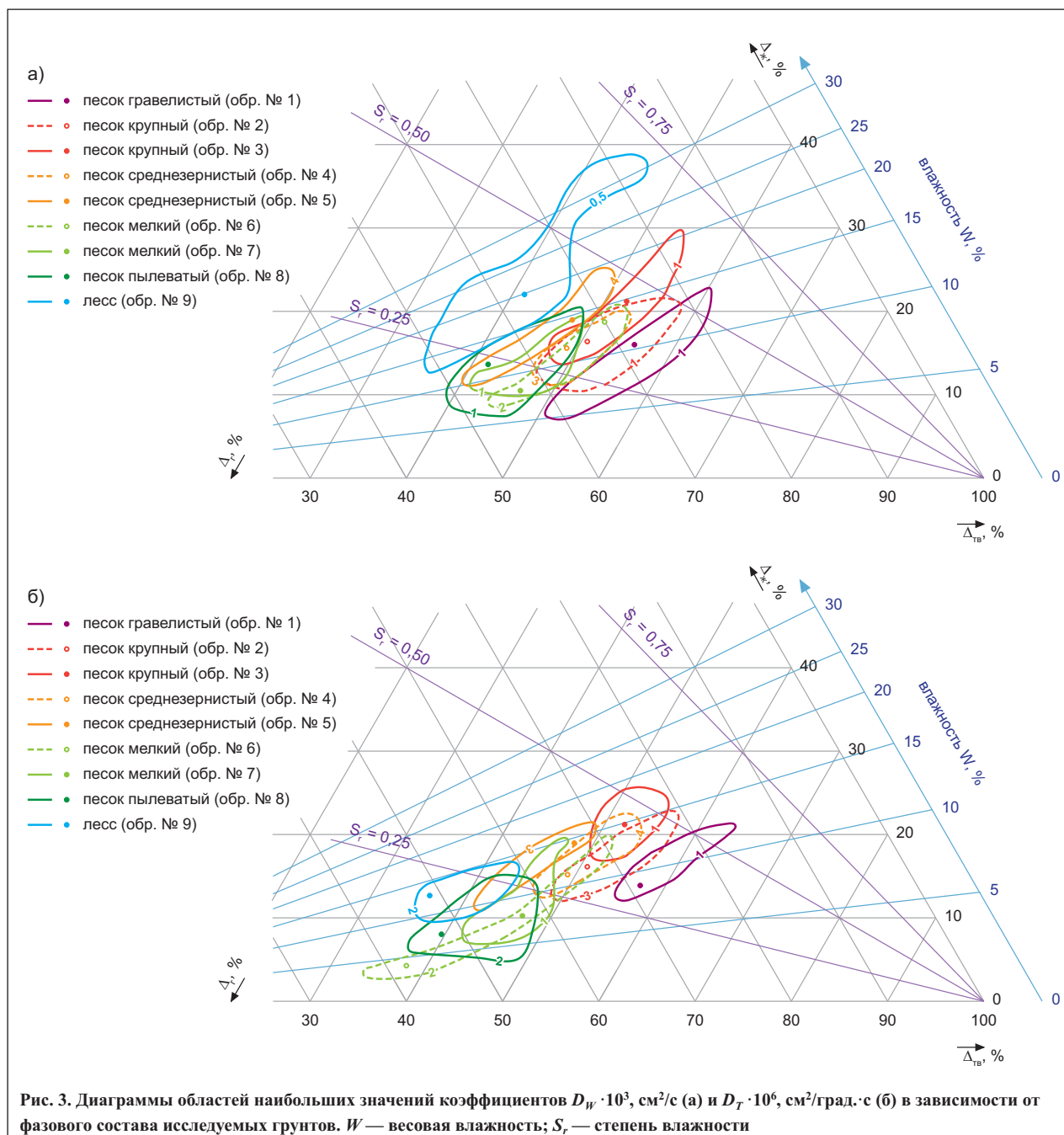
стичности относится к легкому суглинку (имеет показатели верхнего и нижнего пределов пластичности 18,7 и 25,7% соответственно).

Места отбора и гранулометрический состав исследуемых грунтов приведены в табл. 1. Некоторые их свойства представлены в табл. 2. Гранулометрический состав песков определялся ситовым методом по ГОСТ 12536-79, гранулометрический состав лесса — ареометрическим методом по ГОСТ 12536-79. Внешний вид песков показан на рис. 1.

Образцы грунтов изучались в нарушенном сложении, для которого определялись параметры термовлагопереноса по ранее разработанной авторами методике [6, 7, 11, 12]. При этом оценивались следующие характеристики термовлагопереноса: коэффициенты влагопереноса (D_W) и термопереноса (D_T), скорость перераспределения влаги V , максимальный поток влаги q_{WT} , перепад влажности (ΔW)_{хз} и доля перераспределившейся влаги Σ_{WT} .

Для анализа полученных параметров термовлагопереноса использовалась треугольная диаграмма фазового состава. Разные грунты характеризуются различным возможным количественным содержанием составляющих их твердой, жидкой и газообразной фаз, соотношение между которыми в каждом конкретном грунте может меняться в зависимости от разных условий, плотности сложения, влажности, степени водонасыщения и пр., что наглядно выявляется с помощью таких диаграмм [5].

Каждому из изученных грунтов на фазовых диаграммах соответствует своя специфическая область возможных вариаций соотношения различных фаз грунта (рис. 2). В целом форма таких областей у разных изученных песков схожа, но зависит в основном от их гранулометрического состава. Так, например, для гравелистых песков в единице объема характерно наибольшее относительное содержание твердой фазы и наименьшее жидкой, а для пылеватых песков наоборот — наименьшее



объемное содержание твердой фазы и наибольшее жидкой. Из всех проанализированных авторами песков по форме области возможных вариаций соотношения различных фаз выделяется песок из Карелии (обр. № 3). Для него характерна достаточно узкая и вытянутая форма области существования фаз, что соответствует более узкому диапазону возможных значений плотности его скелета, но достаточно большому диапазону возможных значений влажности.

В силу особенностей строения и свойств лесса область возможного изменения его фазового состава несколько смещена на треугольной диаграмме влево и вверх относительно положения песков (см. рис. 2, б), т.е. лессу по сравнению с песками свойственна меньшая плотность скелета грунта, а свободная вода в нем появляется при значительно большей весовой влажности.

В пределах указанных областей возможного соотношения фаз для всех изученных грунтов в виде изолиний наносились экспериментально определяемые параметры термовлагопереноса, перечисленные выше. Затем проводился их сравнительный анализ.

В грунтах в зависимости от условий могут присутствовать различные категории воды [3]: связанная — адсорбционная, вода переходного состояния (от связанного к свободному), а также капиллярная и свободная. Наличие воды каждой из этих категорий по-разному влияет на параметры термовлагопереноса. Поэтому важными характеристиками грунтов при изучении этого процесса являются характерные показатели влажности, соответствующие этим категориям: максимальная гигроскопическая влажность (W_{mg}); влажность капиллярной (W_c) и полной (W_{sat}) влагоемкости; а у лесса, кроме того, — влажность верхнего (W_L) и нижнего (W_p) предела пластичности. Эти показатели определялись по обычным методикам [8]. Если значения максимальной гигроскопической влажности для всех исследуемых грунтов довольно близки друг к другу (0,2–0,7% для песков от гравелистого до мелких и 1,4 и 1,8% для песка пылеватого и лесса соответственно) и при отсутствии других категорий воды она мало влияет на процесс термовлагопереноса, то значения капиллярной влажности для разных песков меняются в довольно большом диапазоне: от 7,7% для крупного песка (обр. № 3) до 23,5% для песка пылеватого (обр. № 8). Как показали исследования авторов, именно капиллярная вода играет наиболее существенную роль в процессе неізотермического влагопереноса.

В результате проведенных исследований для каждого исследованного грунта были впервые получены диаграммы фазового состава с нанесенными на них в виде изолиний значениями различных параметров термовлагопереноса. Их сравнительный анализ и позволил сделать ряд важных выводов.

Результаты и их обсуждение

Сравнительный анализ полученных диаграмм показал, что на параметры термовлагопереноса заметное влияние оказывают гранулометрический состав грунтов и его особенности.

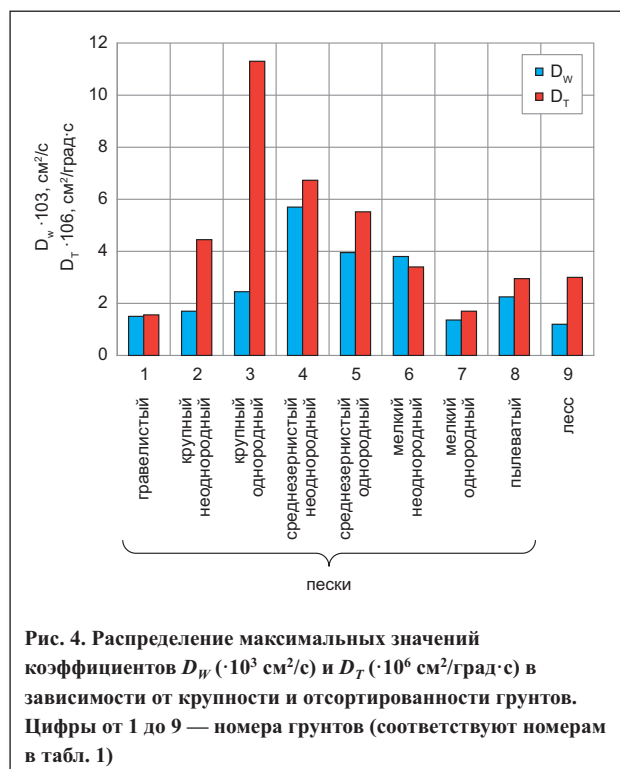
Расположение на фазовых диаграммах значений *коэффициентов влагопереноса (D_w) и термопереноса*

(D_T) для всех грунтов носит довольно четкий центрально-симметричный характер с максимальными значениями параметров термовлагопереноса в центре области возможного изменения фазового состава грунта, причем наблюдается некоторое соответствие формы изолиний D_w и D_T форме этой области (рис. 3). Для того чтобы не перегружать диаграммы, на них были нанесены лишь изолинии с наибольшими значениями соответствующих параметров. Таким образом, различия в расположении на диаграмме зон максимальных значений этих параметров соответствуют различиям в расположении областей возможных вариаций соотношения различных фаз исследуемых грунтов (см. рис. 2, 3). При этом максимальные значения коэффициентов D_w и D_T находятся в диапазоне значений степени влажности от 0,15 до 0,50. Максимальные значения коэффициентов D_w и D_T соответственно равны: для гравелистого песка (обр. № 1) — $1,50 \cdot 10^{-3}$ см²/с и $1,56 \cdot 10^{-6}$ см²/град.°с при $W = 9\%$, $\rho_d = 1,54$ г/см³, $S_r = 0,346$; для крупного песка (обр. № 2) — $1,70 \cdot 10^{-3}$ см²/с и $4,45 \cdot 10^{-6}$ см²/град.°с при $W = 12\%$, $\rho_d = 1,33$ г/см³, $S_r = 0,315$; для крупного песка (обр. № 3) — $2,45 \cdot 10^{-3}$ см²/с и $11,3 \cdot 10^{-6}$ см²/град.°с при $W = 15\%$, $\rho_d = 1,39$ г/см³, $S_r = 0,428$; для песка средней крупности (обр. № 4) — $5,70 \cdot 10^{-3}$ см²/с и $6,73 \cdot 10^{-6}$ см²/град.°с при $W = 11,75\%$, $\rho_d = 1,30$ г/см³, $S_r = 0,300$; для песка средней крупности (обр. № 5) — $3,95 \cdot 10^{-3}$ см²/с и $5,5 \cdot 10^{-6}$ см²/град.°с при $W = 15,3\%$, $\rho_d = 1,25$ г/см³, $S_r = 0,363$; для мелкого песка (обр. № 6) — $3,80 \cdot 10^{-3}$ см²/с и $3,40 \cdot 10^{-6}$ см²/град.°с при $W = 14,3\%$, $\rho_d = 1,33$ г/см³, $S_r = 0,381$; для мелкого песка (обр. № 7) — $1,36 \cdot 10^{-3}$ см²/с и $1,70 \cdot 10^{-6}$ см²/град.°с при $W = 8,9\%$, $\rho_d = 1,22$ г/см³, $S_r = 0,199$; и, наконец, для пылеватого песка (обр. № 8) — $2,25 \cdot 10^{-3}$ см²/с и $2,95 \cdot 10^{-6}$ см²/град.°с при $W = 13\%$, $\rho_d = 1,08$ г/см³, $S_r = 0,236$.

Расположение значений коэффициента влагопереноса D_w исследованного лесса носит все тот же центрально-симметричный характер, при этом область максимальных значений находится в диапазоне влажностей от верхнего до нижнего пределов пластичности, что свидетельствует о вкладе в этот процесс осмотической воды наряду с капиллярной. Как известно, в песках осмотическая вода отсутствует, но появляется в пылеватых грунтах, особенно в незасоленных. Наибольшая величина D_w у лесса ниже, чем у песков: $D_w = 1,2 \cdot 10^{-3}$ см²/с при $W = 19,1\%$, $\rho_d = 1,1$ г/см³, $S_r = 0,353$ (см. рис. 3).

Значения коэффициента термопереноса D_T для изученного лесса в целом также располагаются на треугольной диаграмме центрально-симметрично, однако область наибольших значений D_T сильно смещена вниз и соответствует значениям влажности, меньшим, чем W_p . Максимальная величина коэффициента D_T лесса практически равна таковой для пылеватого песка ($2,97 \cdot 10^{-6}$ см²/град.°с) и зафиксирована при $W = 12,6\%$, $\rho_d = 0,98$ г/см³, $S_r = 0,192$.

Сравнение значений коэффициента D_w для разных грунтов (рис. 4) показало, что наиболее благоприятные условия для изотермической влагопроводности за счет диффузии влаги создаются в неотсортированном песке средней крупности (обр. № 4), с повышением и понижением дисперсности коэффициент D_w уменьшается. Термоперенос влаги за счет всех неизо-



термических составляющих наиболее ощутим у крупного отсортированного песка (обр. № 3), состоящего только из частиц крупнее 0,1 мм неправильной угловатой формы (см. рис. 1) и с наиболее простой конфигурацией порового пространства. Очевидно, что в данном случае в процесс термовлагопереноса весьма ощутимый вклад вносит механически захваченная вода, легко передвигающаяся по его широким порам, и преградой для нее могут служить только места контактов частиц друг с другом. У хорошо же отсортированных песков с узкими поровыми каналами (среднезернистого и мелкого) этот параметр заметно меньше, чем у аналогичных по крупности неотсортированных песков. Наименьшие значения коэффициентов D_w и D_T получены для гравелистого и мелкого отсортированного песков. Видимо, это связано с тем, что в дисперсных грунтах термовлагоперенос осуществляется не только в парообразной фазе воды, но и в капиллярно-пленочной, роль которой заметно падает с увеличением размера частиц и при переходе от песчаной фракции к гравийной. Но и сужение поровых каналов создает определенное препятствие на пути мигрирующей влаги, растягивая этот процесс во времени и тем самым снижая значения этих параметров.

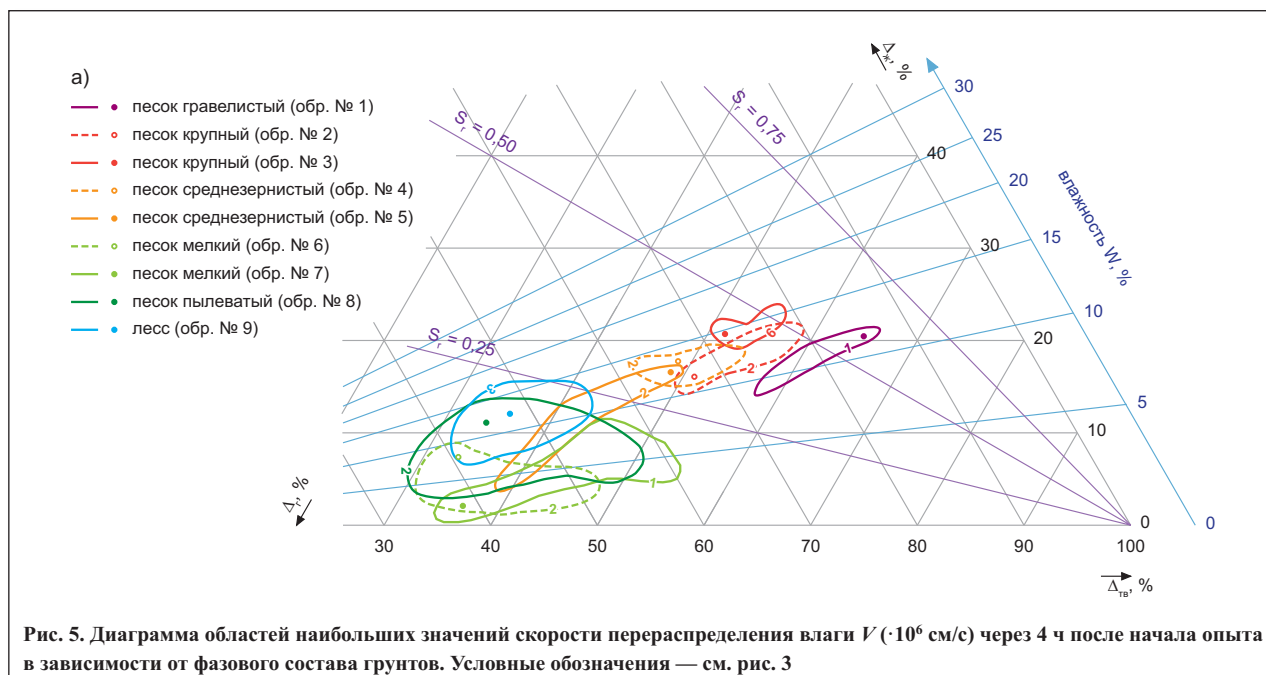
Максимальные значения коэффициентов D_w и D_T для крупных песков, песков средней крупности и мелкого (обр. № 6) на диаграмме (см. рис. 3) расположены довольно близко друг к другу, позволяя предположить, что область в диапазонах значений влажности 12–15% и плотности 1,25–1,40 г/см³ является наиболее благоприятной для процесса термовлагопереноса в подобных грунтах. Для гравелистого песка эта область (как и область возможного изменения фазового состава данного песка) смещена в зону меньшей влажности и большей плотности. Для мелкого песка (обр. № 7) максимальные значения коэффициентов D_w и D_T располагаются в зоне пониженной влажности (возможно, в силу того, что этот песок, однородный по грансоставу,

имеет своеобразную форму порового пространства) и низкой плотности — в силу общей тенденции к понижению плотности с увеличением дисперсности грунта. Этим же объясняется и то обстоятельство, что для пылеватого песка максимальные значения коэффициентов D_w и D_T соответствуют наименьшей плотности скелета грунта.

В целом области, где процесс термовлагопереноса протекает достаточно активно, пересекаются. Однако наблюдается тенденция смещения областей с высокими значениями коэффициентов D_w и D_T в сторону понижения плотности скелета с повышением дисперсности. Это объясняется прежде всего общим характерным смещением областей возможных вариаций соотношения различных фаз исследуемых грунтов (что было отмечено выше). При близком расположении границ этих областей такое смещение можно объяснить тем, что с уменьшением размера частиц поры грунтов сужаются и активное перемещение влаги в поровом пространстве становится возможным только при все более рыхлом сложении грунта.

Из рисунка 3 следует, что процесс термовлагопереноса для исследуемых грунтов наиболее активен при степени влажности от 0,15 (для наиболее дисперсных песков) до 0,50 (для наименее дисперсных). При этом дисперсность и особенности порового пространства грунта сильнее влияют на коэффициент D_T (т.е. сильнее влияют на парожидкостный перенос под действием $\text{grad } T$), чем на D_w (т.е. изотермическую влажопроводность, происходящую за счет диффузии влаги). Расположение изолиний D_w всегда носит четкий центрально-симметричный характер, тогда как для коэффициента D_T он прослеживается только у достаточно крупных песков, а с увеличением дисперсности наблюдается смещение области наибольших его значений в зону пониженной влажности. В целом же, чем больше в грунте крупных частиц и меньше пылеватых, тем «выше» на диаграмме расположена область с наибольшими значениями коэффициентов D_w и D_T (выше значения S_r). А сужение пор за счет увеличения дисперсности ведет к смещению этой области вниз (в зону меньших значений S_r) и влево (в зону пониженной плотности скелета грунта), т.к. при больших значениях S_r эти поры становятся труднопроходимыми для мигрирующего парожидкостного потока влаги. При значениях же влажности, приближающихся к максимальной гигроскопической, движение влаги в тонких пленках, окружающих мелкие частицы, видимо, еще достаточно активно по сравнению с окружающими крупные частицы, что, вероятно, также способствует активизации процесса термовлагопереноса.

Гранулометрический состав и конфигурация порового пространства, а также зависящая от них влажность капиллярной влагоемкости оказывают еще большее влияние на другие параметры термовлагопереноса, меняющиеся во времени по мере перераспределения влаги от нагретой к холодной области образца. В частности, расположение областей значений *скорости перераспределения влаги* (V) на момент времени, равный 4 ч от начала опыта, у грунтов со сравнительно невысокой W_c , не превышающей 15% (капиллярная влага занимает не более половины области возможного изменения фазового состава, при высокой влажности мо-

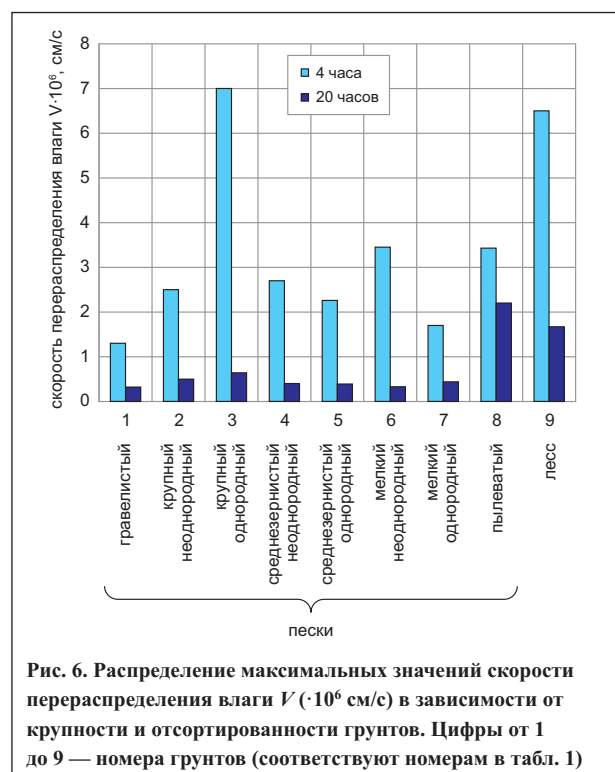


жет присутствовать ощутимое количество механически захваченной воды), также носит центрально-симметричный характер (рис. 5). При этом области максимальных значений скорости для всех этих песков (обр. № 1–4) располагаются в зоне $S_r > 0,25$, а для гравелистого песка эта зона даже слегка «сдвинута» в зону повышенной влажности.

Совсем другая картина наблюдается для песков с $W_c > 20\%$ (капиллярная влага занимает почти всю область возможного изменения фазового состава, механически захваченная вода практически отсутствует). Для таких песков характерно смещение областей значений скорости вниз, в зону пониженной влажности ($S_r < 0,25$). Это свойственно мелким и пылеватым пескам. То же прослеживается и для значений скорости для песка средней крупности (обр. № 5), однако, несмотря на явный сдвиг вниз области максимальных значений скорости, центрально-симметричный характер расположения изолиний, свойственный для песков с большим содержанием фракций крупнее 0,1 мм, еще сохраняется и максимальное значение скорости лежит в зоне $S_r > 0,25$. Аналогичный сдвиг изолиний наблюдается и у лесса.

Подобную закономерность можно объяснить следующим образом. Величина влажности капиллярной влагоемкости песков возрастает с уменьшением среднего размера пустот — главным образом таких поровых каналов, по которым может мигрировать влага в процессе термовлагопереноса. Сужение поровых каналов ведет к тому, что при $S_r > 0,25$ уже находящаяся в них вода создает заметное препятствие для миграции влаги под действием $\text{grad } T$. Среднезернистый песок (обр. № 5) состоит из достаточно крупных зерен, но в то же время имеет довольно узкие и извилистые поровые проходы. Поэтому и распределение значений скоростей перераспределения влаги внутри области возможного изменения его фазового состава занимает как бы промежуточное положение между песками с высокими и низкими значениями $W_{\text{кап}}$.

Максимальные значения скорости перераспределения влаги (V) отмечаются у крупного песка (обр. № 3)



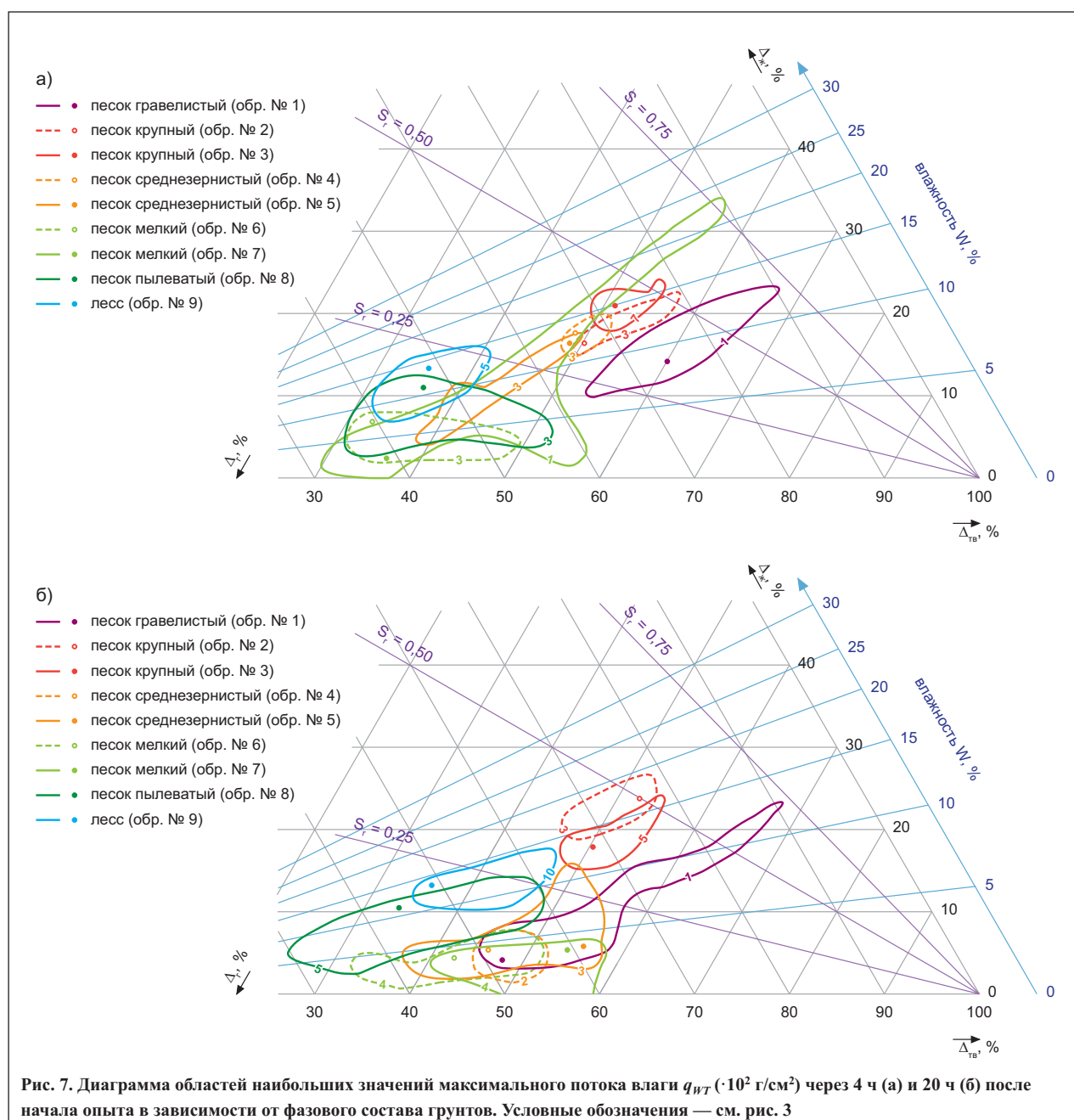
и лесса (обр. № 9), составляя $7,00 \cdot 10^{-6}$ и $6,54 \cdot 10^{-6}$ см/с соответственно. Довольно большие скорости свойственны мелкому (обр. № 6) и пылеватому (обр. № 8) пескам ($3,45 \cdot 10^{-6}$ и $3,43 \cdot 10^{-6}$ см/с соответственно), несколько меньшие — среднезернистому (обр. № 4) и крупному (обр. № 2) ($2,7 \cdot 10^{-6}$ и $2,5 \cdot 10^{-6}$ см/с), еще меньшие — среднезернистому (обр. № 5) и мелкому (обр. № 7) ($2,26 \cdot 10^{-6}$ и $1,7 \cdot 10^{-6}$ см/с). Минимальные значения V отмечены для гравелистого песка ($1,36 \cdot 10^{-6}$ см/с).

Эти данные свидетельствуют о сложном взаимодействии факторов, влияющих на процесс термовлагопереноса. Если принять во внимание неоднородность грансостава грунтов, то можно отметить следующую закономерность: значения скорости перераспределения влаги (V) увеличиваются с увеличением

дисперсности, т.е. от гравелистого песка к лессу (рис. 6). Это опять подтверждает предположение о большом вкладе в процесс термовлагопереноса капиллярно-пленочной воды, роль которой возрастает с уменьшением размера частиц. Однако эта закономерность присуща только неотсортированным и достаточно неоднородным пескам (с коэффициентом неоднородности более 2 и коэффициентом отсортированности более 5) (см. табл. 2).

Однородным и отсортированным пескам ($K_n < 2$, $K_{\text{оф}} < 3$) свойственны некоторые индивидуальные особенности, из-за которых эта закономерность частично нарушается. Так, крупный песок (обр. № 3), состоящий только из крупных частиц без пылеватого заполнителя, как уже отмечалось, имеет самую простую форму порового пространства, его поровые каналы наименее извилисты, и для него в процессе термовлагопереноса значительную роль, видимо, играет механически захваченная вода. Все это ускоряет процесс миграции влаги в нем, о чем свидетельствуют максимальные значения

скорости перераспределения влаги (V). У песков № 5 и 7, напротив, эти значения ниже, чем у одноименных песков № 4 и 6. Причем если разница между этими параметрами у № 4 и 5 невелика, то у № 6 и 7 они различаются в 2 раза. Причиной этого может быть их различная отсортированность: коэффициенты $K_{\text{оф}}$ первых двух песков различаются меньше чем в 3 раза (5,6 и 2,0 соответственно), а последних двух — почти в 10 раз (20,0 и 2,1). Повышение неоднородности грансоостава ведет к увеличению неоднородности порового пространства, что, очевидно, ускоряет процесс термовлагопереноса, особенно у мелких песков, вероятно, благодаря вкладу в этот процесс всех возможных механизмов. Но с увеличением крупности песка роли некоторых из этих механизмов ослабевают (например, роль капиллярно-пленочного влагопереноса), вместе с этим меняется и влияние повышения неоднородности, что в случае с крупным песком приводит к обратному эффекту. Таким образом, для однородных по грансооставу песков прослеживается как бы обратная законо-



мерность: значения V увеличиваются в ряду «мелкий < средний < крупный песок».

Как отмечалось ранее [6, 7, 11, 13], процесс термо-влажноперевода в песках наиболее активно протекает в первые часы после начала опыта, но со временем замедляется и прекращается при установлении в образце стационарного теплового поля. Как показали эксперименты, это утверждение верно для всех изученных грунтов, однако скорость затухания процесса миграции влаги под действием $\text{grad } T$ для грунтов разной крупности различна. Об этом свидетельствуют значения V , полученные через 20 ч после начала опыта: для гравелистого песка (обр. № 1) — до $0,32 \cdot 10^{-6}$ см/с, для крупных песков (обр. № 2, 3) — до $0,5 \cdot 10^{-6}$ и $0,64 \cdot 10^{-6}$ см/с соответственно, для среднезернистых песков (обр. № 4, 5) — до $0,30 \cdot 10^{-6}$ и $0,39 \cdot 10^{-6}$ см/с, для мелких песков (обр. № 6, 7) — до $0,33 \cdot 10^{-6}$ и $0,44 \cdot 10^{-6}$ см/с, для пылеватого песка — до $2,2 \cdot 10^{-6}$ см/с, для лесса — до $1,67 \cdot 10^{-6}$ см/с. То есть через 20 ч после начала опыта скорость протекания этого процесса для различных песков практически уравнивается. Исключение составляют пылеватый песок и лесс, изучаемый процесс в которых затухает крайне медленно.

Со скоростью перераспределения влаги (V) тесно связан (линейной зависимостью) **максимальный поток влаги** q_{WT} , проходящий через среднее сечение колонки за время t [2, 5–7, 11, 13]. Поэтому общие закономерности расположения значений потока q_{WT} на треугольной диаграмме и очертания его изолиний аналогичны таковым для V за первые 4 ч после начала опыта (рис. 7, а). Для значений потока влаги q_{WT} , прошедшего через среднее сечение колонки за это время, для песков с $W_c < 15\%$ также характерно центрально-симметричное расположение изолиний q_{WT} с максимумом в зоне $S_r > 0,25$. Для среднезернистого песка (обр. № 5) изолинии имеют тот же характер расположения, но с заметным смещением области максимальных значений q_{WT} в зону $S_r < 0,25$. У мелких и пылеватого песков с высокой влажностью W_c эти изолинии сильно смещены в зону пониженной влажности. У лесса максимальные значения потока наблюдались при немного большей влажности, чем у пылеватого песка.

Наибольшая величина потока влаги также отмечается у крупного песка № 3 и лесса ($10,08 \cdot 10^{-2}$ и $9,4 \cdot 10^{-2}$ г/см² соответственно), и далее она уменьшается с уменьшением скорости перераспределения влаги: у мелкого (обр. № 6) и пылеватого (обр. № 8) песков — до $5,33 \cdot 10^{-2}$ и $4,94 \cdot 10^{-2}$ г/см², у среднезернистого (обр. № 4) и крупного (обр. № 2) — до $4,0 \cdot 10^{-2}$ и $3,6 \cdot 10^{-2}$ г/см², у среднезернистого (обр. № 5) и мелкого (обр. № 7) — до $3,25 \cdot 10^{-2}$ и $2,45 \cdot 10^{-2}$ г/см², у гравелистого — до $1,96 \cdot 10^{-2}$ г/см². Таким образом, закономерности изменения максимальных значений потока влаги в первые 4 ч после начала опыта для неотсортированных и отсортированных песков аналогичны таковым для скорости перераспределения влаги (рис. 8).

Со временем картина расположения значений максимального потока влаги q_{WT} несколько меняется, причем на этот раз эти изменения не всегда аналогичны таковым для V (см. рис. 7, б). В данном случае изменения значений q_{WT} через 20 ч после начала опыта за-

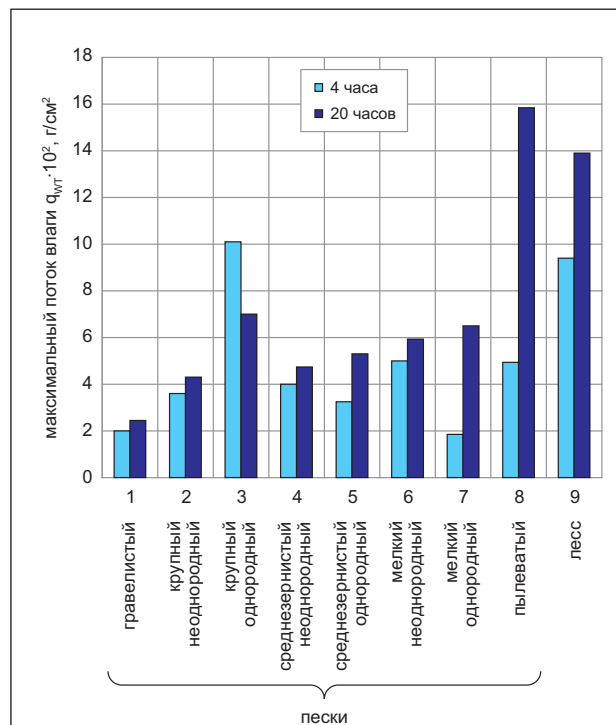


Рис. 8. Распределение максимальных значений максимального потока влаги q_{WT} ($\cdot 10^2$ г/см²) в зависимости от крупности и отсортированности грунтов. Цифры от 1 до 9 — номера грунтов (соответствуют номерам в табл. 1)

висят не столько от самой скорости перераспределения влаги, сколько от скорости затухания процесса термо-влажноперевода: быстрое его затухание означает уменьшение со временем величин q_{WT} ; если же процесс длительный и затухает медленно, то плотность потока со временем возрастает. Это следует из формулы для вычисления q_{WT} (произведение средней скорости $V_{ср}$ за время t на величину t). Путем несложных арифметических вычислений получаем условие неизменности величины потока со временем: $V_4 = 5V_{20}$ (где V_4 и V_{20} — средние скорости перераспределения влаги за 4 и 20 ч от начала опыта соответственно). Следовательно, q_{WT} со временем будет уменьшаться при $V_4 > 5V_{20}$, а возрастать при $V_4 < 5V_{20}$.

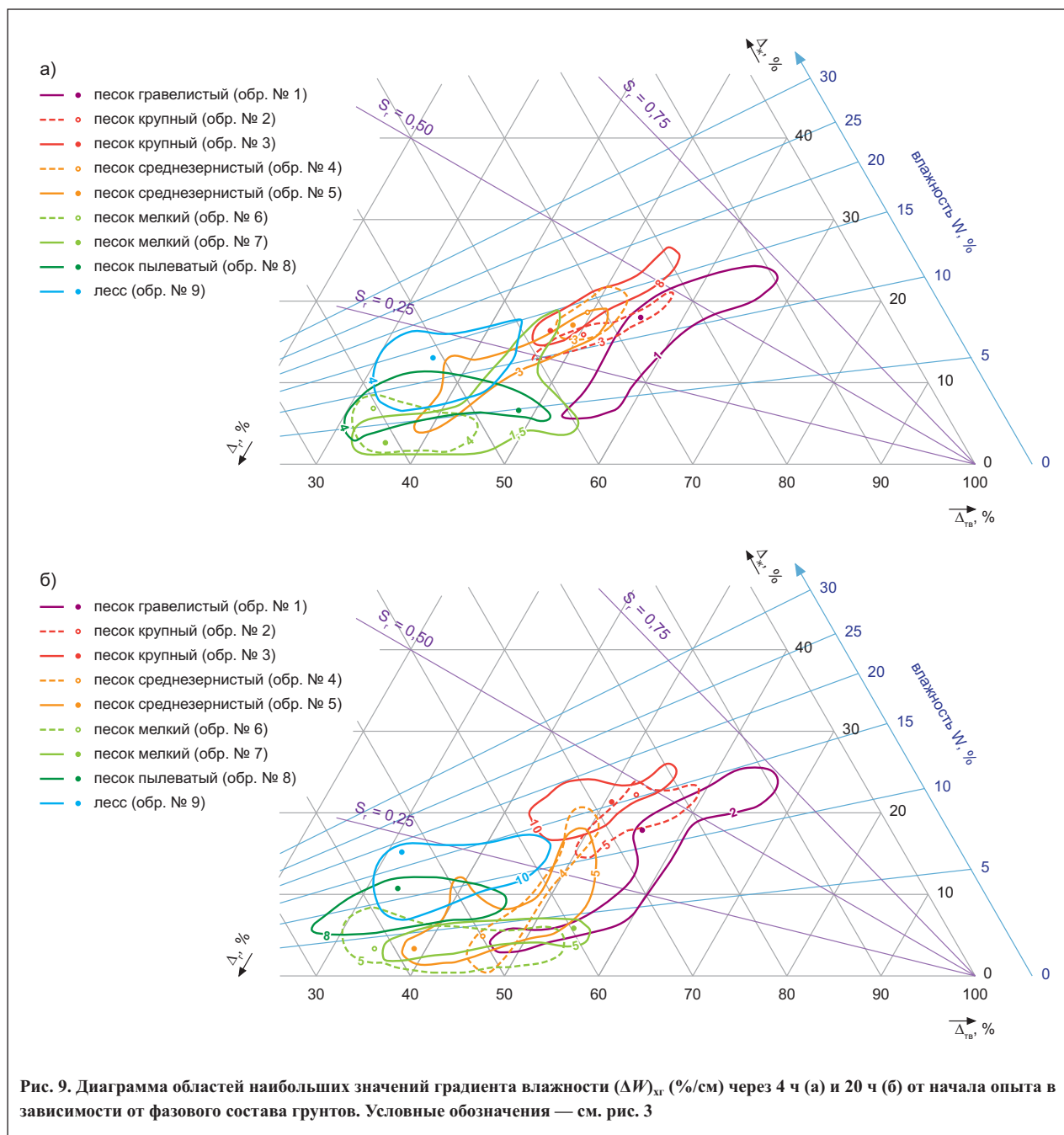
Конечно, для каждого конкретного грунта форма изолиний потока на треугольной диаграмме может меняться сложным образом, т.к. в разных зонах области возможного изменения его фазового состава величины скорости перераспределения влаги необязательно меняются одинаково. Однако общая тенденция к уменьшению или увеличению значений q_{WT} остается неизменной. Для изученных грунтов получены следующие результаты. У крупного песка (обр. № 3) величина максимального потока влаги q_{WT} уменьшается со временем до $7,0 \cdot 10^{-2}$ г/см², при этом сохраняется центрально-симметричное расположение изолиний. У среднезернистого песка (обр. № 4) величины q_{WT} в целом уменьшаются, однако скорости перераспределения влаги внутри области возможного изменения его фазового состава уменьшаются неравномерно. Вследствие этого центрально-симметричный характер расположения изолиний нарушается и на некоторых периферийных участках (при влажности около 19% при наиболее рыхлом и плотном сложении, а также при $W < 5\%$ и средней плотности) происходит увеличение

потока максимум до $4,74 \text{ г/см}^2$. У крупного песка (обр. № 2) величины q_{WT} , почти не меняясь, сложно перераспределяются внутри области возможного изменения фазового состава, в результате чего зона максимальных значений q_{WT} из центра смещается в сторону низких значений плотности скелета грунта, где максимальная величина q_{WT} составляет $4,3 \cdot 10^{-2} \text{ г/см}^2$ (именно в этой зоне изменения скорости перераспределения влаги для данного песка наименее значительны). У среднезернистого песка (обр. № 5) конфигурация изолиний значений q_{WT} также сильно меняется со смещением области максимальных значений q_{WT} в зону пониженной влажности и общим увеличением значений q_{WT} до $5,3 \cdot 10^{-2} \text{ г/см}^2$. Для остальных песков наблюдается повышение величин q_{WT} с небольшими изменениями формы изолиний q_{WT} (для гравелистого песка — до $2,45 \cdot 10^{-2} \text{ г/см}^2$, для пылеватого — до $15,84 \cdot 10^{-2} \text{ г/см}^2$, для мелких (обр. № 6 и 7) — до $5,93 \cdot 10^{-2}$ и $6,5 \cdot 10^{-2} \text{ г/см}^2$ соответственно. У лесса

значения потока q_{WT} увеличиваются до $13,9 \cdot 10^{-2} \text{ г/см}^2$ без заметного изменения формы изолиний.

Таким образом, через 20 ч после начала опыта максимальные величины q_{WT} для песков располагаются в следующий ряд: обр. № 1 < обр. № 2 < обр. № 4 < обр. № 5 < обр. № 6 < обр. № 7 < обр. № 8. То есть значения q_{WT} растут с увеличением дисперсности, причем максимальные величины q_{WT} у более отсортированных песков всегда больше, чем у неотсортированных (см. рис. 8). Из этой закономерности выбивается только крупный отсортированный песок (обр. № 3), значение q_{WT} у которого, несмотря на сильное уменьшение со временем, все еще превосходит величины q_{WT} большинства песков, кроме пылеватого. У лесса значения q_{WT} несколько меньше, чем у пылеватого песка, но значительно больше, чем у остальных.

Влияние гранулометрического состава и величины влажности капиллярной влагоемкости на диапазон перераспределения влаги, или **перепад влажности**



(ΔW)_{хз}, также весьма существенно, что наглядно демонстрирует рис. 9. Расположение на треугольных диаграммах значений этого параметра в первые 4 ч после начала опыта аналогично двум вышеописанным (скорости и потоку): центрально-симметричное расположение изолиний (ΔW)_{хз} с максимумом в зоне $S_r > 0,25$ у песков с $W_{\text{кап}} \leq 15\%$, смещение этих изолиний в зону $S_r < 0,25$ у песков с $W_{\text{кап}} > 20\%$ и «промежуточное» положение изолиний у среднезернистого песка (обр. № 5). Наибольшая максимальная величина (ΔW)_{хз} также характерна для крупного песка (обр. № 3) и лесса (9,6 и 8,4 %/см соответственно), а наименьшие — для мелкого (обр. № 7) и гравелистого (обр. № 1) песков (2,3 и 2,6 %/см). Максимальные величины (ΔW)_{хз} для остальных песков распределились в следующем ряду: у крупного (обр. № 2) — 3,7 %/см; у среднезернистых (обр. № 4, 5) — 3,9 и 4,0 %/см соответственно; у пылеватого (обр. № 8) — 5,0 %/см; у мелкого (обр. № 6) — 5,5 %/см. Таким образом, можно заметить, что для неотсортированных песков максимальные значения параметра (ΔW)_{хз} увеличиваются в целом с увеличением дисперсности грунта (рис. 10). В то же время для отсортированных песков в силу их особого строения наблюдается обратная закономерность.

Очевидно, что со временем разница в значениях влажности между холодным и горячим торцами трубок (ΔW)_{хз} увеличивается до достижения некоторой величины, соответствующей стационарному тепловому полю, причем закономерности этого изменения также различны для песков разной крупности (см. рис. 9, б). У гравелистого и крупных песков с увеличением значений (ΔW)_{хз} сохраняется центрально-симметричный характер расположения изолиний, а у пылеватого и мелких песков (а также лесса) — характерное смещение «ядра» с максимальными значениями в зону $S_r < 0,25$. У обоих же среднезернистых песков наблюдается смещение области максимальных значений в зону пониженной влажности с одновременным изменением ее формы: у неоднородного по грансоставу песка (обр. № 4) эта область распространяется в более широком диапазоне влажности, но в более узком диапазоне плотности скелета грунта, у однородного по грансоставу (обр. № 5) она расширяется и в диапазоне влажности, и в диапазоне плотности.

Максимальные величины (ΔW)_{хз} у песков, полученные в ходе экспериментов, в порядке увеличения дисперсности таковы: у гравелистого — 4,7 %/см; у крупных (обр. № 2, 3) — 4,9 и 12,8 %/см соответственно; у среднезернистых (обр. № 4, 5) — 5,0 и 6,34 %/см; у мелких (обр. № 6, 7) — 8,16 и 6,2 %/см; у пылеватого — 11,0 %/см; у лесса — 17,1 %/см. Таким образом, закономерность, отмеченная в первые часы с начала опыта, прослеживается и в конце эксперимента (см. рис. 10). Возможно, это объясняется увеличением числа менисков и пленок воды, которые играют наибольшую роль в передвижении влаги под действием $\text{grad } T$. У образцов № 1–4 самые благоприятные условия для этого процесса создаются в центральной части области возможного изменения их фазового состава, где степень заполнения пор водой достаточно велика и при этом трудно добиться большого перепада (ΔW)_{хз}.

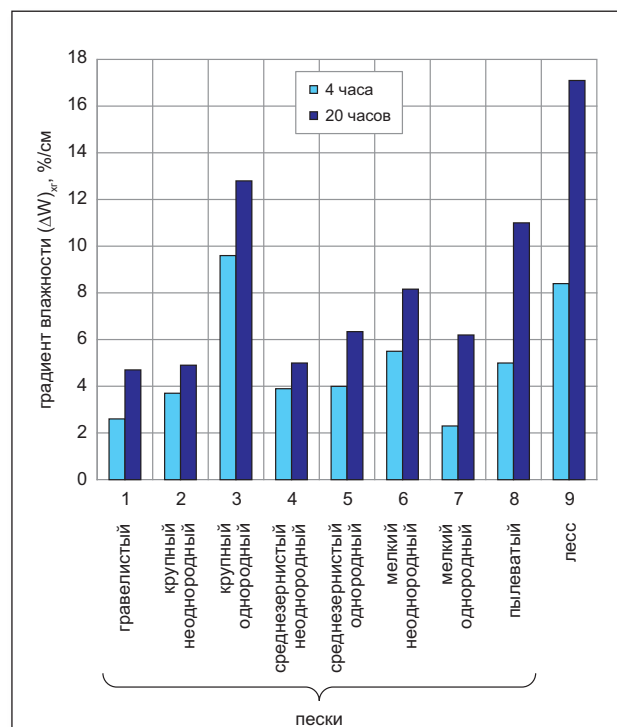
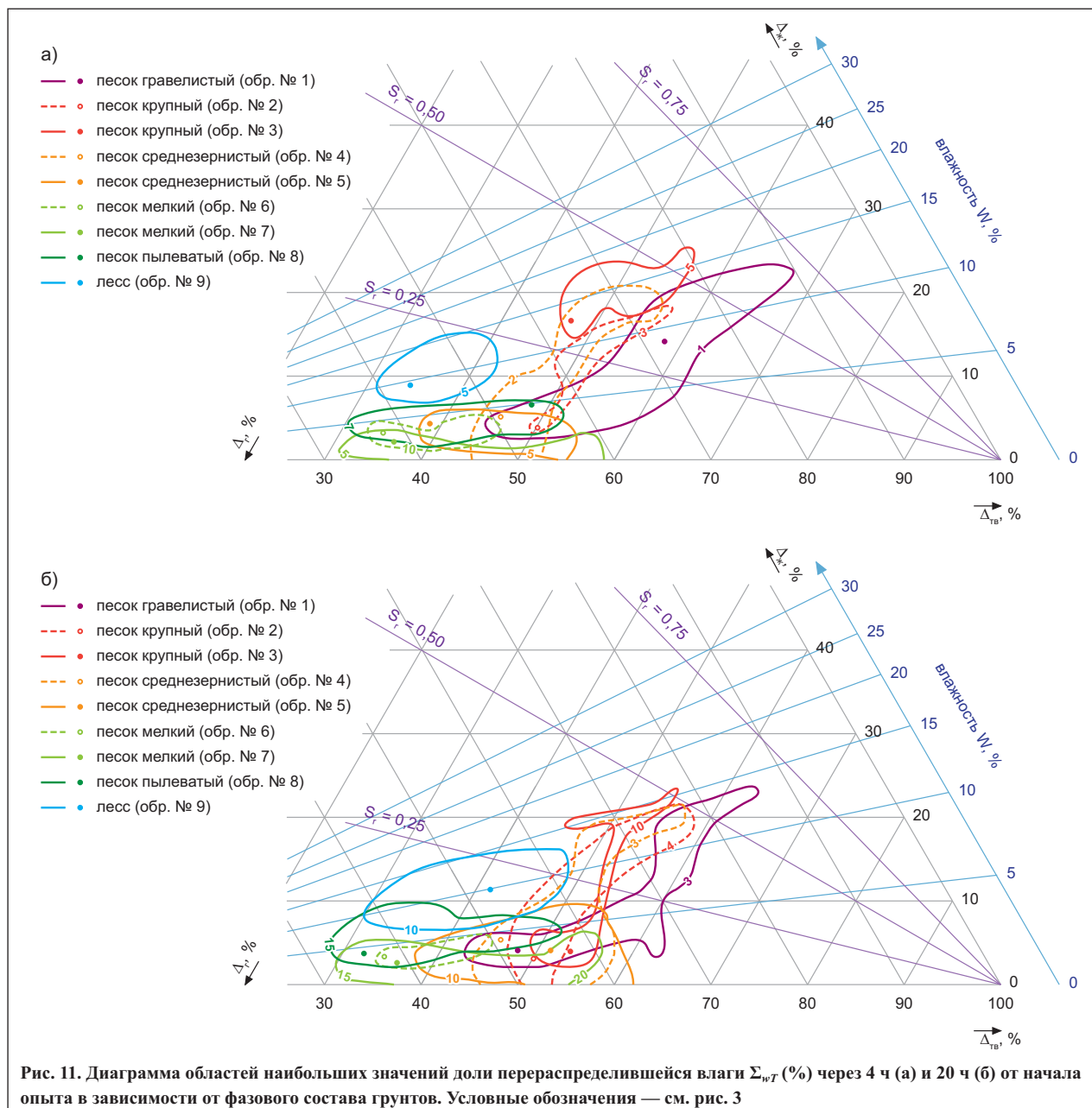


Рис. 10. Распределение максимальных значений градиента влажности (ΔW)_{хз} (%/см) в зависимости от крупности и отсортированности грунтов. Цифры от 1 до 9 — номера грунтов (соответствуют номерам в табл. 1)

У гравелистого (обр. № 1), крупного (обр. № 2) и среднезернистого (обр. № 4) песков минимальные значения (ΔW)_{хз} наблюдаются при наиболее рыхлом и наиболее плотном сложении, а также при наибольших значениях весовой влажности, близкой к влажности полного насыщения. Для крупного (обр. № 3) и среднезернистого (обр. № 5) песков наименьшие величины (ΔW)_{хз} лежат в области наибольших значений их весовой влажности, хотя заметное уменьшение этих величин наблюдается у крупного песка — в зоне пониженной влажности, а у среднезернистого — в зоне пониженной плотности. У мелких и пылеватого песков все максимальные значения (ΔW)_{хз}, как уже было сказано, находятся в довольно узкой зоне $S_r < 0,25$. С повышением степени влажности эти значения резко уменьшаются, особенно в зонах наиболее рыхлого и наиболее плотного сложения. Минимальные же значения (ΔW)_{хз} в лессе наблюдаются при наиболее рыхлом его сложении при $W \geq W_L$, при наиболее плотном сложении, а также при наименьших значениях весовой влажности ($\leq W_{mg}$).

Анализ распределения значений и развития во времени доли перераспределившейся влаги Σ_{wT} (рис. 11, а) позволяет установить, что после первых 4 ч от начала опыта распределение значений Σ_{wT} несколько отличается от таковых для ранее описанных параметров. Хотя у песков (обр. № 1–4) наблюдается все то же центрально-симметричное расположение изолиний, оно остается четким только для образца № 3, а у остальных песков заметно явное смещение изолиний к зоне пониженной весовой влажности, которое увеличивается со временем. Зафиксированы следующие максимальные значения Σ_{wT} для этих песков через 4 и 20 ч после начала опыта соответственно: для гравелистого — 1,85 и 10,00%; для крупных —



6,25 и 16,36% у образца № 2, 6,87 и 12,57% у образца № 3; для среднезернистого (обр. № 4) — 5,30 и 16,54%. При этом у крупного песка (обр. № 3) к концу опыта выделяются как бы три зоны максимальных значений Σ_{wT} : 1 — зона наиболее благоприятной для процесса термовлагопереноса в данном грунте влажности ($\approx 15\%$) с довольно широким диапазоном плотности скелета грунта; 2 — зона наиболее благоприятной для процесса термовлагопереноса плотности скелета грунта ($\approx 1,39 \text{ г/см}^3$) с довольно широким диапазоном весовой влажности; 3 — зона с низкой весовой влажностью ($< 5\%$). Те же три зоны, но менее явно прослеживаются у гравелистого и среднезернистого песков.

Для остальных песков, в т.ч. и среднезернистого отсортированного (обр. № 5), максимальные значения Σ_{wT} сосредоточены в зоне наименьших значений весовой влажности (как правило, не более 5%) как в начале, так и в конце опыта и увеличиваются со временем: у среднезернистого (№ 5) — с 8 до 20%, у мелких (№ 6, 7) — с 11,2 до 23,8% и с 6,74 до 20,45% соответственно, у пылеватого (№ 8) — с 8,25 до 21,2%.

Распределение максимальных значений Σ_{wT} на диаграмме (см. рис. 11) показывает, что для различных песков эти величины достигаются при разной плотности скелета грунта. Наиболее плотное сложение требуется для однородных по грансоставу крупного ($1,40 \text{ г/см}^3$) и среднезернистого ($1,35 \text{ г/см}^3$) песков, менее плотное — для неоднородных гравелистого ($1,27 \text{ г/см}^3$), крупного ($1,29 \text{ г/см}^3$) и среднезернистого ($1,21 \text{ г/см}^3$). У мелких песков максимальное значение Σ_{wT} достигается при гораздо более рыхлом сложении ($0,90\text{--}0,95 \text{ г/см}^3$). Пылеватый песок занимает в этом ряду крайнее положение ($0,85 \text{ г/см}^3$). Подобная закономерность прослеживалась и для других параметров термовлагопереноса, описанных выше (например, для коэффициентов D_w и D_T).

Кроме того, обнаруживается четкая закономерность распределения максимальных значений Σ_{wT} через 20 ч с начала опыта в зависимости от крупности и однородности песков (рис. 12). Эти значения повышаются в ряду песков: гравелистый — крупный однородный — крупный неоднородный — среднезернистый неоднородный — среднезернистый однородный.

ный — мелкий однородный — мелкий неоднородный. У пылеватого песка максимальное значение Σ_{wT} несколько ниже, чем у последнего в указанном ряду, но выше, чем у всех остальных. Таким образом, в зоне пониженной влажности у всех песков доля перераспределенной влаги Σ_{wT} со временем повышается в силу особенностей механизма термовлагопереноса [6, 11], причем существует наиболее «подходящий» размер пор, свойственный мелким пескам, для наиболее полного перехода влаги от горячей зоны к холодной. Как уже отмечалось ранее, в процесс влагопереноса основной вклад вносит капиллярная вода, содержание и влияние которой уменьшается с увеличением размера пор, вследствие чего достижение стационарного теплового поля в образце с широкими порами происходит при меньшем перепаде величин влажности между областями с разной температурой, а следовательно, и доля перераспределенной влаги оказывается меньше. Некоторое уменьшение значений Σ_{wT} у пылеватого песка по сравнению с мелким неоднородным можно объяснить тем, что максимальный перепад значений влажности у первого немного меньше и отмечен при большей влажности (хоть и совсем незначительной), чем у второго.

Максимальная величина доли перераспределенной влаги Σ_{wT} в лессе после первых 4 ч термовлагопереноса от начала опыта (7,8%) отмечена при $W = 9,64\%$ и $\rho_d = 0,91 \text{ г/см}^3$, $S_r = 0,132$. Эта величина немного ниже, чем у пылеватого песка, т.к. достигается при большей влажности. Со временем она увеличивается примерно в два раза (максимальная величина 15,75% меньше, чем у пылеватого песка, что также соответствует описанной выше закономерности), но расположение области максимальных значений Σ_{wT} в отличие от песков практически не меняется.

Выводы

В результате проведенного исследования по изучению влияния гранулометрического состава на параметры термовлагопереноса песчаных и пылеватоглинистых грунтов можно сделать следующие выводы.

1. Установлено, что расположение на фазовых диаграммах значений коэффициента влагопереноса (D_w) для всех изученных грунтов разного гранулометрического состава носит четкий центрально-симметричный характер с максимальными значениями этого параметра в центре области возможного изменения их фазового состава. При этом наблюдается некоторое соответствие формы изолиний D_w форме этой области, чем объясняется «сдвиг» максимальных значений этого параметра в сторону уменьшения плотности сложения от гравелистого песка к пылеватому и далее к лессу. Сравнение значений коэффициента D_w для разных грунтов показало, что наиболее благоприятные условия для изотермической влагопроводности за счет диффузии влаги создаются в неотсортированном песке средней крупности. С повышением и понижением дисперсности значения коэффициента D_w снижаются, причем наименее благоприятны для этого лесс и мелкий отсортированный песок.

2. Выявлено, что расположение на фазовых диаграммах значений коэффициента термовлагопереноса (D_T)

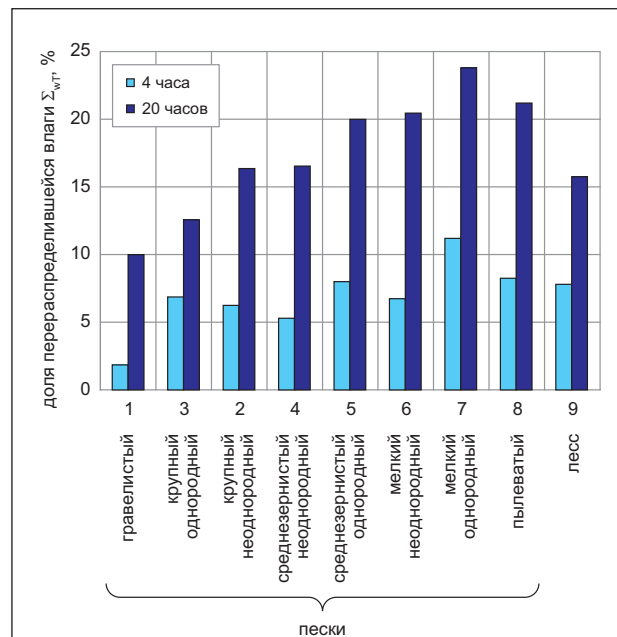


Рис. 12. Распределение максимальных значений доли перераспределенной влаги Σ_{wT} (%) в зависимости от крупности и отсортированности грунтов. Цифры от 1 до 9 — номера грунтов (соответствуют номерам в табл. 1)

для всех изученных грунтов также носит довольно четкий центрально-симметричный характер расположения изолиний. Однако этот параметр более «чувствителен» к изменениям дисперсности и отсортированности, чем коэффициент D_w . Так, для мелких и пылеватого песков, а также лесса наблюдается некоторый сдвиг «ядра» наибольших значений этого параметра в область меньших значений влажности. Термовлагоперенос за счет всех неизотермических составляющих при этом наиболее ощутим у крупного отсортированного песка с широкими поровыми каналами. У хорошо же отсортированных песков с узкими каналами (среднезернистого и мелкого) этот параметр заметно меньше, чем у аналогичных по крупности неотсортированных песков. Наименьшие значения коэффициента D_T получены для гравелистого неотсортированного и мелкого отсортированного песков.

3. Впервые установлена зависимость расположения на треугольной диаграмме параметров термовлагопереноса, меняющихся во времени (максимального потока влаги q_{wT} , скорости перераспределения влаги V , градиента влажности $(\Delta W)_{xz}$ и доли перераспределенной влаги Σ_{wT}), от дисперсности грунта и значений влажности капиллярной влагоемкости. В целом области максимальных значений этих параметров у песков с $W_c < 15\%$ (наименее дисперсных) располагаются в зоне $S_r > 0,25$, а для песков с $W_c > 20\%$ (мелких и пылеватых) и лесса характерно смещение областей значений скорости вниз в зону $S_r < 0,25$, однако у лесса максимальные величины отмечаются при большей влажности, но меньшей плотности. Среднезернистый отсортированный песок с $W_c > 20\%$ занимает в этом ряду промежуточное положение.

4. Получена закономерность увеличения значений скорости перераспределения влаги V и максимального потока влаги q_{wT} в начале опыта (в первые 4 ч) с



увеличением дисперсности у неоднородных по грансоставу грунтов. У однородных по грансоставу песков установлена обратная закономерность: значения этих параметров увеличиваются в ряду «мелкий — средний — крупный песок».

5. Установлено, что процесс термовлагопереноса во всех грунтах со временем замедляется и через 20 ч от начала опыта скорость протекания этого процесса для различных грунтов практически уравнивается. Медленнее всего этот процесс затухает в пылеватом песке и лессе. Изменения максимальных значений потока влаги q_{WT} во времени зависят не столько от самой скорости перераспределения влаги, сколько от скорости затухания процесса термовлагопереноса: быстрое его затухание означает уменьшение со временем величин значений потока; если же процесс длительный и затухает медленно, то плотность потока со временем возрастает. В результате обнаруживается такая закономерность: максимальные значения q_{WT} увеличиваются с ростом дисперсности, причем у более отсортированных песков они всегда больше, чем у неотсортированных. У лесса значения q_{WT} несколько меньше, чем у пылеватого песка, но значительно больше, чем у остальных песков.

6. Анализ влияния состава и величины капиллярной влагоемкости W_c на диапазон перераспределения влаги или перепад влажности $(\Delta W)_{xz}$ показал, что в целом максимальные значения $(\Delta W)_{xz}$ растут с увеличением дисперсности грунта независимо от времени, прошед-

шего с начала опыта. Для каждого отдельного грунта наблюдается увеличение $(\Delta W)_{xz}$ со временем.

7. В отличие от прочих параметров (кроме крупного однородного песка) максимальные значения доли перераспределенной влаги Σ_{wT} у песков с $W_c < 15\%$ смещаются в область пониженной весовой влажности. Установлено, что для этих песков со временем не только увеличиваются значения Σ_{wT} , но и выделяются отдельные зоны, наиболее благоприятные для процесса термовлагопереноса. Обнаружена четкая закономерность распределения максимальных значений Σ_{wT} в зависимости от дисперсности грунта. Эти значения повышаются в ряду песков: гравелистый < крупный однородный < крупный неоднородный < среднезернистый неоднородный < среднезернистый однородный < мелкий однородный < мелкий неоднородный. У пылеватого песка максимальное значение Σ_{wT} несколько ниже, чем у последнего грунта в указанном ряду, но выше, чем у всех остальных. У лесса максимальное значение этого параметра еще ниже и располагается в данном ряду между крупными однородным и неоднородным песками.

8. Подтверждено, что у большинства изученных грунтов основной вклад в процесс термовлагопереноса вносит вода переходного типа (капиллярная у песков и осмотическая у лесса). Однако для грунтов с крупными зернами без пылевой фракции, содержащих слишком мало капиллярной воды, в данный процесс вносит вклад механически захваченная вода. 

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Брилинг И.А., Пашковский И.С. Определение параметров влагопереноса в связи с прогнозом водного режима грунтов // Изменение геологической среды под влиянием деятельности человека. М.: Наука, 1982. С. 81–89.
2. Глобус А.М. Физика неизотермического внутрипочвенного влагообмена. Л.: Гидрометеиздат, 1983. 279 с.
3. Грунтоведение / Трофимов В.Т., Королев В.А., Вознесенский Е.А. и др.: под ред. В.Т. Трофимова. 6-е изд., перераб. и доп. М.: Изд-во МГУ, 2005. 1024 с.
4. Дерягин Б.В., Чураев Н.В. Смачивающие пленки. М.: Наука, 1984. 159 с.
5. Королев В.А. Термодинамика грунтов. М.: Изд-во МГУ, 1997. 167 с.
6. Королев В.А., Федяева Е.А. Влияние фазового состава на параметры термовлагопереноса песчаных грунтов // Инженерные изыскания. 2011. № 10. С. 38–46.
7. Королев В.А., Федяева Е.А., Ахромеева Т.Я. Закономерности термовлагопереноса в ненасыщенных дисперсных грунтах // Инженерная геология. 1990. № 3. С. 16–29.
8. Лабораторные работы по грунтоведению / под ред. В.Т. Трофимова и В.А. Королева. М.: Высшая школа, 2008. 519 с.
9. Методическое пособие по инженерно-геологическому изучению горных пород. Т. 2. М.: Недра, 1984. 437 с.
10. Федяева Е.А., Королев В.А. Влияние фазового состава на параметры термовлагопереноса песчаных грунтов // Материалы 10-й Международной конференции «Новые идеи в науках о Земле». М.: Изд-во РГГРУ, 2011. Т. 3.
11. Федяева Е.А., Королев В.А. Влияние фазового состава песков на параметры неизотермического влагопереноса // Материалы Ломоносовских чтений, посвященных 300-летию со дня рождения М.В. Ломоносова, г. Москва, 15–17 ноября 2011 г. Секция «Инженерная и экологическая геология». М.: Изд-во МГУ, 2011. URL: <http://geo.web.ru/conf/>.
12. Федяева Е.А., Королев В.А. Исследование влияния фазового состава на параметры термовлагопереноса песчаных грунтов // Материалы 7-й Научно-практической конференции молодых специалистов «Инженерные изыскания в строительстве». М.: Изд-во ПНИИИС, 2011. С. 84–87.
13. Федяева Е.А., Королев В.А. Исследование зависимости параметров термовлагопереноса от фазового состава песчаных грунтов // Материалы Всероссийской научно-практической конференции «Современные проблемы гидрогеологии, инженерной геологии и геоэкологии Урала и сопредельных территорий». Екатеринбург: Изд-во УГТУ, 2011. С. 41–43.
14. Grifoll J., Gastor J.M., Cohen Y. Non-isothermal soil water transport and evaporation // Advances in Water Resources. 2005. V. 28. P. 1254–1266.
15. Smiles D. et al. (eds.). Heat and mass transfer in the natural environment — a tribute to J.R. Philip / Geophysical Monograph Series. V. 129. Washington, DC: American Geophysical Society, 2002. P. 199–212.



РАЗРАБОТКА РЕГИОНАЛЬНОЙ ТАБЛИЦЫ НОРМАТИВНЫХ ЗНАЧЕНИЙ ДЕФОРМАЦИОННЫХ И ПРОЧНОСТНЫХ ХАРАКТЕРИСТИК ГРУНТОВ ЮГА ТОМСКОЙ ОБЛАСТИ

DEVELOPING A REGIONAL TABLE OF DEFORMATION AND STRENGTH CHARACTERISTICS OF SOILS OF THE SOUTH OF THE TOMSK REGION

СТРОКОВА Л.А.

Доцент кафедры гидрогеологии, инженерной геологии и гидрогеоэкологии Института природных ресурсов Томского политехнического университета, к.г.-м.н., г. Томск, Россия, strokova@sibmail.com

STROKOVA L.A.

An associate professor of the department of hydrogeology, engineering geology and hydrogeoecology of the Institute of Natural Resources of Tomsk Polytechnic University, candidate of science (Geology and Mineralogy), Tomsk, Russia

Ключевые слова:

многофакторный корреляционный анализ; грунт; прочностные характеристики; деформационные характеристики; нормативные значения; региональные таблицы.

Key words:

multidimensional correlation analysis; soil; strength characteristics; deformation characteristics; normative values; regional tables.

Аннотация

В статье приводятся результаты исследований физико-механических характеристик грунтов, распространенных в южной части Томской области, в основном озерно-аллювиальных отложений четвертичного возраста. Исследования включали систематизацию архивных данных по лабораторным испытаниям этих грунтов, установление взаимосвязей между их физическими и механическими характеристиками, разработку региональных таблиц нормативных значений их деформационных и прочностных характеристик.

Abstract

The article shows the research results of physical-mechanical characteristics of soils that are widespread in the southern part of the Tomsk Region. They are generally lake-alluvial deposits of the quaternary age. The investigations included systematization of archival data on laboratory testing of the soils, determination of interrelations between their physical and mechanical characteristics, development of regional tables of normative values of their deformation and strength characteristics.

Томская область занимает огромную площадь и в инженерно-геологическом плане изучена крайне неравномерно. Инженерно-геологические исследования этой территории связаны с работами М.И. Кучина, Б.В. Плотникова, Г.А. Сулакшиной, Е.С. Цоцур, Т.Я. Емельяновой, Т.Г. Кривенцовой, Н.Г. Альшанской [2–4] и др.

Сложность инженерно-геологического изучения данной территории определяется рядом факторов, такими, например, как: закрытость территории, невозможность проведения непосредственных корреляций отложений, невозможность палеонтологической датировки многих поверхностей и др. Вероятно, это и явилось одной из причин того, что в настоящее время для Томской области отсутствуют нормативные документы (территориальные строительные нормы) по неоген-четвертичным отложениям в части физико-механических характеристик оснований зданий и сооружений. В то же время эти отложения широко представлены на данной территории и входят в сжимаемую зону от веса зданий и сооружений.

Отсутствие нормативных характеристик по неоген-четвертичным отложениям приводит к применению более материалоемких фундаментов (например, принимаются заведомо заниженные характеристики отложений и, соответственно, используется большее количество свай, что ведет к большим перерасходам материалов).

В то же время следует отметить, что намечено преобразование строительного комплекса Томской области в межотраслевой градостроительный кластер. Тем самым предполагается к 2022 г. повысить обеспеченность населения жильем, объектами социальной, транспортной и коммунальной инфраструктуры на 10,2% от среднего уровня по России. Все это требует проектирования и устройства рациональных фундаментов на основе достоверных характеристик неоген-четвертичных отложений, что позволит значительно уменьшить материальные затраты (на арматуру, цемент, бетон и др.).



Целью настоящей работы является разработка региональной таблицы прочностных и деформационных характеристик грунтов на основе исследования корреляционных связей между показателями физико-механических свойств наиболее характерных геолого-генетических комплексов пород исследуемого региона. В основу работы положены результаты теоретических, методических и экспериментальных исследований, выполненных автором в 1985–2012 гг.

Основными геоморфологическими элементами территории Томской области являются: высокие и низкие поймы рек Обь, Томь, Чулым, Шегарка, аллювиальные равнины надпойменных террас, озерные и озерно-аллювиальные равнины междуречий, расположенные на различных геоморфологических уровнях. В морфогенетическом отношении на территории выделяются два основных типа рельефа — аккумулятивно-денудационный (сюда относятся водораздельные равнины различного возраста) и аккумулятивный (древние ложбины стока и долины современных рек). В морфографическом отношении современный рельеф территории имеет холмисто-равнинный характер, незначительно расчлененный долино-овражно-балочной сетью.

Инженерно-геологические условия территории сформировались в неоген-четвертичное время. Позднеплиоценовый этап характеризуется сложными тектоническим развитием и палеогеографическими условиями с неоднократной сменой ледниковых и межледниковых периодов, во время которых сформировались следующие отложения (стратиграфо-генетические комплексы) [2]:

- эоплейстоценовые озерно-аллювиальные кочковской свиты (Ia_{Ekc});
- эоплейстоценовые нижне-среднечетвертичные озерно-аллювиальные смирновской свиты ($IQ_{E-IIsmr}$);
- нижне-среднечетвертичные озерно-аллювиальные федосовской свиты ($Ia_{Q_{I-II}fd}$);
- аллювиальные тобольской свиты (aQ_{IItb});
- среднечетвертичные озерно-аллювиальные сузгунской свиты (Ia_{IIISZ});
- аллювиальные древних ложбин стока (aQ_{II-III});
- аллювиальные первой, второй и третьей надпойменных террас ($aQ_{1,2,3}$) и поймы (aQ_{IV});
- субаэральные покровные (saQ_{III-IV});
- золотые (vQ_{III-IV});
- озерно-болотные (bQ_{IV}).

Исследования физико-механических характеристик грунтов проводились в лабораторных условиях. При этом определялись их физические и механические (прочностные и деформационные) характеристики. В данной работе использованы результаты испытаний 346 монолитов и 2660 определений гранулометрического состава и физических свойств грунтов. Для установления взаимосвязей между полученными характеристиками результаты обрабатывались статическими методами на ЭВМ [2].

Современные болотные отложения (bIV) представлены торфяниками, илами, глинами и суглинками с большим содержанием растительных остатков, которые или подстилают торф или замещают его в разрезе. Мощность торфа — от 0,5 до 7,5 м. Он имеет различную окраску и степень разложения органического ве-

щества. С ростом степени разложения повышается плотность, снижаются влажность, пористость и модуль деформации торфа.

Аллювиальные отложения пойм (aIV) имеют различную мощность и строение в долинах крупных рек и их притоков. Мощность пойменных отложений в долинах Оби, Чулыма и Томи достигает 25 м, а в долинах их притоков она уменьшается до 5–10 и 1 м. Аллювиальный комплекс современных пойм очень разнообразен и характеризуется: закономерной сменой гранулометрических разновидностей в вертикальном разрезе от средне- и мелкозернистых песков с примесью гравия в базальных горизонтах до суглинков, глин и заторфованных пород в приповерхностных слоях; сильно выраженной фациальной изменчивостью отложений и наличием трех основных литолого-фациальных горизонтов руслового, старичного и пойменного аллювия (табл. 1, 2).

Русловые отложения представлены кварц-полевошпатовыми песками мелкими, пылеватыми, реже средними, с косой и горизонтальной волнистой слоистостью. Старичные отложения представлены темно-серыми, сизовато-серыми пылеватыми суглинками и глинами и гумусированными разновидностями этих пород. Отложения собственно пойменной фации представлены буровато-серыми и коричневатосерыми пылеватыми супесями, суглинками и глинами. Они характеризуются комковатым сложением, ожелезненностью [2].

Глинистые отложения пойм отличаются пылеватым составом, высокой пористостью и сжимаемостью. Пределы пластичности изменяются значительно как по площади, так и по мощности слоя в зависимости от количества песчаных фракций или растительных остатков. По консистенции встречаются суглинки от твердых до мягкопластичных, супеси — от твердых до пластичных. Глинистые породы имеют низкую водопроницаемость, размокают в воде. Встречаются набухающие разновидности. Породы поймы являются незасоленными, слабогумусированными, некарбонатными.

Пески в пойме р. Шегарки вскрыты в основании разреза, в пойме р. Оби они участками залегают и с поверхности. Выработками вскрыты пески пылеватые, мелкие и гравелистые, средней плотности и рыхлые, реже плотные; маловлажные, влажные и водонасыщенные, различные по степени однородности.

Верхнечетвертичные-современные золотые отложения ($vIII-IV$) распространены в пределах древних ложбин стока на Обь-Томском междуречье, на поверхности высоких террас и реже на водораздельных равнинах и представлены в основном песками мелкими с маломощными прослоями суглинков и супесей. Мощность данных пород 0,5–7,4 м. В песках преобладает фракция 0,25–0,10 мм (более 50%). Эти пески являются плотными, редко средней плотности; маловлажными и влажными. Прочностные и деформационные свойства грунтов $vIII-IV$ изучены слабо.

Субаэральные покровные образования ($saIII-IV$) распространены на большей половине изучаемой территории, залегают с поверхности на левобережной Приобской равнине, Обь-Томском, Томь-Яя-Чулымском междуречьях. Мощность покровных отложений изменяется от 1 до 5–6 м, редко 8 м. Отложе-



Таблица 1

Обобщенная характеристика показателей гранулометрического состава, физических, физико-химических									
Стратиграфо-генетический комплекс	Тип грунта	Статистика	Процентное содержание фракций, мм					W_e , %	W_p , %
			> 0,25	0,25–0,1	0,01–0,05	0,05–0,005	< 0,005		
aIV	суглинок	X	0,00	7,8	19,7	55,4	16,7	32,7	34,7
		N	13	13	13	13	13	13	13
a ^{1,2,3} III	глина	X	0,00	0,3	4,1	61,1	34,5	32,8	41,1
		N	6	6	6	6	6	6	6
	суглинок	X	0,30	6,0	14,9	58,4	20,8	26,8	33,7
		N	80	80	80	80	80	80	75
	супесь	X	4,12	31,8	29,7	27,0	7,5	23,4	23,1
		N	16	16	16	16	16	16	14
saIII-IV	глина	X	0,00	0,0	5,1	63,3	33,0	27,8	42,0
		N	7	7	7	7	7	7	7
	суглинок	X	0,39	2,2	12,7	65,0	19,5	24,4	34,1
		N	178	178	178	178	178	174	177
	супесь	X	2,55	16,4	30,4	40,3	9,9	19,8	23,2
		N	28	28	28	28	28	27	28
aII-III	суглинок	X	1,13	8,3	13,7	56,6	23,6	25,6	30,4
		N	42	42	42	42	42	44	42
	супесь	X	7,00	33,3	21,4	24,4	9,8	20,9	19,2
		N	8	8	8	8	8	8	8
I IIsz	глина	X	0,00	0,9	11,4	54,4	34,2	26,4	42,2
		N	24	24	24	24	24	24	24
	суглинок	X	0,04	1,4	12,6	60,9	25,2	26,3	26,2
		N	351	351	351	351	351	333	348
	супесь	X	0,52	13,4	44,2	31,5	10,0	23,7	23,9
		N	42	42	42	42	42	36	38
aIItb	суглинок	X	1,38	5,4	19,9	49,8	23,4	27,4	34,3
		N	13	13	13	13	13	12	13
	супесь	X	9,80	29,6	31,8	19,2	9,9	20,8	20,6
		N	11	11	11	11	11	10	11
I I-IIfd	глина	X	0,64	1,0	5,0	62,1	31,7	31,0	41,3
		N	28	28	28	28	28	28	28
	суглинок	X	0,42	3,1	11,7	62,4	22,1	26,3	33,6
		N	351	351	351	351	351	345	349
	супесь	X	1,95	18,4	32,0	38,0	10,0	20,8	22,8
		N	44	44	44	44	44	41	41
al E-II smr	глина	X	0,00	0,1	8,8	59,4	29,4	27,3	42,4
		N	22	22	22	22	22	22	22
	суглинок	X	0,04	0,8	10,7	65,1	23,4	27,1	37,2
		N	178	178	178	178	178	174	177
laEkc	глина	X	0,05	1,3	14,8	51,1	32,7	26,8	40,5
		N	18	18	18	18	18	18	18
	суглинок	X	0,77	5,3	17,7	58,4	21,1	24,7	32,9
		N	130	130	130	130	130	127	129
	супесь	X	1,32	9,6	26,1	51,2	11,7	21,2	26,0
		N	25	25	25	25	25	25	25

* X — среднее значение; N — число определений; W_e — естественная влажность; W_l — влажность на границе текучести; W_p — влажность на границе раскатывания; I_L — показатель текучести; ρ — плотность грунта естественного сложения; ρ_s — плотность частиц грунта; n — пористость;

и физико-механических свойств глинистых пород юга Томской области* [5]

W_p , %	IL	ρ , г/см ³	ρ_s , г/см ³	n , %	e , д.е.	S_r , д.е.	Содержание СаСО ₃ , %	ε_{sw} , д.е.	W_n , %	$E_{0-0,3}$, МПа	c , кПа	Φ , град
21,9	0,53	1,81	2,65	48,7	1,03	0,85	0,13	-	-	-	-	-
13	13	13	13	13	13	13	2	-	-	-	-	-
23,0	0,55	1,91	2,71	41,0	0,87	1,01	-	-	-	-	-	-
6	6	6	6	6	6	6	-	-	-	-	-	-
21,0	0,45	1,98	2,70	42,1	0,72	1,04	3,30	0,008	28,80	22,28	20,90	22,4
75	75	80	80	80	80	80	67	12	12	12	10	10
16,6	1,05	1,95	2,68	40,4	0,69	0,90	2,08	-	-	-	-	-
14	14	16	16	16	16	16	8	-	-	-	-	-
23,3	0,33	1,92	2,72	45,3	0,83	0,91	6,12	-	-	-	-	-
7	6	7	7	7	7	7	3	-	-	-	-	-
21,1	0,35	1,88	2,69	43,8	0,78	0,83	5,19	0,061	27,97	28,38	11,68	18,7
177	174	162	166	161	162	162	34	12	12	28	28	28
18,1	0,70	1,92	2,67	39,0	0,67	0,77	-	-	-	-	-	-
28	28	26	27	27	27	27	-	-	-	-	-	-
19,9	0,59	1,93	2,67	42,0	0,70	0,94	-	-	-	-	-	-
42	42	44	43	42	42	42	-	-	-	-	-	-
16,3	1,18	2,01	2,65	36,6	0,60	0,92	-	-	-	-	-	-
8	8	6	6	6	6	6	-	-	-	-	-	-
23,8	0,21	1,96	2,68	42,7	0,76	0,93	2,21	-	-	3,81	21,80	20,4
24	24	24	24	24	24	24	4	-	-	9	9	9
23,4	0,31	1,97	2,70	42,2	1,16	0,96	3,18	0,008	30,86	4,64	23,90	17,0
348	329	331	340	331	331	331	116	29	29	33	27	27
18,8	0,82	1,99	2,68	39,2	0,66	0,99	3,29	-	-	-	-	-
38	31	34	38	35	35	36	12	-	-	-	-	-
22,0	0,46	1,95	2,67	40,9	0,73	0,96	-	-	-	-	-	-
12	13	12	11	10	10	11	-	-	-	-	-	-
16,8	0,37	1,95	2,67	39,1	0,66	0,94	0,25	-	-	-	-	-
11	7	10	11	10	10	10	2	-	-	-	-	-
23,7	0,39	1,95	2,70	43,8	0,81	1,02	5,71	-	-	27,99	1,56	14,8
28	28	28	28	28	28	28	10	-	-	12	18	18
22,1	0,47	1,96	2,69	42,1	0,73	0,96	4,94	0,014	30,04	4,64	12,06	18,0
349	344	336	334	344	334	335	51	19	19	33	53	53
18,2	0,80	1,98	2,65	37,8	0,62	0,89	3,29	-	-	-	-	-
41	37	38	39	38	38	38	12	-	-	-	-	-
22,5	0,21	1,91	2,71	44,4	0,70	0,91	2,23	-	-	6,85	35,73	12,8
22	22	22	22	22	22	22	3	-	-	15	15	15
34,6	0,29	1,92	2,70	43,8	0,78	0,91	3,77	0,014	31,65	4,58	32,70	15,7
177	175	173	177	173	173	173	79	43	43	43	38	38
22,7	0,24	1,91	2,70	43,6	0,78	0,92	3,53	-	-	37,50	0,45	18,0
18	18	18	18	18	18	18	2	-	-	4	6	6
21,2	0,39	1,97	2,68	40,5	0,69	0,95	2,29	-	-	41,70	4,06	17,0
129	126	115	119	115	115	113	49	-	-	24	26	26
20,5	0,44	1,92	2,66	40,4	0,75	0,83	1,02	-	-	-	-	-
25	25	22	24	22	22	22	2	-	-	-	-	-

e — коэффициент пористости; S_r — коэффициент водонасыщения; ε_{sw} — относительная деформация набухания без нагрузки; W_n — влажность набухания; $E_{0-0,3}$ — модуль общей деформации в интервале нагрузок 0,0–0,3 МПа; c — удельное сцепление; Φ — угол внутреннего трения.

ния этого комплекса изучены относительно равномерно как по площади, так и по мощности разреза. По гранулометрическому составу они представлены преимущественно тяжелыми суглинками, в меньшей степени — легкими пылеватыми глинами, супесями, пылеватыми песками. Содержание песчаных фракций в них незначительное, преобладает содержание пылеватой фракции (в песках — от 2 до 66%, в супесях — от 40 до 80%, в суглинках — от 14 до 88%, в глинах — от 57 до 69%). Данные отложения являются слабогумусированными (до 0,7%), имеют наибольшую карбонатность по сравнению с другими стратиграфо-генетическими комплексами, содержание CaCO_3 в них составляет 6–7%, карбонаты встречаются как в рассеянном виде, так и в форме стяжений. По содержанию и составу легкорастворимых солей рассматриваемые грунты можно отнести к незасоленным, редко к засоленным (с преобладанием хлоридно-гидрокарбонатного типа засоления). Эти отложения имеют высокую коррозионную активность по отношению к металлам. В минеральном составе глинистой фракции имеются гидрослюда, каолинит, кварц, полевые шпаты, монтмориллонит.

В связи с условиями формирования и залегания данных отложений показатели их свойств изменяются в значительных пределах (особенно в интервале глубины от дневной поверхности 0–2 м). Низкие плотность, степень влажности, высокие значения коэффициента пористости на глубине 1 м связаны с почвообразовательными процессами. По консистенции преобладают

твердые, полутвердые и тугопластичные разновидности. Эти грунты являются ненабухающими, но встречаются и сильнонабухающие. Они быстро размокают в воде (в течение 2 мин.), среди них редко встречаются неразмокающие, непросадочные.

По данным ОАО «ТомскТИСИЗ», покровные отложения при дополнительных давлениях могут быть просадочными. Начальное просадочное давление составляет 0,15–0,20 МПа, коэффициент относительной просадочности равен 0,01–0,05. По данным Г.А. Сулакшиной [4], районы Томской области, сложенные лессовыми грунтами, имеют 1-й тип грунтовых условий, когда просадка возможна от воздействия дополнительной нагрузки. Преобладают слабо- и среднесжимаемые разности. Показатели свойств покровных отложений незначительно меняются по площади и по глубине в широких пределах [2]. Верхняя часть покровных суглинков может обладать пучинистыми свойствами в различной степени, т.к. в ряде скважин по показателю консистенции грунты отнесены к мягкопластичным, текучепластичным и текучим. Коэффициенты фильтрации покровных суглинков изменяются от 0,002 до 0,77 м/сут.

Верхнечетвертичные аллювиальные отложения первой надпойменной террасы ($a^1 III$) в большей степени распространены на правобережье р. Оби и на меньших по площади участках — по обоим берегам Томи, Чулыма и их притоков. Они представлены преимущественно песками всех разновидностей, местами с прослоями суглинков, супесей, с гравийно-га-

Таблица 2

Характеристика гранулометрического состава и физических свойств песчаных пород юга Томской области* [2]

Стратиграфо-генетический комплекс	Статистика	Процентное содержание фракций, мм					W_c , %	ρ , г/см ³	ρ_s , г/см ³	n , %	e , д.е.	S_r , д.е.	Содержание CaCO_3 , %	Содержание гумуса, %
		> 0,25	0,25–0,1	0,01–0,05	0,05–0,005	< 0,005								
aIV	X	29,6	30,0	23,0	12,7	3,6	13,5	1,58	2,64	33,0	0,87	0,45	-	-
	N	12	12	12	12	12	11	10	11	9	9	10	-	-
a ^{1,2,3} III	X	34,1	49,1	9,0	7,0	1,0	17,1	1,96	2,64	36,4	0,59	0,83	0,25	0,26
	N	50	50	50	50	50	48	38	50	38	38	48	15	13
saIII-IV	X	9,0	44,7	19,7	19,3	6,5	14,1	1,79	2,61	40,2	0,70	0,51	-	-
	N	14	14	14	14	14	13	14	14	14	14	14	-	-
vIII-IV	X	25,3	50,0	16,8	4,2	2,83	10,6	1,77	2,64	38,2	0,61	0,50	-	-
	N	47	47	47	47	47	47	39	34	28	28	28	-	-
aII-III	X	10,7	48,4	27,9	9,1	3,2	14,8	1,92	2,65	38,7	0,54	0,80	-	-
	N	25	25	25	25	25	25	25	15	11	11	11	-	-
aIItb	X	29,0	50,2	10,2	9,8	1,3	20,5	2,01	2,64	36,1	0,58	0,96	0,53	0,67
	N	88	88	88	88	87	47	45	73	45	45	71	24	10
II-IIfd	X	10,4	50,0	16,6	15,0	5,5	20,7	1,90	2,65	40,4	0,68	0,76	-	-
	N	21	21	21	21	21	21	18	18	18	18	19	-	-
IE-IIsmr	X	5,3	30,5	40,6	48,7	5,0	19,5	2,00	2,65	38,1	0,57	0,91	2,02	0,31
	N	59	59	59	59	59	38	36	55	36	36	53	26	1
laEkc	X	16,2	50,5	17,3	10,4	5,1	18,4	2,19	2,63	35,1	0,56	0,96	0,97	0,77
	N	38	38	38	38	38	14	16	28	11	11	35	18	18

* Условные обозначения — те же, что в табл. 1.



лечниковым горизонтом в основании. Пески относятся к несортированным разновидностям, являются плотными и средней плотности, с глубиной в них закономерно увеличивается содержание крупных фракций. Мощность отложений a^1III в долинах Оби, Томи, Чулыма — до 20–25 м.

Суглинки в разрезах первых террас Оби и Томи имеют ограниченное распространение и залегают в виде маломощных прослоев по всему разрезу, но большая часть их встречена в кровле, к подошве же их количество значительно уменьшается.

Верхнечетвертичные аллювиальные отложения второй надпойменной террасы (a^2III) наиболее распространены на правобережье Томи севернее реки Большая Киргизка и на правобережье Оби севернее устья Томи и русла Чулыма. Отложения имеют преимущественно двухслойное строение. В верхней части залегают суглинки с прослоями супесей, глин и песков, в нижней — пески пылеватые, мелкие и средние с гравийно-галечниковыми отложениями в подошве. По консистенции глинистые грунты — преимущественно от твердых до мягкопластичных, в меньшей степени — текучепластичные и текучие в линзах, содержащих верховодку [2]. Пески — главным образом несортированные, но участками встречаются и хорошо отсортированные. Преобладают пески рыхлые и средней плотности. Мощность отложений a^2III — до 30–35 м.

Верхнечетвертичные аллювиальные отложения третьей надпойменной террасы (a^3III) распространены только в долине р. Томи в районе г. Томска. Верхняя часть разреза указанной террасы представлена суглинком с прослоями супеси и глины. Для этих отложений характерны признаки облессования: повышенная пылеватость, включения карбонатов, столбчатая отдельность, желтовато-бурый цвет, твердое-полутвердое состояние. Мощность — до 35 м и более [2]. Нижняя часть представлена песками различной крупности с включениями гравийно-галечниковых отложений в подошве. Пески — пылеватые и мелкие, с высоким содержанием фракций 0,05–0,10 и 0,10–0,25 мм.

Отложения a^3III имеют отличительную особенность: глинистый аллювий, слагающий верхнюю часть разреза, облессован. Лессовые суглинки при низкой влажности и коэффициенте пористости склонны к доуплотнению при замачивании под нагрузкой 0,3 МПа. Коэффициент относительной просадочности при этом имеет значения в диапазоне 0,01–0,07.

Породы надпойменных террас являются слабокарбонатными (со средним содержанием CaCO_3 3,3%, максимальным — 7,5%), слабогумусированными (с содержанием гумуса менее 1%), преимущественно незасолёнными (водорастворимых солей — до 0,2%). В минеральном составе глинистой фракции преобладает гидрослюда, меньше кварца, присутствует каолинит, кальцит, примесь органики.

По ГОСТ 25100-95 грунты представлены суглинками, супесями, реже глинами. Для каждого типа этих пород характерны большие интервалы колебаний показателей свойств. По I_L присутствуют все разновидности грунтов. Супеси преобладают текучие, т.к. они залегают либо вблизи уровня грунтовых вод, либо являются водовмещающими. Преобладают ненабухаю-

щие разновидности, единичные образцы слабонабухающие, преимущественно слабо-размокающие и не-размокающие. Преобладают среднесжимаемые разновидности при нагрузках до 0,3 МПа, реже встречаются слабо-сжимаемые.

Средне-верхнечетвертичные отложения пайдугинской свиты ($laII-IIIpd$) распространены на междуречье Оби и Томи. Это отложения древних ложбин стока, которые четко выражены в рельефе, образуют полосы, ограниченные долинами рек, и простираются с северо-востока на юго-запад. Мощность данных отложений — от первых метров до 10–20 м в крупных ложбинах. Они имеют песчаный состав с маломощными прослоями супесей и суглинков, в основании разреза — с гравием и галькой. Пески — пылеватые, мелкие и средние, неоднородные по грансоставу, несупфозионные, с высокой влажностью, средней плотностью, низким содержанием глинистой фракции (0–8%). Супеси и суглинки имеют консистенцию, близкую к текучей, плотность 1,9–2,0 г/см³, коэффициент пористости 0,6–0,7.

Среднечетвертичные озерно-аллювиальные отложения сузгунской свиты ($laIIIsz$) выходят на поверхность на склонах водораздельной левобережной равнины к долинам Оби и Шегарки. Они представлены глинистыми и песчаными разновидностями, причем первые слагают преимущественно верхнюю часть разреза. Преобладают суглинки, реже встречаются глины и супеси, встречаются прослои погребенных почв. Породы весьма неоднородны по гранулометрическому составу (от легких до тяжелых разностей), местами алевритистые и иловатые, карбонатные, с выраженной горизонтальной слоистостью. В минеральном составе глинистой фракции преобладают гидрослюда, монтмориллонит, органика. Пески в нижней части разреза — преимущественно пылеватые и мелкозернистые, полевошпатово-кварцевые, глинистые, часто тонкослойные. Мощность отложений $laIIIsz$ — более 20 м.

Среднечетвертичные аллювиальные отложения тобольской свиты ($aIItb$) залегают под породами пойменных и надпойменных террас притоков р. Оби в северной части района и под отложениями сузгунской свиты. Это преимущественно пески и супеси, в меньшей степени — суглинки легкие и тяжелые с преобладанием песчаной фракции.

Пески — разного типа (от пылеватого до гравелистого), с увеличением к подошве более крупных разностей. Пески — пылеватые и мелкие, преимущественно насыщены водой (коэффициент водонасыщения $S_r = 0,96$), но присутствуют и влажные разновидности. Среди них преобладают плотные, реже средней плотности. Пески, неоднородные по гранулометрическому составу, могут проявлять супфозионные свойства. Содержание гумуса в них — около 0,6%, (максимальное значение 3,6%, что, возможно, объясняется фаціальными условиями образования старичного аллювия). Содержание карбоната кальция в среднем составляет 0,5%.

Глинистые отложения представлены суглинками и супесями, залегают либо в кровле, либо в виде прослоев и линз в песках. Для суглинков характерны низкие значения коэффициента пористости, высокая степень влажности. Для супесей — высокие показатели пористости ($e = 0,94$) и влажность. В них преобладают (31–44%) песчаные частицы размером 0,10–0,05 мм.

Нижне-среднечетвертичные озерно-аллювиальные отложения федосовской свиты (*laI-IIfd*) залегают первыми от дневной поверхности на значительной площади водораздельных равнин междуречий Оби и Томи, Оби и Чулыма или же перекрываются субэдральными покровными отложениями, редко эоловыми. Средняя мощность отложений свиты — 15–20 м, на юге Обь-Томского междуречья — до 50 м и более, на склонах — до 2–5 м. Представлены эти грунты легкими и тяжелыми пылеватыми суглинками, часто иловатыми, участками с повышенной карбонатностью. Суглинки — серого цвета с зеленоватым и голубоватым оттенком, с большим включением сажистого материала. По гранулометрическому составу преобладает пылеватая фракция (45–71%), значительно меньше содержание песчаной (10–41%) и глинистой (11–23%). Встречаются редкие прослои глин и супесей. По консистенции отложения *laI-IIfd* — от твердых до текучих. В минеральном составе глинистой фракции преобладают гидрослюда, кварц, кальцит, меньше содержится монтмориллонита, полевого шпата, органики.

В основании разреза грунтов *laI-IIfd* местами залегают пески мелкие и средней крупности, средней плотности, несортированные, от малой степени водонасыщения до насыщенных водой.

Эоплейстоцен-нижнечетвертичные озерно-аллювиальные отложения смирновской свиты (*laE-IIsmr*) распространены на Обь-Шегарском и Обь-Томском водоразделах, имеют здесь довольно большую мощность и очень мало распространены на остальной территории. Они представлены однообразной толщей суглинков или глин, редко с прослоями супесей. Глины и суглинки — плотные, слабокарбонатные, часто ожелезненные. В глинистой фракции присутствуют гидрослюда, монтмориллонит, примеси каолинита, кварца, органики. На левобережье р. Оби в нижней части разреза грунты *laE-IIsmr* сложены песками глинистыми от пылеватых до средней крупности иногда с гравием и галькой в подошве. Их мощность — от 5 и до 50 м и более.

Показатели физико-механических свойств отложений *laE-IIsmr* меняются в широких пределах. Эта неоднородность по свойствам связана с неоднородностью гранулометрического состава этих грунтов, присутствием в них прослоев с органическими остатками, наличием карбонатных включений. В разрезе присутствуют все разновидности отложений по показателю текучести, преобладают ненабухающие разности, реже слабонабухающие. Грунты *laE-IIsmr* слабосжимаемы. По лабораторным данным они являются непросадочными, но при дополнительной нагрузке до 0,3 МПа могут давать просадку.

Эоплейстоценовые озерно-аллювиальные отложения кочковской свиты (*la_кк*) залегают в подошве разреза четвертичной системы, прослеживаются повсеместно в пределах водораздельных равнин Обь-Томского, Томь-Яйского и Обь-Чулымского междуречий, на поверхность выходят только на склонах. В верхней части они сложены толщей плотных глин с повышенным содержанием пылеватой и глинистой фракций. Ниже залегают тяжелые суглинки. Встречаются прослои супесей, песков. Пески на междуречье Оби и Томи залегают в основании разреза.

Мощность отложений *la_кк* на Обь-Томском междуречье — более 50 м, на Томь-Яйском она уменьшается в среднем до 10–20 м, а в местах развития древних ложбин стока — до 5 м.

На рассматриваемой территории встречаются разновидности глинистых грунтов от твердой до мягкопластичной консистенции, но преимущественно твердой и полутвердой. В них преобладают гидрослюда, полевой шпат, кварц, в меньшем количестве присутствуют монтмориллонит, каолинит, органика. В воде они не размокают, их относительная деформация набухания e_{sw} изменяется от 0,5 до 2,4%. Глины по коэффициенту уплотнения отнесены к средне- и слабосжимаемым грунтам.

Песок в комплексе отложений *la_кк* встречается в виде прослоев небольшой мощности, количество которых увеличивается к подошве. По гранулометрическому составу это мелкие и средние по крупности разновидности с преобладанием фракций 0,10–0,05 и 0,25–0,10 мм. По коэффициентам пористости и водонасыщения это грунты соответственно средней рыхлости и рыхлые, малой и средней степени водонасыщения. По коэффициенту сортировки они отнесены к несортированным разновидностям [2].

Приведенное описание геологического разреза зоны взаимодействия наземных сооружений с геологической средой показывает, что на исследуемой территории она представлена молодыми слаболитифицированными отложениями. Характерна неоднородность их петрографического состава и по площади, и по глубине разреза. Относительно однородными (плотными слабо- и среднесжимаемыми глинистыми породами) являются самые древние отложения разреза — кочковской и смирновской свит. В долинах рек и на водоразделе Томи и Яи, особенно в его южной части, комплекс четвертичных грунтов резко уменьшает свою мощность (до 10–25 м). Подстилают их более древние отложения палеогена (преимущественно глинистые), коры выветривания («синие глины») и скальные породы палеозоя.

Автором была проведена проверка различий между выборочными совокупностями некоторых показателей физико-механических свойств, химического состава грунтов основных стратиграфо-генетических комплексов Томского Приобья при помощи параметрического критерия Фишера [2]. Например, результаты такой проверки для песков приведены в табл. 3.

Прогноз значений деформационных и прочностных характеристик по данным о составе, состоянии, физических свойствах грунтов представляется сложной геотехнической задачей, зависящей от различных факторов. Наиболее эффективным методом решения подобных задач является комбинация факторного и корреляционного анализа, а именно многофакторный корреляционный анализ. Данный метод представляет собой методику исследования факторов (параметров системы или их совокупностей), связь которых с результативным показателем в отличие от функциональной является неполной, вероятностной (корреляционной). Если при функциональной (полной) зависимости при изменении аргумента всегда происходит соответствующее изменение функции, то при корреляционной связи изменение аргумента может дать несколько



значений функции в зависимости от сочетаний других факторов, определяющих данный показатель.

При проведении многофакторного корреляционного анализа для решения указанной выше задачи выделяется несколько этапов [1]:

- определяются факторы, которые оказывают воздействие на изучаемый показатель, и отбираются наиболее существенные из них для корреляционного анализа;
- собирается и оценивается исходная информация, необходимая для корреляционного анализа;
- изучается характер и моделируется связь между факторами и результативным показателем, т.е. подбирается и обосновывается математическое уравнение, которое наиболее точно выражает сущность исследуемой зависимости;
- проводится расчет основных показателей связи корреляционного анализа;
- дается статистическая оценка результатов корреляционного анализа и определяется их практическое применение.

Данный метод позволяет количественно оценить взнос каждого фактора в величину результирующего показателя, обеспечивая тем самым более высокую надежность результатов прогноза.

Определение интегрированного показателя инженерно-геологических факторов (целевой функции) основано:

- на анализе и синтезе инженерно-геологических факторов, влияющих на результирующий параметр, по данным испытаний;
- на моделировании связи между факторными и результативными показателями, т.е. на подборе соответствующего уравнения, которое наилучшим образом описывает изучаемые зависимости;
- на оценке надежности показателей связи и правомерности использования указанного уравнения в практических целях.

В качестве целевых функций Y для прогноза были выбраны: модуль общей деформации E_0 (МПа), удель-

ное сцепление c (кПа) и угол внутреннего трения ϕ (град.). Целевая функция Y является функцией инженерно-геологических факторов X_i , т.е. $Y = f(X_1, X_2, \dots, X_n)$. Этими факторами могут быть: коэффициент пористости, параметры пластичности, степень водонасыщения, карбонатность, грансостав и др. Все они связаны с целевыми характеристиками и между собой.

Следующим этапом анализа являются сбор и статистическая оценка исходной информации, которая будет использоваться в корреляционном анализе. Собранный исходная информация должна быть проверена на достоверность, однородность и соответствие закону нормального распределения. Решение задачи многофакторного корреляционного анализа проводится на ПЭВМ по типовым программам. Сначала формируется матрица исходных данных, в первой колонке которой записывается порядковый номер наблюдения, во второй — результативный показатель Y , а в следующих — факторные показатели X_i . Эти сведения вводятся в ПЭВМ, рассчитываются матрицы парных и частных коэффициентов корреляции, решается уравнение множественной регрессии, определяются показатели, с помощью которых оцениваются надежность коэффициентов корреляции и уравнения связи, — критерии Стьюдента и Фишера, средняя ошибка аппроксимации, множественные коэффициенты корреляции и детерминации [1].

Изучая матрицы парных и частных коэффициентов корреляции, можно сделать вывод о тесноте связи между изучаемыми явлениями. Коэффициенты парной корреляции (КПК) характеризуют тесноту связи между двумя показателями в общем виде с учетом взаимосвязей факторов, оказывающих воздействие на результирующий показатель. Однако необходимо отметить, что КПК получаются при условии воздействия других факторов на результат. Чтобы абстрагироваться от их влияния и получить количественную характеристику связи между результативным и факторными показателями в чистом виде, рассчитываются частные коэффициенты корреляции (ЧКК).

Таблица 3

Проверка различий между выборочными совокупностями некоторых показателей состава и физико-механических свойств песков основных стратиграфо-генетических комплексов Томского Приобья (при односторонней доверительной вероятности $\alpha = 0,05$)

Показатель	Значения критерия Фишера* (расчетное/табличное) для пар выборок				
	aIV, a ²⁻³ III	a ²⁻³ III, saIII-IV	saIII-IV, vIII-IV	vIII-IV, aII-III	vIII-IV, a ²⁻³ III
Содержание фракции > 0,25 мм	1,86/2,57	14,00/2,02	4,80/2,07	3,20/1,79	3,01/1,74
Содержание фракции 0,25–0,10 мм	1,24/2,07	1,14/2,42	1,74/2,07	1,29/1,92	1,58/1,74
Содержание фракции 0,10–0,05 мм	5,99/2,57	2,90/2,42	1,23/2,48	1,23/1,79	3,59/1,74
Содержание фракции 0,050–0,005 мм	2,11/2,07	12,30/2,42	24,10/2,48	4,88/1,92	1,90/1,74
Содержание фракции < 0,005 мм	3,39/2,57	2,55/2,42	4,45/2,48	1,48/1,92	1,74/1,74
Естественная влажность W_e	1,23/2,72	2,31/2,02	1,15/2,48	1,37/1,92	1,53/1,85
Пористость n	1,35/2,00	2,80/2,79	1,35/2,00	4,50/2,57	1,35/2,00
Плотность ρ	3,01/2,86	1,82/2,42	1,13/2,02	1,53/1,92	2,07/1,84
Плотность сухого грунта ρ_d	3,75/2,86	2,64/2,42	1,26/2,48	1,48/1,92	5,50/2,61

* Для выделенных другим цветом ячеек таблицы нулевая гипотеза не доказана, выборки по данному показателю различаются.

Значительный интерес представляют коэффициенты корреляции (КК), характеризующие взаимосвязь факторов между собой. Как уже отмечалось, для создания корреляционной модели надо подбирать независимые друг от друга факторы. Если КК двух факторов выше 0,85, то один из этих факторов необходимо исключить из модели. При изучении тесноты связи надо иметь в виду, что величина коэффициента корреляции зависит от объема выборки. Известно, что с уменьшением количества наблюдений надежность КК падает, и наоборот, при его увеличении надежность КК возрастает [1].

По данным лабораторных испытаний монолитов записывается уравнение множественной регрессии между целевой функцией и инженерно-геологическими факторами и между самими этими факторами. Так определяется вес g_i каждого геотехнического фактора (i) в целевой функции:

$$Y = \sum_{i=1}^n g_i R_i^H, \quad (1)$$

где Y — целевая функция; R_i^H — количественный параметр стандартизированного геотехнического фактора i .

Определение веса геотехнических факторов g_i осуществляется через следующие этапы.

1. Выбор, синтез, пересмотр, статистика результатов испытаний, связанных с инженерно-геологическими факторами и целевой функцией.

2. Создание уравнения связи между целевой функцией и каждым инженерно-геологическим фактором и между самими этими факторами на основе анализируемых данных лабораторных испытаний грунтов.

3. Вычисление парных коэффициентов корреляции (r_{iy} , r_{ij}) между инженерно-геологическими факторами и целевой функцией и между самими этими факторами.

4. Вычисление стандартизованных коэффициентов $\beta_1(1)$, $\beta_2(2)$, ..., $\beta_n(n)$, которые являются корнями системы уравнений:

$$\begin{cases} r_{1y} = \beta_1 + \beta_2 r_{21} + \dots + \beta_n r_{n1} \\ \dots \\ r_{ny} = \beta_1 r_{1n} + \beta_2 r_{2n} + \dots + \beta_n \end{cases}, \quad (2)$$

где r_{iy} — коэффициент корреляции между геотехническим фактором i и целевой функцией Y ; r_{ij} — коэффициент корреляции между инженерно-геологическими факторами i и j ; n — количество факторов.

5. Вычисление многомерного коэффициента корреляции R с использованием формулы:

$$R^2 = \sum_{i=1}^n \beta_i r_{iy}. \quad (3)$$

Коэффициент R позволяет оценить, являются ли значимыми инженерно-геологические факторы в целевой функции. Если $R \geq 0,75$, то выбранные факторы являются значимыми и адекватными. Если $R < 0,75$, то отсутствуют некоторые важные факторы и необходимо пересмотреть их набор в целевой функции.

6. Вычисление веса геотехнических факторов g_i в целевой функции:

$$g_i = \frac{|\beta_i r_{iy}|}{\sum_{i=1}^n |\beta_i r_{iy}|}. \quad (4)$$

Таблица 4

Корреляционные зависимости между характеристиками грунтов				
Стратиграфо-генетический комплекс	Грунт	Y^*	Уравнение связи	R^{2**}
Субаэральные отложения (saQIII-IV)	Суглинок	E_0	$E_0 = 29,38 - 22,42e - 23,32I_L$	0,38
		c	$c = 0,34 - 0,069e - 0,147I_L$	0,66
		φ	$\varphi = 120,58 - 3,83e - 11,99I_L$	0,66
Озерные отложения федосовской свиты (laQ _{I-II} fd)	Суглинок	E_0	$E_0 = 27,93 - 13,72e - 7,14I_L$	0,20
		c	$c = 0,461 - 0,202e - 0,14I_L$	0,54
		φ	$\varphi = 31,2 - 12,3e - 8,74I_L$	0,46
	Глина	E_0	$E_0 = 80,18 - 42,05e - 37,55I_L$	0,61
		c	$c = 0,49 - 0,041e - 0,518I_L$	0,34
		φ	$\varphi = 33,09 - 14,12e - 20,69I_L$	0,36
Озерно-аллювиальные отложения кочковской свиты (laEкс)	Суглинок	E_0	$E_0 = 118,7 - 101,3e - 2,5I_L$	0,47
		c	$c = 0,49 - 0,25e - 0,16I_L$	0,78
		φ	$\varphi = 27,8 - 5,6e - 13,6I_L$	0,64
	Глина	E_0	$E_0 = 91,9 - 69,3e - 0,84I_L$	0,84
		c	$c = 0,648 - 0,082e - 0,817I_L$	0,79
		φ	$\varphi = 23,54 - 2,71e - 10,6I_L$	0,30
* Y — целевая функция; E_0 — модуль общей деформации, МПа, c — удельное сцепление, кПа; φ — угол внутреннего трения, град.				
** R^2 — коэффициент детерминации.				



Таблица 5

Нормативные значения модуля общей деформации (E_0) грунтов юга Томской области									
Стратиграфо-генетический комплекс	Грунт	Нормативные пределы I_L^*	E_0 , МПа, при e^{**} , д.е.						
			0,35	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95
Субаэральные покровные отложения (saQ _{III-IV})	Суглинок	0,00–0,25	23	22	21	20	19	18	17
		0,25–0,50	18	17	15	14	13	12	11
		0,50–0,75	11	10	8	7	6	5	4
		0,75–1,00	6	5	4	3	2	1	0
Озерные отложения федосовской свиты (laQ _{I-II} fd)	Суглинок	0,00–0,25	22	21	20	18	17	16	14
		0,25–0,50	21	19	18	17	15	14	12
		0,50–0,75	19	18	16	15	13	12	11
		0,75–1,00	18	16	15	14	13	11	10
	Глина	0,00–0,25	62	58	53	49	45	41	36
		0,25–0,50	52	48	44	40	35	31	27
		0,50–0,75	41	37	33	28	24	20	16
		0,75–1,00	34	29	25	21	17	13	8
Озерно-аллювиальные отложения кочковской свиты (laEkс)	Суглинок	0,00–0,25	53	50	46	43	32	22	12
		0,25–0,50	52	48	44	42	32	22	12
		0,50–0,75	51	46	42	41	31	21	11
		0,75–1,00	51	44	40	38	28	20	10
	Глина	0,00–0,25	29	28	27	26	25	24	23
		0,25–0,5	23	22	21	20	19	18	17
		0,50–0,75	17	16	15	14	13	12	11
		0,75–1,00	12	11	10	9	8	7	6

* I_L — показатель текучести. ** e — коэффициент пористости.

Таблица 6

Нормативные значения угла внутреннего трения (ϕ) грунтов юга Томской области*									
Стратиграфо-генетический комплекс	Грунт	Нормативные пределы I_L	ϕ , град., при e , д.е.						
			0,35	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95
Субаэральные покровные отложения (saQ _{III-IV})	Суглинок	0,00–0,25	18	18	17	17	17	16	16
		0,25–0,50	15	15	14	14	14	13	13
		0,50–0,75	11	11	11	10	10	10	9
		0,75–1,00	9	9	8	8	8	7	7
Озерные отложения федосовской свиты (laQ _{I-II} fd)	Суглинок	0,00–0,25	26	25	24	22	21	20	19
		0,25–0,50	24	23	21	20	19	18	16
		0,50–0,75	21	20	19	18	16	15	14
		0,75–1,00	19	18	17	16	15	13	12
	Глина	0,00–0,25	26	25	23	22	20	19	18
		0,25–0,50	21	20	18	17	15	14	12
		0,50–0,75	15	13	12	10	9	8	6
		0,75–1,00	11	9	8	6	5	4	2
Озерно-аллювиальные отложения кочковской свиты (laEkс)	Суглинок	0,00–0,25	25	24	23	23	22	22	21
		0,25–0,50	21	21	20	19	19	18	18
		0,50–0,75	17	16	16	15	15	14	14
		0,75–1,00	14	14	13	13	12	11	11
	Глина	0,00–0,25	22	21	21	21	20	20	20
		0,25–0,5	19	19	18	18	18	18	17
		0,50–0,75	16	15	15	15	15	14	14
		0,75–1,00	14	13	13	13	13	12	12

* I_L — показатель текучести. ** e — коэффициент пористости.

Таблица 7

Нормативные значения удельного сцепления (с) грунтов юга Томской области*									
Стратиграфо-генетический комплекс	Грунт	Нормативные пределы I_L	с, кПа, при e, д.е.						
			0,35	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95
Субаэральные покровные отложения (saQ _{III-IV})	Суглинок	0,00–0,25	30	30	29	28	28	27	26
		0,25–0,50	27	26	25	25	24	23	23
		0,50–0,75	22	22	21	20	20	19	18
		0,75–1,00	19	19	18	17	17	16	15
Озерные отложения федосовской свиты (laQ _{I-II} fd)	Суглинок	0,00–0,25	38	36	34	31	29	27	25
		0,25–0,50	34	32	30	28	26	24	22
		0,50–0,75	30	28	26	24	22	20	17
		0,75–1,00	27	25	23	21	19	17	15
	Глина	0,00–0,25	42	42	41	41	40	40	39
		0,25–0,50	29	29	28	28	27	27	27
		0,50–0,75	14	13	13	12	12	11	11
		0,75–1,00	5	4	3	3	2	2	1
Озерно-аллювиальные отложения кочковской свиты (laEkc)	Суглинок	0,00–0,25	39	36	34	31	29	26	24
		0,25–0,50	35	32	30	27	25	22	20
		0,50–0,75	30	27	25	23	20	18	15
		0,75–1,00	27	24	22	19	17	14	12
	Глина	0,00–0,25	54	53	52	51	51	50	49
		0,25–0,5	33	33	32	31	30	29	28
		0,50–0,75	9	8	7	6	6	5	4
		0,75–1,00	7	6	5	4	4	3	2

* I_L — показатель текучести. ** e — коэффициент пористости.

При этом $\sum_{i=1}^n g_i = 1$, т.е. общий вес геотехнических факторов равен 1.

В результате анализа результатов лабораторных испытаний грунтов были установлены корреляционные зависимости между целевыми параметрами и коэффициентом пористости e и показателем текучести I_L , которые для глинистых грунтов показаны в табл. 4.

С помощью уравнений связи между целевыми функциями и коэффициентом пористости и пределом текучести, принятыми согласно СП 22.13330.2011, были рассчитаны нормативные значения механических характеристик грунтов (табл. 5–7).

Следует отметить, что полученные результаты из-за отсутствия данных полевых испытаний недостаточны для составления полноценных нормативных таблиц и могут применяться лишь как рекомендательные с последующим их уточнением прямыми испытаниями.

На основе исследований парной и множественной корреляции между показателями физических и механических свойств отложений были составлены региональные таблицы нормативных значений показателей механических свойств грунтов. Полученные данные существенно дополняют и конкретизируют сведения о свойствах отложений, имеющиеся в таблицах СП [5, 6], а также отражают региональные особенности грунтов.

Составленные автором региональные таблицы механических характеристик грунтов дают возможность

упрощать и ускорять процессы проектирования оснований зданий и сооружений и уменьшать объем, стоимость и трудоемкость инженерно-геологических изысканий.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Савицкая Г.В. Анализ хозяйственной деятельности предприятия. 4-е изд., перераб. и доп. Минск: ООО «Новое знание», 2000. 688 с.
2. Строчкова Л.А. Инженерно-геологическое районирование территории Томского Приобья по степени устойчивости геологической среды к техногенной нагрузке: автореф. дис. ... канд. геол.-минер. наук. Томск, 1997. 20 с. URL: <http://www.lib.tpu.ru/fulltext/a/2002/47s.pdf>.
3. Сулакишина Г.А., Цоцур Е.С., Емельянова Т.Я. Типизация инженерно-геологических условий как основа планирования и проектирования строительных объектов // Известия высших учебных заведений. Геология и разведка. 1977. № 4. С. 90–95.
4. Сулакишина Г.А. Инженерно-геологическая типизация местности, как основа регионального прогноза изменения геологической среды в связи с инженерной деятельностью человека // Инженерная геология. 1973. № 3. С. 49–54.
5. СП 22.13330.2011. Основания зданий и сооружений. М.: Минрегионразвития, 2010. 161 с.
6. СП 50-101-2004. Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений. М.: ФГУП ЦПП, 2005. 177 с.

СОВРЕМЕННЫЕ ТЕНДЕНЦИИ В РАСЧЕТАХ УСТОЙЧИВОСТИ СКЛОНОВ

CURRENT TRENDS IN SLOPE STABILITY CALCULATIONS

ФОМЕНКО И.К.

Главный специалист по изысканиям Московского филиала компании «Галф Интерстейт Инжиниринг», к.г.-м.н., г. Москва, ifolga@gmail.com

FOMENKO I.K.

The main specialist for engineering surveys of the Moscow branch of the «Gulf Interstate Engineering» company, candidate of geological-mineralogical sciences, Moscow, ifolga@gmail.com

Ключевые слова:

оползневая опасность; методы оценки устойчивости склонов; оптимизация поверхности скольжения; трехмерное моделирование; динамический анализ; вероятностный анализ.

Key words:

landslide hazard; slope stability assessment methods; sliding surface optimization; 3D modeling; dynamic analysis; probabilistic analysis.

Аннотация

В статье рассматриваются современные тенденции в расчетах устойчивости оползневых склонов (УС), дается общая классификационная схема используемых в современной практике методов математического моделирования УС, приводятся примеры использования дополнительных возможностей анализа УС (оптимизации поверхности скольжения, трехмерного моделирования, динамического и вероятностного анализа).

Введение

Происходящее в нашей стране реформирование проектно-изыскательских работ, связанное с изменением законодательства и введением в действие Федерального закона № 184 ФЗ от 27.12.2002 г. [2], а также принятое направление гармонизации российских нормативных документов с международными стандартами заставляют по-новому взглянуть на состояние инженерно-геологических и геотехнических исследований.

Это в полной мере относится и к задачам по оценке устойчивости оползневых и оползнеопасных склонов. Заслуги отечественной инженерно-геологической школы, ее вклад в решение этой непростой проблемы трудно переоценить. Однако следует отметить, что в последние десятилетия данное направление в России практически не развивалось. Доказательством этому служат нормативные документы, например часть 2 СП 11-105-97 [5], где в п. 4.2.11 сказано, что «*расчеты устойчивости склонов (откосов) следует выполнять по программам, разработанным, как правило, на основе общепринятых методов расчета (методов Терцаги, прислоненного откоса, Маслова — Берера, Шахунянца, Чугаева; при расчетах устойчивости склонов в слабых породах — методов Можжевитинова, Бишопы, Тейлора, Моргенштерна и Прайса; при расчетах устойчивости склонов в скальных породах — методов дефицита удерживающих сил и Фисенко)*». Рекомендующие в данном документе методы были разработаны в 50–70-х годах прошлого столетия. Возникает вопрос: что же изменилось за последние полвека в мировом опыте расчетов устойчивости склонов? Как показывает анализ зарубежной научно-технической литературы, изменения весьма значительны, что в основном обусловлено интенсивным развитием компьютерных технологий, с помощью которых стало возможным решение ранее недоступных задач.

Цели данной статьи: (1) предложить классификационную схему применяемых в современной практике методов расчета устойчивости склонов (УС), основ-

Abstract

The article reviews current trends in calculations of slope stability (SS), presents a general classification scheme of SS mathematical modeling methods used in the current practice, gives some examples of using additional capabilities of SS analysis (sliding surface optimization; 3D modeling; dynamic and probabilistic analysis).



ным принципом систематизации в которой является механико-математический подход к решению задачи; (2) рассмотреть результаты применения некоторых перспективных дополнительных возможностей анализа устойчивости склонов при ее расчетах.

Классификации методов расчета устойчивости склонов

Классификации методов расчета устойчивости склонов развиваются параллельно с развитием расчетных методик. Начало развития направления по математическому моделированию УС было положено Кулоном в 1773 г., когда им было сформулировано условие прочности грунта исходя из предельного равновесия призмы обрушения. Первый способ расчета УС, основанный на принципе Кулона, был предложен в 1820 г. Г. Франсе [4]. Однако спустя почти два века оценка устойчивости склонов по-прежнему остается сложной задачей в геотехнике. В настоящее время существует достаточно много, более 200, подходов к расчету УС. Выбор тех или иных методов в первую очередь определяется математическим аппаратом решения задачи, типом оползневого процесса и механизмом возможного смещения оползневых масс.

Различия в существующих классификациях расчетов устойчивости склонов в первую очередь связаны с используемым базисом классификации. В классификациях М.Е. Певзнера [3], И.В. Федорова [7], Г.Л. Фисенко [8] в качестве основного признака для отнесения способа расчета к определенному классу принимается форма поверхности скольжения. В классификации А.М. Демина [1] методы расчета подразделяются по нескольким определяющим признакам: по подходу к решению задачи (эмпирические или теоретические методы), по используемым в расчетах характеристикам (методы, учитывающие силы или деформации), по способу решения задачи (аналитические, графоаналитические, графические методы), по способу рассмотрения поверхности разрушения (задается поверхность или отыскивается). По используемому математическому принципу методы расчета устойчивости склонов могут быть разделены на детерминистические и вероятностные [6]. Существуют классификации, учитывающие механизм развития оползневого процесса и модели поведения грунтов.

В качестве базиса для классификации расчетных методов оценки устойчивости оползневых и оползнеопасных склонов может лежать одна из двух предельных схем [10]. Идея предельной схемы фактических и уменьшенных прочностных характеристик состоит в нахождении таких критических значений прочностных характеристик грунта, при которых расчетный склон перешел бы в состояние предельного равновесия. Соответственно, коэффициент устойчивости при подобном подходе определяется как отношение фактических прочностных характеристик к их критическим значениям.

$$K_y = (c + \sigma_n \tan \varphi) / (c_r + \sigma_n \tan \varphi), \quad (1)$$

где c , φ — параметры прочности, σ_n — компонента нормального фактического напряжения; c_r , φ_r — параметры приведенной прочности, достаточные для поддержания равновесия.

Идея предельной схемы удерживающих и сдвигающих усилий заключается в изучении соотношения сдвигающих и удерживающих усилий, действующих на склон. Коэффициент устойчивости в этом случае может быть определен как отношение удерживающих моментов к сдвигающим или как отношение удерживающих сил к сдвигающим:

$$\begin{aligned} M_{уд} / M_{сдв} &= K_y \\ \text{или} \\ F_{уд} / F_{сдв} &= K_y. \end{aligned} \quad (2)$$

Стоит отметить, что определение коэффициента устойчивости в двух описанных предельных схемах различно и использование схемы фактических и уменьшенных прочностных характеристик с точки зрения механики является более обоснованным. Однако на практике оба определения коэффициента устойчивости дают близкие результаты.

Зарубежные подходы к классификациям методов расчета устойчивости склонов, которые следует упомянуть, рассматриваются в работах [11, 12, 14].

В задачи данной статьи не входит сравнительный анализ используемых при создании классификаций методов расчета устойчивости склонов. Однако очевидно, что основание классификации должно быть единым для всех выделяемых классов. В связи с интенсивным развитием подходов к расчету УС многие ранее используемые критерии для классификации в настоящий момент не могут быть применены ко всему множеству методов. Например, форма поверхности скольжения неприемлема для разделения на классы при численном анализе методами конечных разностей и конечных элементов. Более того, даже в методах предельного равновесия, как будет показано ниже, с введением процедуры оптимизации форма поверхности скольжения не может являться определяющим критерием при классификации.

Классификационная схема методов расчета устойчивости склонов, основанная на механико-математическом подходе

Не имея цели создания новой классификации методов расчета устойчивости склонов, автор предлагает классификационную схему таких методов, основанную *на механико-математическом подходе* к решению задачи (рис. 1). Методы расчета УС условно можно разделить на несколько принципиальных групп: интуитивные; основанные на анализе предельного равновесия; основанные на предельном анализе; имитационного моделирования; специальные; вероятностного анализа; гибридные.

К группе *интуитивных* отнесены все графические и аналоговые методы. Объемна по количеству группа методов, основанных на *анализе предельного равновесия* (Limit Equilibrium Methods — LEM). В ней можно выделить две основные подгруппы — методы отсеков и методы монолитного тела. Также значительна по объему группа методов, основанных на *предельном анализе* (Limited Analysis Method — LAM). Она объединяет методы, основанные на анализе предельных деформаций и основанные на анализе предельных на-

пряжений. Последние, в свою очередь, могут подразделяться на аналитические и численные. Появление компьютеров привело к развитию подходов, основанных на искусственных нейронных сетях, объединяемых с методиками расчета на основе клеточных автоматов в группу *имитационных методов*. Методики расчета, разрабатываемые под узкоспециализированные задачи, объединены в группу *специальных методов*. Две последние группы включают методы *вероятностного анализа* и *гибридные* (в т.ч. и на основе ГИС-технологий).

Следует отметить, что группы методов расчета устойчивости склонов, которые постоянно развиваются и совершенствуются в связи с их интенсивным использованием (например, методы, основанные на анализе предельного равновесия и численные методы, основанные на законах механики сплошной среды), показывают достаточно хорошую сходимость в результатах моделирования устойчивости склонов.

Примеры результатов расчета устойчивости склонов

Для примера рассмотрим результаты расчета устойчивости склона, полученные методом конечных элементов (Finite Element Method — FEM) и методом общего предельного равновесия (General Limit Equilibrium — GLE). В качестве расчетного профиля был взят инженерно-геологический разрез нижней части склона северной экспозиции хребта Аибга (в районе урочища Ржаная Поляна Краснополянского поселкового округа г. Сочи). Полученные модели представлены на рис. 2, 3. Отношение между коэффициентами устойчивости (K_y), рассчитанными методами GLE ($K_y = 1,51$) и FEM ($K_y = 1,30$), составило примерно 1,16. Много это или мало? По мнению автора, результат, полученный методом GLE без оптимизации поверхности скольжения, завышен. Это, в свою очередь, может привести к необоснованному выводу об устойчивости потенциально

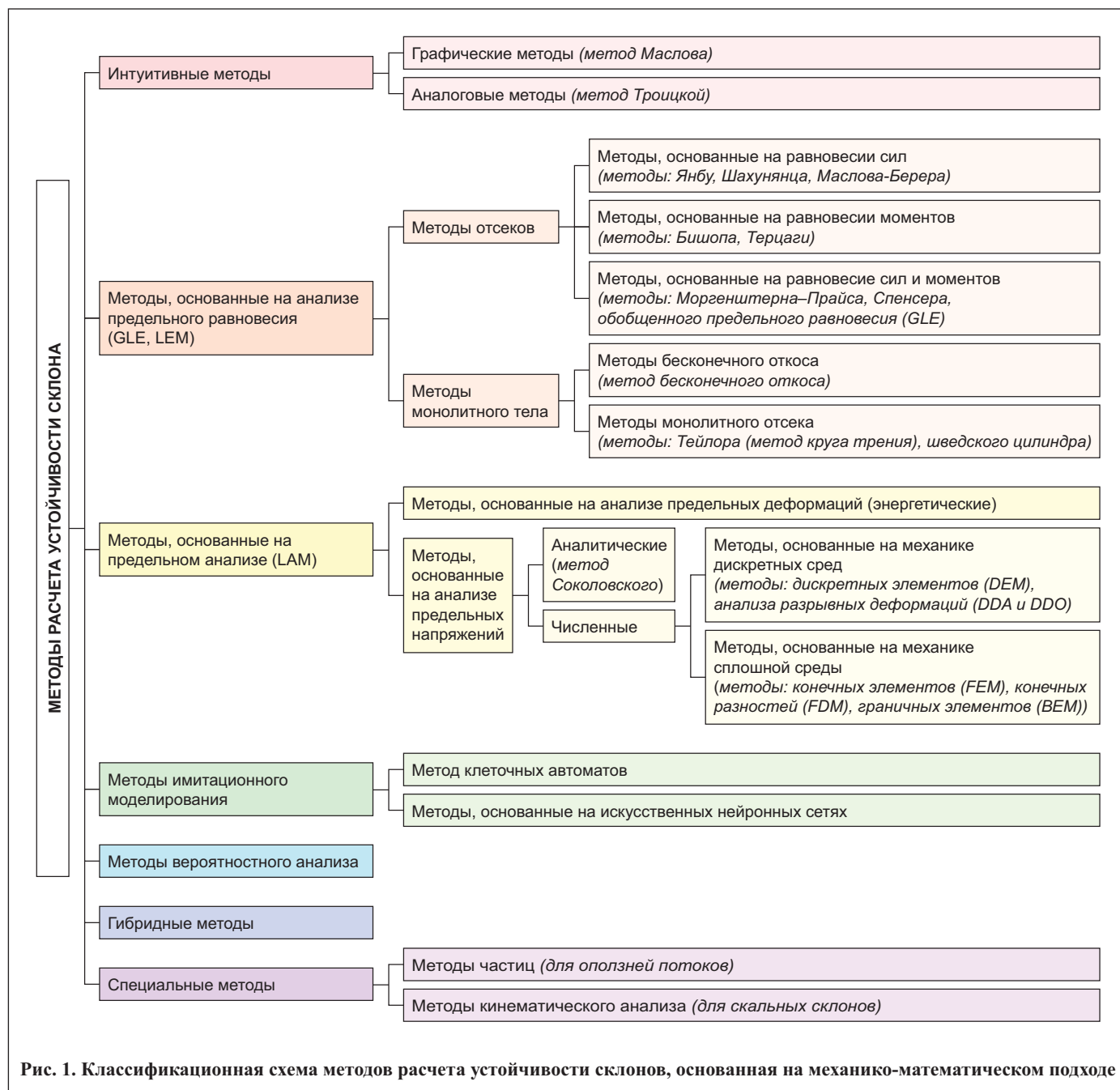


Рис. 1. Классификационная схема методов расчета устойчивости склонов, основанная на механико-математическом подходе

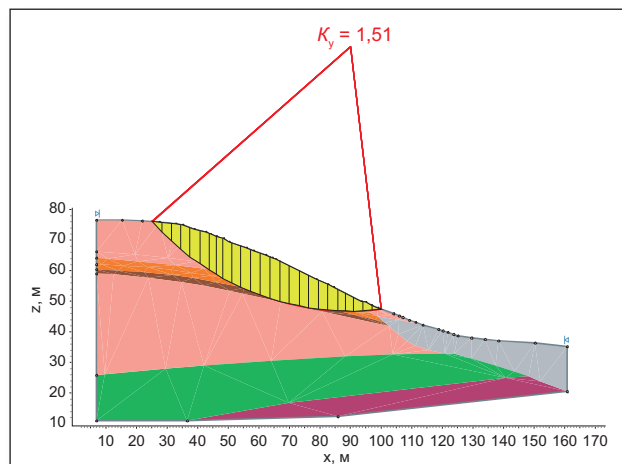


Рис. 2. Модель расчета устойчивости склона методом GLE ($K_y = 1,51$). Разными цветами выделены различные расчетные геологические элементы (РГЭ)

оползнеопасного склона. В качестве примера ниже будет рассмотрено сравнение полученных результатов с итогами расчета методом GLE с использованием оптимизации поверхности скольжения (рис. 4, табл. 1).

Дополнительные возможности оценки устойчивости склона

Среди дополнительных возможностей оценки устойчивости склона стоит обратить внимание на такие направления, как: (1) оптимизация поверхности скольжения; (2) трехмерный анализ; (3) динамический анализ с учетом сейсмического воздействия; (3) вероятностный анализ.

Определение формы и пространственного положения критической поверхности скольжения с минимальным коэффициентом запаса остается одним из ключевых вопросов анализа устойчивости склонов.

На начальном этапе развития расчетов были определены простые виды поверхностей скольжения (ПС), по которым происходит возможное смещение оползневых тел: плоская, круглоцилиндрическая, в форме логарифмической спирали, заранее заданная сложная, блоковая. Нахождение критической поверхности скольжения (если она не задана априори) в методах предельного равновесия является многошаговым. На первом шаге определяется вероятная ПС и высчитывается коэффициент устойчивости склона. Эта процедура повторяется для целого ряда возможных ПС. В итоге поверхность скольжения с наименьшим коэффициентом устойчивости определяется как критическая. Однако в случае неоднородных склонов реальные ПС могут существенно отличаться от простых. Очень часто оптимальная плоскость скольжения контролируется стратиграфическими границами или приурочена к отдельным геологическим телам (основному деформирующему горизонту по В.В. Кюнцелю). Исследования последних лет выявили возможность инкрементального изменения частей поверхности скольжения [16, 17], в результате которого происходит снижение коэффициента устойчивости склона, а сама ПС при этом приобретает вид, отличный от простого. Данная техника минимизации коэффициента устойчивости за счет пошагового изменения частей вычисленной простой ПС получила название *оптимизации*

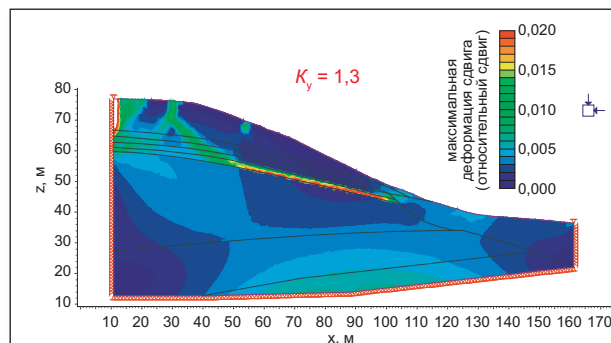


Рис. 3. Модель расчета устойчивости склона методом конечных элементов ($K_y = 1,3$)

плоскости скольжения. Ее основными методами при расчетах устойчивости склонов являются методы Монте-Карло, Греко, алгоритма имитации отжига (SA).

Модель расчета устойчивости модельного склона для оптимизированной поверхности скольжения, представленная на рис. 4, также выполнена для нижней части склона северной экспозиции хребта Аибга в районе урочища Ржаная Поляна Краснополянского поселкового округа. Анализ результатов расчета, полученных в этом случае для круглоцилиндрической и оптимизированной ПС методом GLE с результатами моделирования по методу FEM (см. табл. 1), позволяет сделать следующие выводы:

- разница между коэффициентами устойчивости, полученными в результате расчетов по круглоцилиндрической и по оптимизированной поверхности скольжения, составляет порядка 17%;
- коэффициент устойчивости, вычисленный для оптимизированной поверхности скольжения, практически равен K_y по FEM;
- зона максимальных сдвигающих деформаций, полученных в результате моделирования по FEM, по форме и положению близка к оптимизированной поверхности скольжения, полученной в результате расчета методом GLE;
- различие между результатами расчетов внутри группы методов предельного равновесия по круглоци-

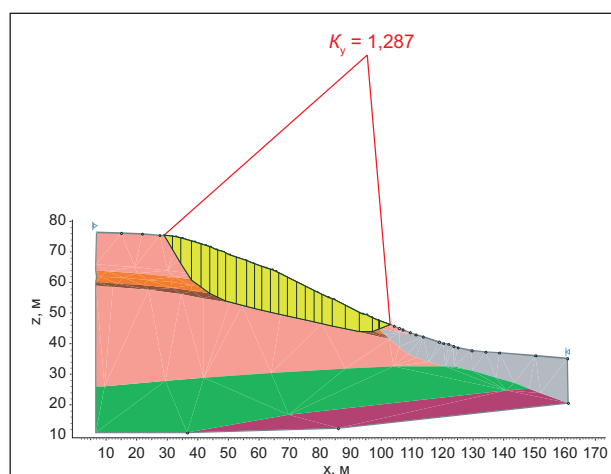


Рис. 4. Модель расчета устойчивости склона по оптимизированной поверхности (методом использования алгоритма имитации отжига (SA), $K_y = 1,287$). Разными цветами выделены различные расчетные геологические элементы (РГЭ)

Таблица 1

Результаты расчетов по круглоцилиндрической и оптимизированной поверхностям скольжения и по методу конечных элементов				
Параметр	Расчетный метод			GLE/FEM
	GLE	Бишопа	Янбу	
K_{y1} по круглоцилиндрической поверхности скольжения	1,510	1,507	1,497	1,16
K_{y2} по оптимизированной поверхности скольжения	1,287	1,290	1,269	0,990
K_{y1}/K_{y2}	1,17	1,17	1,18	-

линдрической и по оптимизированной поверхности скольжения более значительны, чем между результатами расчета по оптимизированной ПС и моделирования по методу конечных элементов; зависимость коэффициента устойчивости от алгоритма поиска ПС в методах предельного равновесия связана с одним из существенных ограничений — отсутствием связи между силами (напряжениями) и смещениями (деформациями).

Важным и активно развивающимся направлением в расчетах устойчивости склонов является **трехмерный анализ** [13, 14]. Моделирование УС в 3D-варианте, бесспорно, более правильно и перспективно в сравнении с двухмерными моделями, а преимущества, связанные с объемным анализом, очевидны. Укажем на некоторые из них.

Во-первых, в трехмерной постановке задачи поверхность скольжения моделируется (при условии однородности свойств грунтов) в виде сегмента сферы. Круглоцилиндрическая ПС при расчете в двухмерном варианте не является ее аналогом. С точки зрения механики рассматриваемая задача не может считаться плоской и, как следствие, не может корректно, без существенных допущений, решаться в двухмерной постановке.

Во-вторых, даже в случае допустимости применения двухмерного варианта при расчете устойчивости склонов существует большое количество условий, которые необходимо соблюдать при решении задачи, например однородность геологического строения и топографическая однородность склона в направлении его простирания. Но на практике существует множество случаев, когда именно эти факторы оказывают су-

щественное влияние на устойчивость (например, тектонический разлом, пересекающий склон под углом, или срезка части склона при строительстве дорог и трубопроводов). Все это можно учесть только при построении трехмерной модели.

Третьим важным преимуществом трехмерной оценки устойчивости склонов является то, что такой расчет позволяет прогнозировать развитие оползневого процесса не только по глубине проникновения (в массиве), но и в плане. Это дает возможность более объективно оценивать риски, связанные с его пространственной активизацией.

Опыт автора в трехмерных расчетах устойчивости склонов основан на бета-тестировании программного продукта SVSlope 3D, разработанного канадской компанией SoilVisionSystems.

В процессе моделирования при расчетах устойчивости склонов в трехмерной постановке автором были использованы следующие методы:

- метод Янбу, относящийся к группе методов, удовлетворяющих равновесию сил;
- метод Бишопа, входящий в группу методов, удовлетворяющих равновесию моментов сил;
- метод Спенсера, относящийся к группе методов, удовлетворяющих общему равновесию сил и моментов.

В качестве алгоритма поиска критических поверхностей скольжения в трехмерной постановке был использован метод «entry and exit». Модели по методу Спенсера представлены на рис. 5–7. Результаты расчета с использованием трехмерного и двухмерного моделирования представлены в табл. 2.

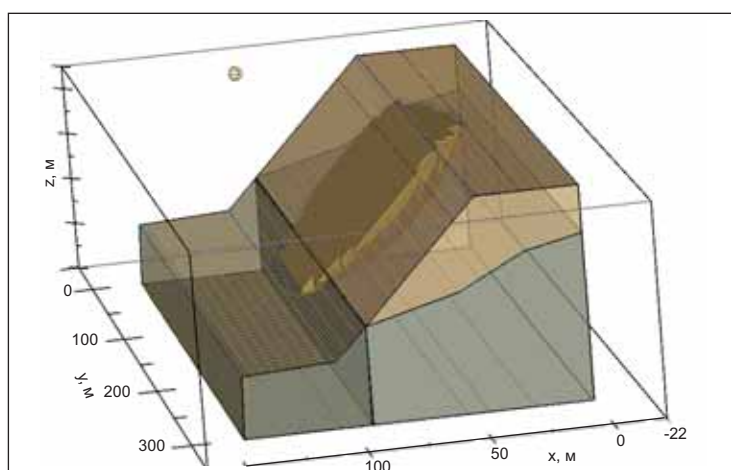


Рис. 5. Модель расчета устойчивости склона по методу Спенсера (3D-вариант). Разными цветами выделены различные расчетные геологические элементы (РГЭ)

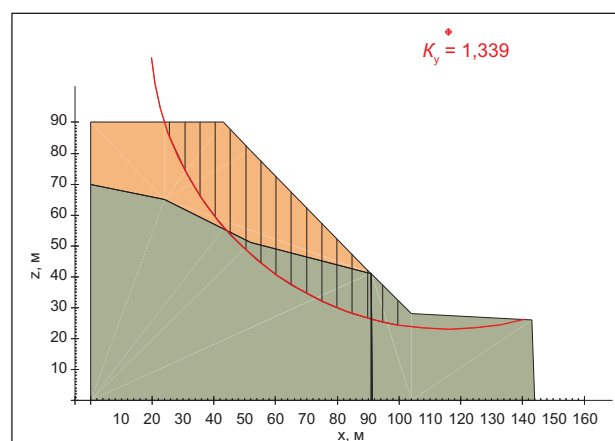


Рис. 6. Модель расчета устойчивости склона (3D-вариант) в 2D-проекции (по методу Спенсера). Разными цветами выделены различные расчетные геологические элементы (РГЭ)

Таблица 2

Результаты расчета коэффициентов устойчивости при 3D- и 2D-моделировании			
Вариант расчета	Расчетный метод		
	Спенсера	Бишона	Янбу
3D	1,339	1,292	1,256
2D	1,272	1,256	1,224
3D/2D	1,053	1,029	1,026

Анализ полученных результатов моделирования позволяет сделать следующие выводы: (1) критические поверхности скольжения, полученные в результате трехмерного и двухмерного моделирования, отличаются друг от друга; (2) коэффициенты устойчивости склона, полученные в результате трехмерного моделирования, выше K_y , полученных при решении задачи в плоской постановке.

Таким образом, по результатам проведенного бетестирования можно подтвердить вывод А.У. Скемптона [15] о том, что в простых случаях для сопоставления результатов трехмерного и двухмерного моделирования может быть использована следующая зависимость:

$$K_y(3D) = 1,05K_y(2D), \quad (3)$$

где $K_y(3D)$, $K_y(2D)$ — коэффициенты устойчивости склона, полученные при 3D- и 2D-моделировании соответственно.

Зависимость (1) показывает, что в случае моделирования устойчивости склонов в трехмерной постановке происходит увеличение K_y на 5% по сравнению с результатами двухмерного расчета. Стоит отметить, что для склонов со сложной объемной геометрией, геологической структурой и гидрогеологической обстанов-

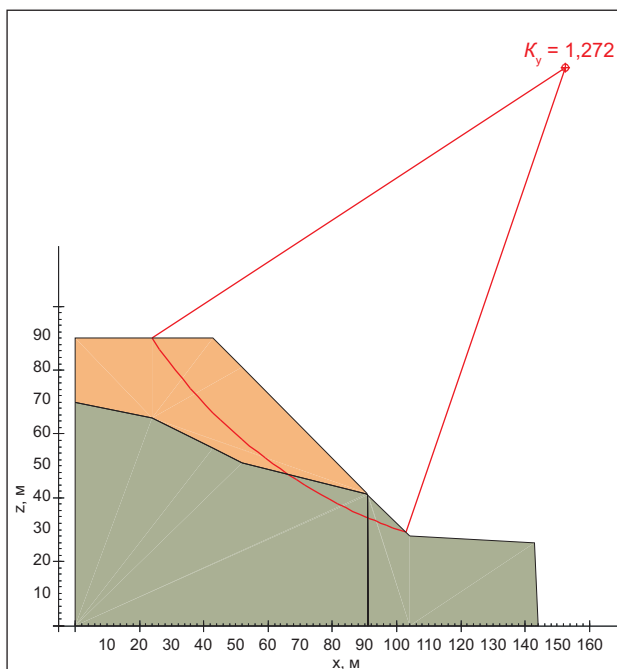


Рис. 7. Модель расчета устойчивости склона (2D-вариант) по методу Спенсера. Разными цветами выделены различные расчетные геологические элементы (РГЭ)

кой различие между двух- и трехмерными расчетами может составлять 20–30% [14].

Однако 3D-моделирование лишено таких важных инструментов, как вероятностный анализ, анализ чувствительности, оптимизация плоскости скольжения, методы динамического программирования и т.д., а развитие обладающих ими 2D-методов в настоящее время продвинулось далеко вперед. Остается надеяться, что весь арсенал дополнительных возможностей, разработанный для 2D-методов, со временем станет доступен и при 3D-моделировании.

Известно, что трехмерное моделирование, основанное на методах предельного равновесия, имеет ряд существенных ограничений. Во-первых, трехмерные методы анализа численно менее устойчивы в сравнении с двухмерными расчетами. На рисунке 8 приведен пример 3D-модели по методу Спенсера, где в качестве алгорит-

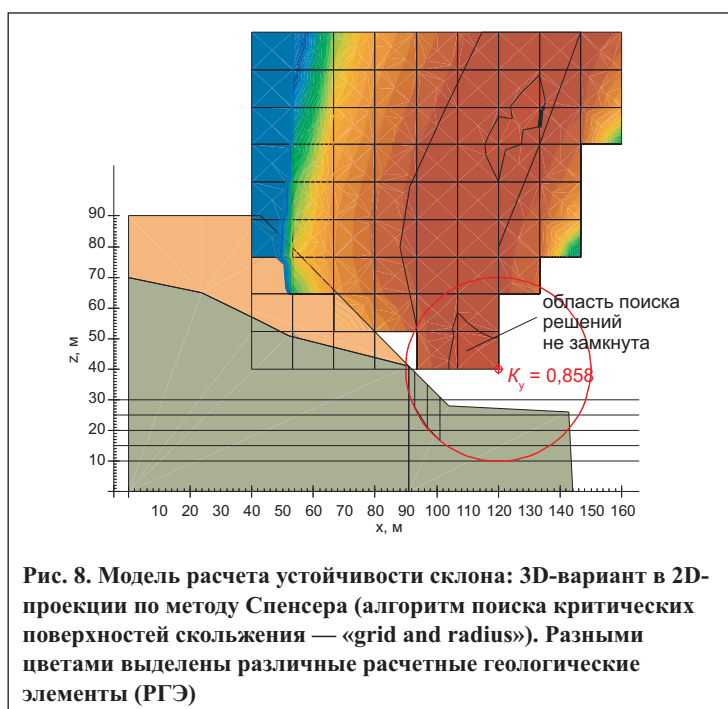


Рис. 8. Модель расчета устойчивости склона: 3D-вариант в 2D-проекции по методу Спенсера (алгоритм поиска критических поверхностей скольжения — «grid and radius»). Разными цветами выделены различные расчетные геологические элементы (РГЭ)

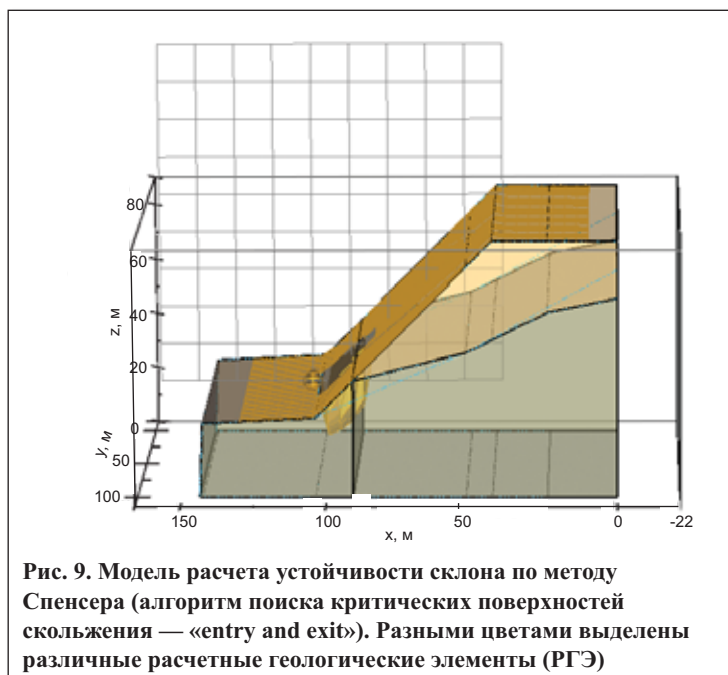


Рис. 9. Модель расчета устойчивости склона по методу Спенсера (алгоритм поиска критических поверхностей скольжения — «entry and exit»). Разными цветами выделены различные расчетные геологические элементы (РГЭ)

ма поиска критических поверхностей скольжения был использован метод «grid and radius». Анализ полученных результатов показывает, что область поиска решений не замкнута, а решение существенно отличается от полученного по методу поиска «entry and exit» (рис. 9).

Во-вторых, необходимо помнить, что в общем случае решение задачи об устойчивости склонов методами предельного равновесия статически не определено. В частности, при использовании методов отсеков задача является статически определенной для каждого отдельного отсека, однако в отношении сил, действующих на их границах, возникает необходимость принятия тех или иных допущений. В настоящее время общепризнанным подходом для решения вопроса о величине и направлении сил, действующих на границах отсеков, является использование зависимости, предложенной Моргенштерном и Прайсом (1965 г.):

$$X = E \lambda f(x), \quad (4)$$

где $f(x)$ — функция связи между нормальной силой и силой сдвига на границе отсека; λ — коэффициент влияния величины нормальной силы на величину силы сдвига на границе отсека, д.ед.; E, X — соответственно нормальная сила и сила сдвига, действующие на границе между отсеками, Н.

Следует обратить внимание, что функция $f(x)$ может быть любой и методика ее определения лежит в большей степени в области философии, чем в области механики. Так как при трехмерном моделировании устойчивости склонов методами предельного равновесия неопределенность сил, действующих на границах отсеков, распространяется не на одно, а на два направления, получаемые в результате различия между результатами 2D- и 3D-расчетов частично будут определяться используемой зависимостью между этими силами.

Другим важным фактором при образовании оползней является *сейсмическая активность Земли*, когда землетрясения являются «спусковыми крючками» для оползней. Сейсмическая нагрузка при оценке устойчивости оползневых и оползнеопасных склонов может быть учтена на основе использования псевдостатического и динамического анализов [16].

При *псевдостатическом анализе* эффект от землетрясения моделируется путем введения дополнительной силы, действующей на расчетный отсек склона и определяемой следующим образом:

$$F = aW / g = kW, \quad (5)$$

где a — горизонтальное (вертикальное) сейсмическое ускорение, м/с^2 ; g — ускорение свободного падения, м/с^2 ; W — вес грунта в расчетном отсеке, Н; k — коэффициент сейсмичности.

При *динамическом анализе* расчет основан на данных акселерограмм, что позволяет принимать во внимание продолжительность и интенсивность землетрясения. Данный метод дает более реалистичную оценку результатов сейсмического воздействия на потенциально неустойчивый склон. В основе динамического анализа лежит конечно-элементное решение уравнения движения, опирающееся на концепцию анализа оползневой устойчивости Ньюмарка (1965 г.).

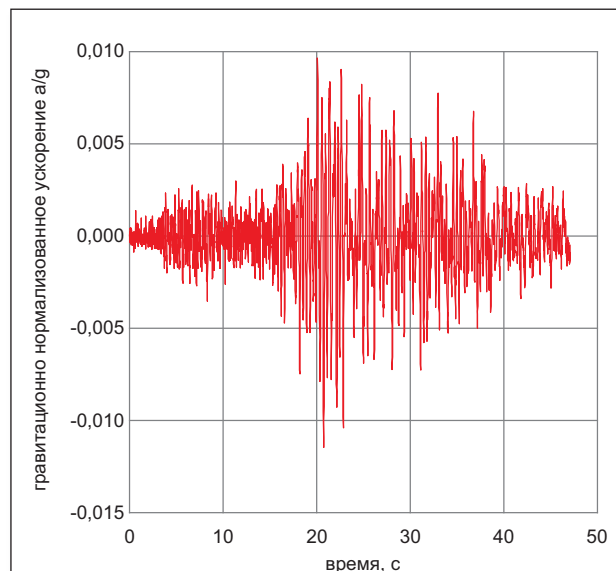


Рис. 10. Акселерограмма горизонтальных сейсмических ускорений Рачинского землетрясения (29.04.1991 г.), заложенная в расчет

Проведение анализа по описываемому методу требует данных по динамической стабильности склона, которая количественно определяется как критическое (пороговое) ускорение основания a_c , необходимое для преодоления силы трения покоя и начала движения.

В качестве примера был выполнен расчет устойчивости оползневого склона на Краснополяском геодинамическом полигоне с учетом сейсмического воздействия на основе динамического анализа с использованием данных по Рачинскому землетрясению (имевшему магнитуду поверхностных волн $M_s = 6,9$, магнитуду по Канамори $M_w = 6,8$, глубину очага $H = 5$ км), произошедшему 29.04.1991 г. В рассматриваемом регионе это было самое последнее сильное землетрясение. Использовалась его запись, сделанная на станции Akhal-kalaki (расположенной в 115 км от его эпицентра). Акселерограмма этого землетрясения, использованная при расчете, приведена на рис. 10. Итоговые геомеханические схемы с результатами оценки устойчивости указанного склона на основе псевдостатического и динамического анализов приведены на рис. 11, 12.

Анализ полученных расчетных данных позволяет сделать следующие выводы:

- коэффициент устойчивости, полученный в результате динамического анализа, ниже, чем при псевдостатическом расчете;
- зависимость между сейсмическим ускорением и коэффициентом устойчивости при динамическом анализе носит нелинейный характер, тогда как при псевдостатическом расчете она линейна;
- учитывая функцию зависимости коэффициента устойчивости от величины сейсмического ускорения, можно предположить, что при возрастании интенсивности сейсмического воздействия величина K_y по результатам псевдостатического расчета станет меньше, чем значение K_y по данным динамического анализа.

Вероятностный метод анализа [6, 16] устойчивости склонов приобретает актуальность в мировой практике и все больше применяется с ростом понимания

дискретности (по существу, случайности) имеющихся в распоряжении рядов значений физико-механических характеристик грунтов, полученных в ходе инженерно-исследовательских работ. Учитывая широкий спектр колебаний таких характеристик, вероятностный метод, связанный, кроме всего прочего, с прогнозом их изменений, позволяет взглянуть на анализ оползневой опасности склонов более универсально, под новым углом зрения.

Консервативные, детерминистические методы расчетов устойчивости склонов, применяемые в отечественной практике, учитывают изменчивость свойств грунтов лишь опосредованно, через использование в математических моделях их расчетных (в статистической терминологии) значений. Полученные на основании подобных расчетов коэффициенты устойчивости склонов в действительности не определяют фактический уровень риска, поскольку невозможно установить взаимосвязь между ними, их вероятностью и, соответственно, вероятностью развития оползневой опасности. Вероятностные же методы расчетов позволяют выполнить полный анализ оползневой опасности и использовать его результаты для решения множества практических задач. Сущность такого анализа заключается в определении вероятностной функции распределения коэффициента устойчивости в зависимости от вероятностных функций распределения физико-механических характеристик грунтов, слагающих склон.

Вероятностный подход к оценке устойчивости склонов подразумевает, что в условиях существующей изменчивости плотности и прочности грунтов в массиве риск развития оползневой опасности на склоне с большим K_y необязательно будет меньше такового при меньшем K_y . Например, склон с коэффициентом устойчивости 1,5 и его стандартным отклонением $\sigma_K = 0,5$ имеет более высокую вероятность движения, чем склон с $K_y = 1,2$ и $\sigma_K = 0,1$.

Для оценки устойчивости склонов при вероятностном анализе используется показатель надежности β , который, по сути, является коэффициентом устойчивости, стандартизованным по дисперсии:

$$\beta = (K_y - 1,0) / \sigma_K. \quad (6)$$

Из двух склонов большую устойчивость и меньшую вероятность движения имеет тот, у которого значение β выше. Если известна форма вероятностного распределения, то показатель надежности может напрямую относиться к вероятности развития оползневой опасности [16]. На рисунке 13 показана взаимосвязь между β и вероятностью развития оползневой опасности для нормально распределенного коэффициента устойчивости.

В качестве примера вероятностного анализа оползневой опасности рассмотрим расчеты устойчивости склонов долины реки Хоямбусибин на о. Сахалине, пересекаемых трубопроводами двух крупных нефтегазовых проектов — «Сахалин-1» и «Сахалин-2». Работы проводились в 2004 году в рамках разработки проекта программы мониторинга оползневых и оползнеопасных участков на трассах этих трубопроводов.

Расчеты были выполнены по методу Моргенштерна и Прайса, удовлетворяющему общему равновесию моментов и сил. Полученные модели представлены на рис. 14, 15. Значения параметров, приведенные в табл. 3, на-

глядно демонстрируют различия между детерминистическим и вероятностным подходами к оценке устойчивости склонов № 1 и № 2. Детерминистические расчеты, основанные на средних значениях характеристик грунтов при общей устойчивости обоих склонов ($K_y > 1$), указывают на большую устойчивость второго склона ($K_y = 2,75$) по сравнению с первым, в то время как вероятностные расчеты, основанные на частных значениях физико-механических характеристик, говорят о противоположном. Это в первую очередь связано с тем, что расчетный профиль № 1 сложен грунтами, ранее не затронутыми оползневой процессом. Как следствие, их свойства достаточно однородны. Грунты расчетного склона № 2 представлены деляписивными образованиями и, как

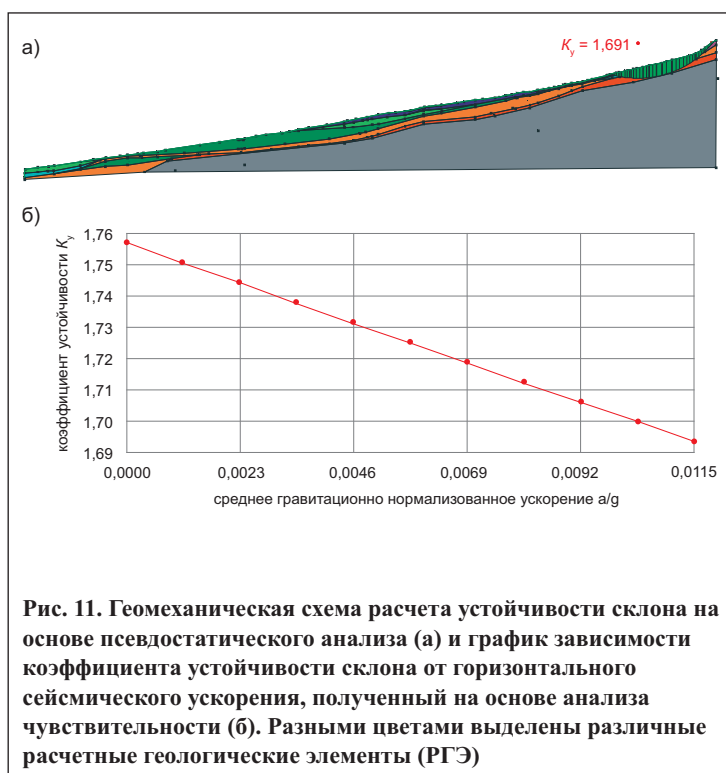


Рис. 11. Геомеханическая схема расчета устойчивости склона на основе псевдостатического анализа (а) и график зависимости коэффициента устойчивости склона от горизонтального сейсмического ускорения, полученный на основе анализа чувствительности (б). Разными цветами выделены различные расчетные геологические элементы (РГЭ)

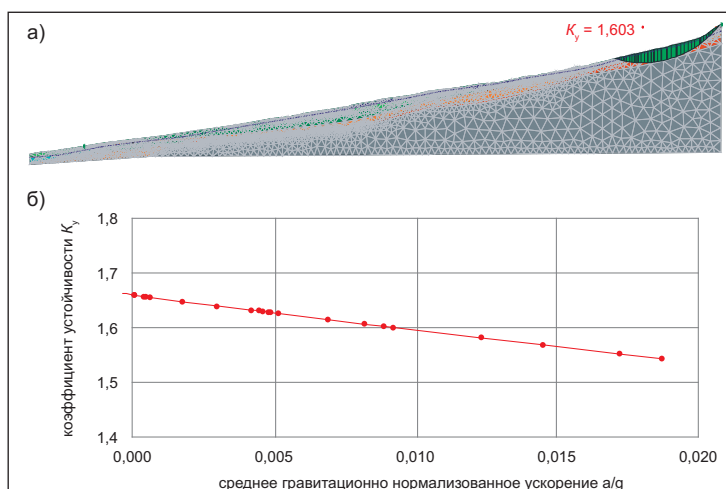


Рис. 12. Геомеханическая схема расчета устойчивости склона на основе динамического анализа (а) и график зависимости коэффициента устойчивости склона от горизонтального сейсмического ускорения, полученный на основе динамического анализа (б). Разными цветами выделены различные расчетные геологические элементы (РГЭ)

Таблица 3

Результаты вероятностных расчетов устойчивости склонов					
№ расчетного профиля (склона)	Средний коэф-фициент устойчи-вости склона K_y	Вероятностные параметры для анализа риска образования оползня по поверхности скольжения, захватывающей трубопровод*			
		$K_{\min}$	$K_{\max}$	β	$f_k, \%$
1	1,29	1,08	1,58	5,01	0,00
2	2,75	0,11	7,38	1,47	6,97

* $K_{\min}$ — минимальный коэффициент устойчивости; $K_{\max}$ — максимальный коэффициент устойчивости; β — показатель надежности; f_k — вероятность развития оползневого процесса.

следствие, характеризуются значительным разбросом их физико-механических свойств. При отсутствии какой-либо вероятности движения грунта на склоне № 1 вероятность перехода склона № 2 в состояние предельного равновесия ($K_y = 1$) составляет порядка 7%.

Анализ результатов расчетов позволяет сделать следующие выводы:

- детерминистические расчеты, основанные на средних значениях показателей свойств грунтов при общей устойчивости обоих склонов ($K_y > 1$), указывают на большую устойчивость склона № 2 ($K_y = 2,75$);
- вероятностные расчеты, основанные на частных значениях физико-механических характеристик, говорят совсем о противоположном: при отсутствии

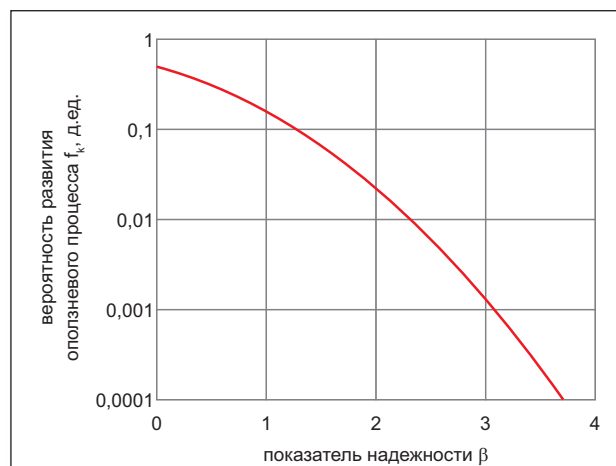


Рис. 13. Взаимосвязь между показателем надежности и вероятностью развития оползневого процесса для нормально распределенного коэффициента устойчивости склона [16]

вероятности движения грунта на склоне № 1 ($\beta = 5,01$) вероятность активизации оползневого процесса на склоне № 2 составляет порядка 7% ($\beta = 1,47$).

Закономерен вопрос: насколько такая вероятность реализации опасного события допустима? Для ответа на него стоит обратиться к понятию приемлемого риска, концепция которого широко представлена в специальной и методической литературе.

Необходимо отметить, что в рамках данной работы были рассмотрены дополнительные возможности ана-

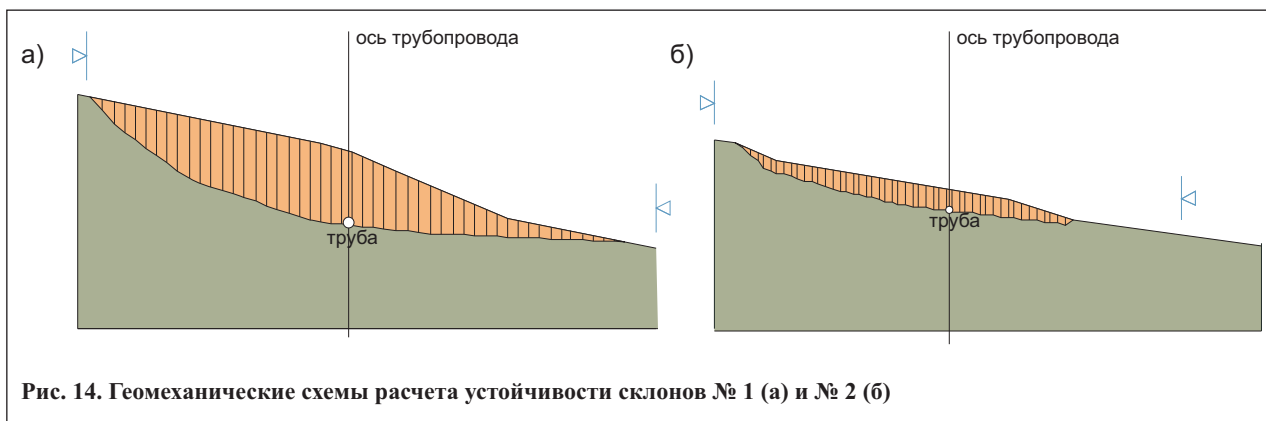


Рис. 14. Геомеханические схемы расчета устойчивости склонов № 1 (а) и № 2 (б)

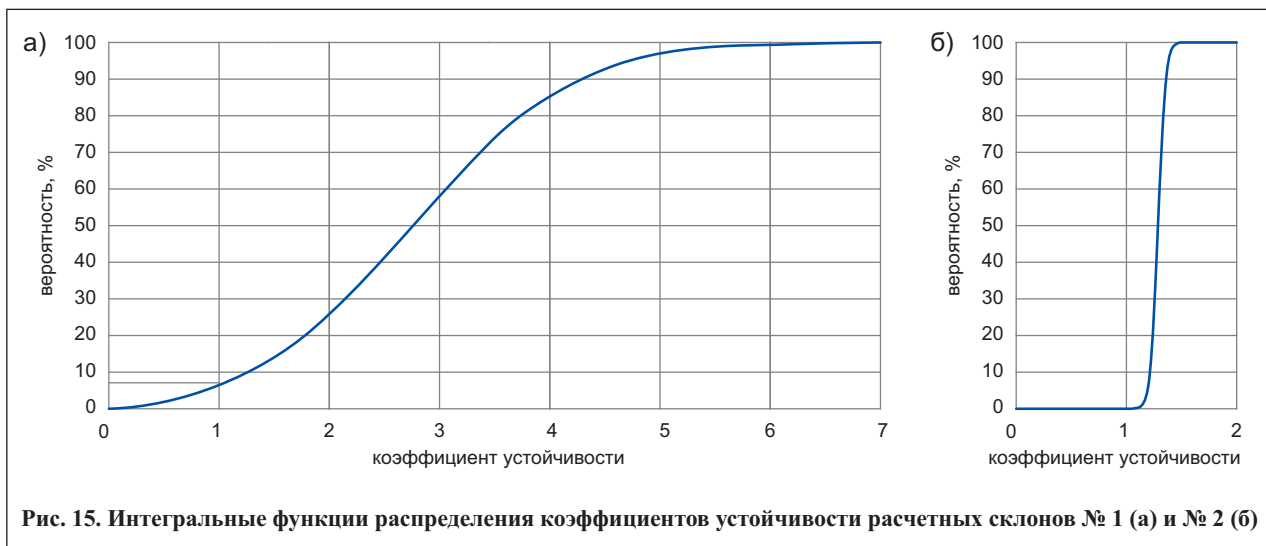


Рис. 15. Интегральные функции распределения коэффициентов устойчивости расчетных склонов № 1 (а) и № 2 (б)



лиза устойчивости склонов, реализованные в классе методов предельного равновесия. Однако такие возможности, как трехмерный, динамический и вероятностный анализ при расчетах УС, реализованы и в классе численных методов.

Заключение

Таким образом, в настоящее время существует достаточно много подходов к расчету устойчивости склонов, что, в свою очередь, требует понимания применимости тех или иных методов. С этой целью автор предлагает разработать классификацию методов расчета УС, основанную на механико-математическом подходе к решению задачи. В настоящей статье приведена принципиальная авторская схема этих методов в качестве первого шага к разработке подобной классификации. При этом необходимо отметить, что использование современных возможностей анализа устойчивости склонов позволяет значительно повысить достоверность результатов ее расчета.

Как было показано в статье, применение процедуры оптимизации поверхности скольжения позволяет существенно увеличить надежность получаемых результатов. Показательным является тот факт, что различие между результатами расчетов внутри группы методов предельного равновесия по круглоцилиндрической и по оптимизированной поверхности скольжения оказываются более значительными, чем между результатами расчетов по оптимизированной ПС и моделирования по методу конечных элементов.

Несмотря на большие перспективы использования при расчете УС трехмерного анализа, выявлено, что использование методов предельного равновесия имеет ряд существенных ограничений.

Главным недостатком трехмерного моделирования устойчивости склонов методами предельного равновесия, по мнению автора, является то, что неопределенность сил, действующих на границах отсеков, распространяется не на одно, а на два направления и получаемые в результате различия между результатами 2D- и 3D-расчетов частично будут определяться используемой зависимостью между этими силами.

Применение динамического анализа при расчете УС позволяет дать более реалистичную оценку результатов сейсмического воздействия на потенциально неустойчивый склон. В отличие от псевдостатического анализа при использовании динамического анализа зависимость между коэффициентом устойчивости и сейсмическим ускорением носит нелинейный характер.

Применение вероятностного анализа позволяет взглянуть на проблему расчета устойчивости по-новому. Показательным является то, что при его использовании возможен случай, когда склон с большим расчетным значением K_y может иметь более высокую вероятность развития оползневой опасности, чем склон с меньшей величиной K_y . Вероятностный анализ при расчете УС делает доступным проведение полного анализа оползневой опасности (в терминах вероятности активизации процесса).

Однако, несмотря на развитие методов расчета устойчивости склонов, обеспечение их достаточной надежности еще далеко до завершения.

Хотелось бы надеяться, что описанные в данной статье подходы к количественной оценке устойчивости склонов найдут широкое применение в отечественной практике расчетов и войдут в актуализированные версии нормативных документов. 

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Демин А.М. Устойчивость открытых горных выработок и отвалов. М.: Недра, 1973. 232 с.
2. О техническом регулировании / Федеральный закон № 184 ФЗ от 27.12.2002. М.: ГД ФС РФ, 2002.
3. Певзнер М.Е. Борьба с деформациями горных пород на карьерах. М.: Недра, 1978. 255 с.
4. Попов И.И., Шпаков П.С., Поклад Г.Г. Устойчивость породных отвалов. Алма-Ата: Наука КазССР, 1987. 224 с.
5. СП 11-105-97. Инженерно-геологические изыскания для строительства. Часть II: Правила производства работ в районах развития опасных геологических и инженерно-геологических процессов. М.: Госстрой РФ, 2000.
6. Сысоев Ю.А., Фоменко И.К. Вероятностный анализ оползневой опасности // Сборник научных трудов по материалам международной научно-практической конференции «Научные исследования и их практическое применение. Современное состояние и пути развития». Одесса: Черноморье, 2011. С. 93–99.
7. Федоров И.В. Методы расчета устойчивости склонов и откосов. М.: Стройиздат, 1962. 204 с.
8. Фисенко Г.Л. Устойчивость бортов карьеров и отвалов. М.: Недра, 1965. 380 с.
9. Фоменко И.К., Сироткина О.Н., Самаркин-Джарский К.Г. Расчет устойчивости склонов с учетом сейсмического воздействия // Материалы годичной сессии Научного совета РАН по проблемам геоэкологии, инженерной геологии и гидрогеологии «Сергеевские чтения», 23–24 марта 2010 г. Вып. 12. М.: Изд-во РУДН, 2010. С. 234–240.
10. Фоменко И.К., Сироткина О.Н. Комплексная методика расчета устойчивости склонов // Сборник научных трудов по материалам международной научно-практической конференции «Современные направления теоретических и прикладных исследований-2011». Одесса: Черноморье, 2011. С. 88–96.
11. Хуан Я.Х. Устойчивость земляных откосов. М.: Стройиздат, 1983. С. 240.
12. Abramson L.W., Lee T.S., Sharma S., Boyce G.M. Slope stability and stabilization methods. New York, USA: John Wiley & Sons, 2002. 736 p.
13. Fomenko I.K., Zerkal O.V. Tree-dimensional slope stability analysis // Proceeding of the Workshop on Soil-Structure Interaction and Retainig Walls (Technical Meeting TC207), 6–8 October 2011, Dubrovnic — Zagreb, Croatia, 2011. P. 125–128.
14. Gitirana G.(Jr.), Santos M.A., Fredlund M. Three-dimensional analysis of the Lodalen landslide // Proceedings of the GeoCongress'2008, New Orleans, 9–12 March 2008. New Orleans, 2008. P. 5.
15. Skempton A.W. Residual strengths of clays landslides, folded strata and the laboratory // Geotechnique. 1985. V. 35. № 1. P. 3–18.
16. Stability modeling with SLOPE/W 2007. An engineering methodology. Second Edition. GEO-SLOPE International Ltd., 2007. P. 396.
17. SVOOffice 2006. User's and theory guide. Saskatoon, SK, Canada. SoilVision Systems Ltd., 2007. P. 815.

СОПОСТАВЛЕНИЕ ВЕЛИЧИН ОПОЛЗНЕВОГО ДАВЛЕНИЯ, ВЫЧИСЛЕННЫХ РАЗНЫМИ МЕТОДАМИ

COMPARISON OF LANDSLIDE PRESSURE VALUES CALCULATED BY DIFFERENT METHODS

БОГОМОЛОВ А.Н.

Заведующий кафедрой гидротехнических и земляных сооружений (ГТиЗС) и проректор по научной работе Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета (ВолгГАСУ), д.т.н., профессор, г. Волгоград, banzaritsyn@mail.ru

БАБАХАНОВ Б.С.

Аспирант кафедры ГТиЗС ВолгГАСУ, г. Волгоград, info@vgasu.ru

БОГОМОЛОВА О.А.

Доцент кафедры прикладной математики и вычислительной техники (ПМиВТ) ВолгГАСУ, к.т.н., boazaritsyn@mail.ru

ПРОКОПЕНКО А.В.

Аспирант кафедры ГТиЗС ВолгГАСУ, г. Волгоград, info@vgasu.ru

BOGOMOLOV A.N.

The head of the Department of the Hydraulic and Earthwork Structures and vice-rector for scientific work of Volgograd State University of Architecture and Civil Engineering, doctor of technical sciences, professor, Volgograd, banzaritsyn@mail.ru

BABAKHANOV B.S.

A postgraduate student of the Department of the Hydraulic and Earthwork Structures of Volgograd State University of Architecture and Civil Engineering, Volgograd, info@vgasu.ru

BOGOMOLOVA O.A.

An associate professor of the Department of the Applied Mathematics and Computer Science of Volgograd State University of Architecture and Civil Engineering, candidate of technical sciences, Volgograd, boazaritsyn@mail.ru

PROKOPENKO A.V.

A postgraduate student of the Department of the Hydraulic and Earthwork Structures of Volgograd State University of Architecture and Civil Engineering, Volgograd, info@vgasu.ru

Ключевые слова:

вариационные методы; анализ напряженного состояния грунтового массива; коэффициент бокового давления грунта; наиболее опасная линия скольжения; коэффициент запаса устойчивости; оползневое давление.

Key words:

variational methods; soil massif stressed state analysis; lateral earth pressure coefficient; the most dangerous slip line; safety factor; landslide pressure.

Аннотация

В статье сравниваются величины оползневого давления, вычисленные с использованием вариационных принципов при построении наиболее опасных линий скольжения и на основе анализа напряженного состояния грунтового массива. Установлено, что значения коэффициента бокового давления грунта оказывают существенное влияние на распределение горизонтальных напряжений в приоткосной области, которое в значительной степени определяет положение и форму наиболее опасной линии скольжения, величины коэффициента запаса устойчивости и сил оползневого давления. Показано, что для условий рассмотренных примеров величины коэффициента запаса устойчивости, вычисленные методом, учитывающим лишь вертикальные составляющие напряжений в точках грунтового массива, соответствуют результатам, полученным на основе анализа напряженного состояния приоткосной области, при условии, что коэффициент бокового давления грунта равен 0,01 и 0,27.

Abstract

The article compares landslide pressure values calculated using variational principles for constructing the most dangerous slip lines and on the base of soil massif stressed state analysis. It is found that the lateral earth pressure coefficient values significantly influence on distribution of horizontal stresses in the peri-slope area which largely determines the position and shape of the most dangerous slip line, the values of the safety factor and pressure forces. It is shown that for the conditions of the considered examples the safety factor values calculated by the method taking into account only stress vertical components at ground massif points are consistent with the results obtained on the base of peri-slope area stressed state analysis provided that the lateral earth pressure coefficient is 0.01 and 0.27.

Определение величины оползневого давления $E_{оп}$ является одной из важных задач механики грунтов. Первый этап ее решения — это расчет устойчивости откоса, в результате которого отыскивают наиболее опасную линию скольжения (НОЛС) и соответствующее ей значение коэффициента запаса устойчивости K .

Многие из существующих методов расчета устойчивости откосов основаны на ряде не всегда коррект-

ных допущений и упрощений, основными из которых являются следующие подходы:

- 1) призма скольжения произвольным образом расчленяется на вертикальные блоки (не указывается их предпочтительное количество или толщина), которые считаются абсолютно твердыми телами;
- 2) равнодействующая сил взаимодействия между блоками прикладывается в некоторой точке, положение



которой и ориентация равнодействующей определяются на основе допущений, делающих статистически неопределимую задачу о равновесии блоков статистически определимой;

- 3) положение и форма наиболее опасной линии скольжения принимаются известными или определяются путем «перебора» результатов множества расчетов, например в соответствии с работами [8–11];
- 4) приблизительно учитывается лишь одна вертикальная составляющая σ_z полного напряжения в точках наиболее опасной линии скольжения;
- 5) в расчете не участвует величина коэффициента бокового давления грунта ξ_0 ;
- 6) рассматривается бесконечное простирающийся вниз откос, что исключает из рассмотрения наличие концентрации напряжений в области перехода откоса в подошву;
- 7) внешняя нагрузка, даже если она находится в непосредственной близости от призмы скольжения, но не попадает в ее границы, не принимается во внимание;
- 8) величина оползневой нагрузки определяется значением разности между сдвигающими и удерживающими силами, действующими вдоль НОЛС, что по физическому смыслу соответствует перерезывающей силе (т.к. векторы удерживающих и сдвигающих сил направлены вдоль отрезка прямой линии — основания соответствующего отсека) и т.д.

Исключить большинство перечисленных выше недостатков позволяют методы, основанные на анализе напряженного состояния грунтового массива.

Определение полей напряжений в однородных грунтовых криволинейных откосах может быть осуществлено на основе аналитических решений первой основной задачи теории упругости для весомой однородной и изотропной полуплоскости с криволинейной границей [2, 14], полученных на основе использования методов теории функций комплексного переменного [12]. В случае неоднородных откосов применяют метод конечных элементов [13].

Если напряжения в приоткосной области известны, то коэффициент запаса устойчивости K_T в каждой ее точке при отсутствии областей пластических деформаций определяется выражением [14]:

$$K_T = \frac{\frac{1}{2}(\sigma_z - \sigma_x) \cos 2\alpha + \frac{1}{2}(\sigma_x - \sigma_z) + \tau_{xz} \sin 2\alpha + \sigma_{cb}}{\frac{1}{2}(\sigma_x - \sigma_z) \sin 2\alpha + \tau_{xz} \cos 2\alpha} \operatorname{tg} \varphi, \quad (1)$$

где σ_z , σ_x , τ_{xz} — безразмерные (в долях γH) напряжения в рассматриваемой точке; $\sigma_{cb} = C (\gamma H \operatorname{tg} \varphi)^{-1}$ — приведенное давление связности; C , φ , γ , H — соответственно удельное сцепление, угол внутреннего трения, объемный вес грунта и высота откоса; α — угол наклона касательной к горизонтальной оси ОХ в рассматриваемой точке линии скольжения, найденный из соотношений:

$$\partial K_T / \partial \alpha = 0, \quad \partial^2 K_T / \partial \alpha^2 > 0, \quad (2)$$

которые предопределяют выполнение условия $K_T = K_{Tmin}$.

Значение глобального коэффициента устойчивости откоса K вычисляется по формуле:

$$K = \frac{\int_0^L F_{уд}(s) ds}{\int_0^L F_{сд}(s) ds}, \quad (3)$$

где $F_{уд}$ и $F_{сд}$ — удерживающие и сдвигающие силы, действующие в каждой точке линии скольжения, и равные числителю и знаменателю формулы (1) соответственно; s — дуговая координата точки на наиболее вероятной линии скольжения длиной L .

Если точка «перешла» в предельное состояние, то формула (1) принимает следующий вид [2]:

$$K'_T = \frac{(\sigma_z + \sigma_{cb}) \sin \varphi (\cos 2\alpha + b \sin 2\alpha) + \sigma_z l + \sigma_{cb} b}{(\sigma_z + \sigma_{cb})(b \cos 2\alpha - 2) \cos \varphi}, \quad (4)$$

где $b = \operatorname{tg} 2\alpha^*$; $\alpha^* = \alpha - (45^\circ + \varphi/2)$; $l = (1 + b)^{1/2}$.

Естественно, что $K'_T = 1$, т.к. внутри областей предельного состояния грунта строго выполняется условие пластичности.

Величина глобального коэффициента устойчивости при условии, что некоторая часть или части линии скольжения находятся внутри областей предельного состояния, определяется выражением:

$$K' = (S'_{уд} + S_{уд}) / (S'_{сд} + S_{сд}), \quad (5)$$

где $S'_{сд}$ и $S'_{уд}$ — площади эпюр удерживающих и сдвигающих сил, действующих вдоль участка наиболее вероятной поверхности разрушения (НВПР), находящегося в зоне пластических деформаций; $S_{сд}$ и $S_{уд}$ — площади эпюр сдвигающих и удерживающих сил, построенные для участка НВПР, находящегося вне границ областей предельного состояния.

Отметим, что в работах [2, 14] излагаются методики построения такой линии скольжения, что в каждой ее точке выполняется условие минимальности величины коэффициента запаса, т.е. $K_T = K_{Tmin}$.

В компьютерной программе [1] формализован инженерный метод отыскания сил оползневой нагрузки на основе анализа напряженного состояния грунтового массива, а в работах [6, 7] приведены примеры определения величины оползневой нагрузки в однородном грунтовом откосе способом, когда наиболее опасная линия скольжения определяется при помощи вариационных методов механики грунтов. Сопоставим данные, приведенные в работах [6, 7], с аналогичными результатами, полученными при помощи инженерного метода [1].

Пример 1. В работе [7] рассмотрен однородный откос высотой $H = 12,5$ м с углом заложения $\beta = 24^\circ$. Физико-механическим свойствам грунта (ФМСГ), слагающего откос, соответствуют следующие параметры: $C = 20$ кН/м; $\varphi = 10^\circ$; $\gamma = 18$ кН/м³; динамический коэффициент $\mu = 0,05$. Данные о величине коэффициента бокового давления ξ_0 отсутствуют. Однако, судя по значениям ФМСГ, откос сложен глинистым грунтом, для которого среднее значение ξ_0 составляет 0,75 [4].

Авторами работы [7] установлено, что наиболее опасной является линия скольжения IV, которой соответствует величина коэффициента запаса устойчивости K , равная 0,98. Соответствующая эпюра оползневой нагрузки приведена на рис. 1. Авторами [7] прямо не

указано, какому проектному значению коэффициента запаса она соответствует, однако в работе [6] говорится: «В одной из своих работ Н.Н. Маслов писал, что возникает весьма оправданное представление о возможности при закреплении действующих оползней ограничиваться лишь весьма небольшим превышением значения K_y (коэффициента устойчивости. — *Авт.*) над единицей. В большинстве случаев при подобных обстоятельствах оказывается достаточным задаваться значениями K_y от 1,05 до 1,1. При этом даже слабое торможение может остановить оползень... В связи с изложенным при расчете противооползневой удерживающей конструкции задаваемый (проектный $K_{пр}$ в нашей терминологии. — *Авт.*) коэффициент устойчивости рекомендуется принимать в пределах $1,03 \leq K_y \leq 1,1$ ». Поэтому при проведении расчетов будем считать, что $K_{пр} = 1,1$.

Определим теперь значение коэффициента бокового давления грунта ξ_o , численно соответствующее величине коэффициента запаса устойчивости, приведенной в работе [7].

Известно [14], что для однородного откоса при условии, что $\sigma_{св} \leq 0,05$ (согласно условиям примера, рассмотренного в работе [7], $\sigma_{св} = 0,505$), величина коэффициента устойчивости K связана с величиной коэффициента бокового давления соотношением:

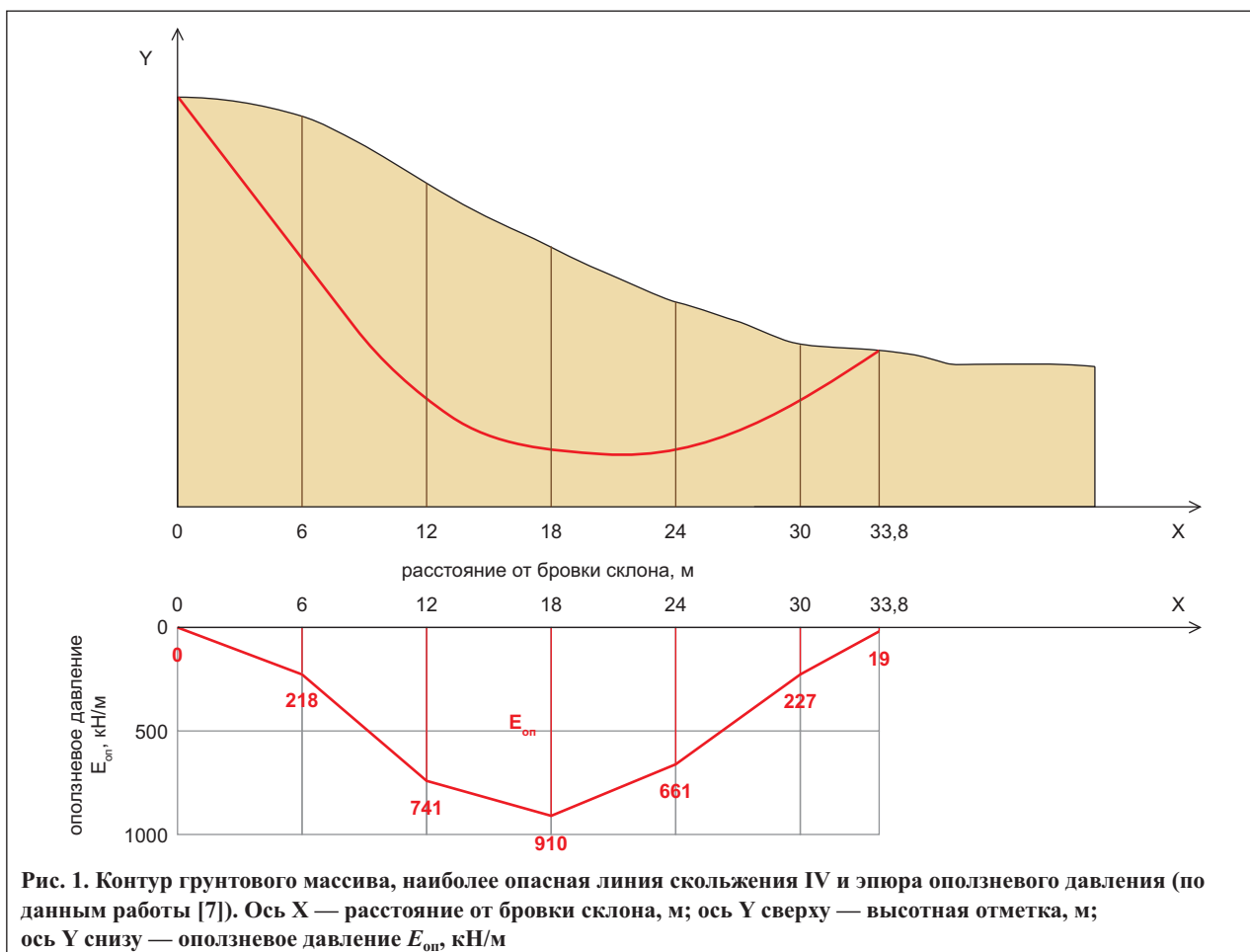
$$K = 4 / 7 (1 + \xi_o) (2a\sigma_{св} + b) \operatorname{tg} \varphi, \quad (7)$$

где a, b — коэффициенты, определяемые в зависимости от угла откоса β по графикам, приведенным в книге [14].

Если подставить в формулу (7) значения a и b , соответствующие углу $\beta = 24^\circ$, и величину $K = 0,98$, приведенную в работе [7], то получим $\xi_o = 0,013$ [8]. Это значит, что в цитируемой работе рассматривается грунтовый массив, в котором практически отсутствуют нормальные горизонтальные напряжения, так как $\sigma_x = \xi_o \gamma z = 0,013 \gamma z$, что соответствует скальным породам, для которых $\xi_o = 0,0 \div 0,1$ [5].

На рисунке 2 изображены картины изолиний безразмерных (в долях γH) горизонтальных напряжений σ_x при четырех значениях коэффициента бокового давления грунта ξ_o (0,75; 0,30; 0,10 и 0,01), построенные при помощи компьютерной программы [3], разработанной в Волгоградском государственном архитектурно-строительном университете (ВолГАСУ). Из рисунков 2, $a-z$ видно, что поле горизонтальных напряжений σ_x претерпевает существенную трансформацию при уменьшении величины ξ_o : численные значения σ_x в точках приоткосной области резко уменьшаются, возникают зоны растягивающих напряжений, часть грунтового массива, расположенная выше подошвы откоса, становится более напряженной, чем нижележащая часть. Этот результат лишний раз подтверждает, что при использовании методов [7–11] горизонтальные напряжения при расчетах не учитываются.

На рисунке 3 изображены наиболее опасные линии скольжения в рассмотренном в работе [7] грунтовом откосе, построенные при помощи компьютерной программы [3], для двух значений коэффициента бокового давления ξ_o , составляющих 0,75 и 0,013 [9]. При этом вычислены следующие значения соответствующих коэф-



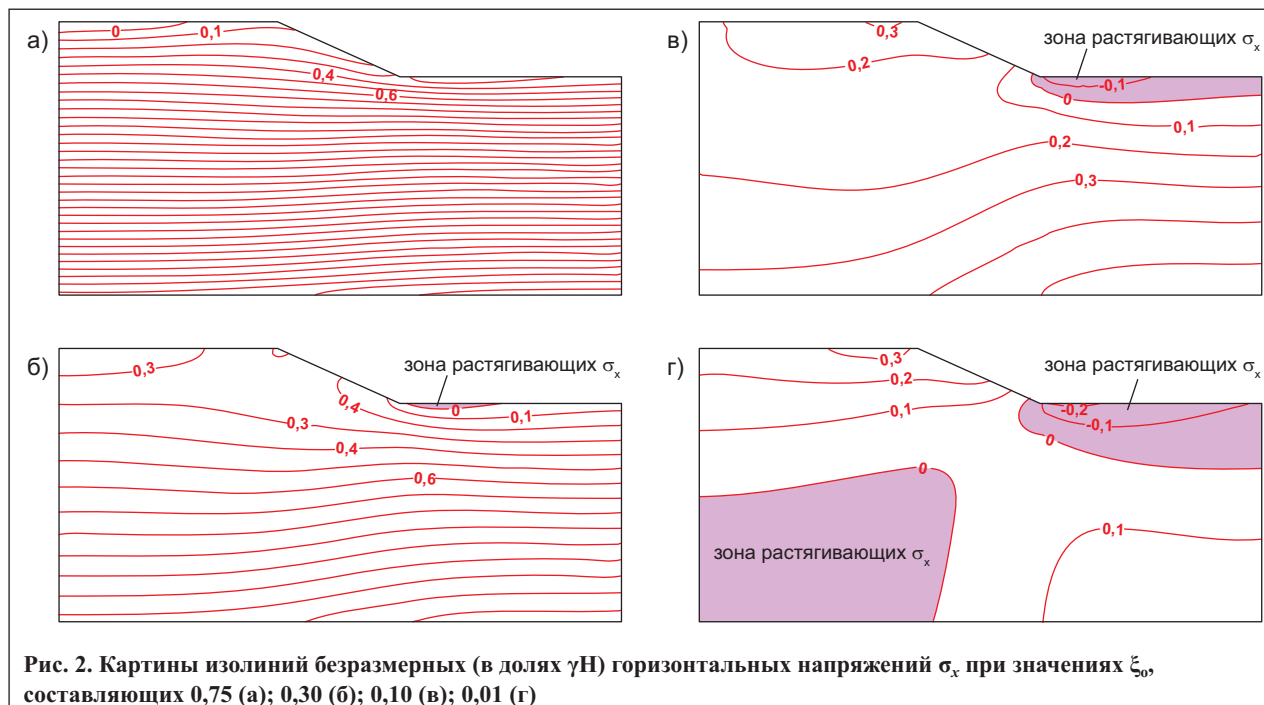


Рис. 2. Картины изолиний безразмерных (в долях γH) горизонтальных напряжений σ_x при значениях ξ_0 , составляющих 0,75 (а); 0,30 (б); 0,10 (в); 0,01 (г)

коэффициентов запаса устойчивости: $K_{0,75} = 1,36$; $K_{0,01} = 0,98$ соответственно. Как видно, величина $K_{0,01}$ точно совпадает с величиной коэффициента запаса устойчивости, приведенной в работе [7], которая вычислена с учетом лишь вертикальной (одной из трех) составляющей напряжения σ_z в точке грунтового массива.

Расчет величины оползневой нагрузки $E_{оп}$ при помощи программы [1] по наиболее опасной линии скольжения IV, изображенной на рис. 3, б, показывает, что для вертикального сечения, совпадающего с сечением AB , его величина равна 527,8 кН/м, что составляет 58% от значения, приведенного в работе [7]. Этот результат легко объяснить, даже не говоря о различиях используемых методов, тем, что объем, а значит и вес, потенциальной призмы скольжения, изображенной на

рис. 1, при всех прочих равных условиях, приблизительно в два раза больше объема и веса соответствующей призмы, показанной на рис. 3, б.

Пример 2. В работе [6] рассмотрен однородный откос высотой $H = 20$ м с углом заложения $\beta = 20^\circ$ и следующими физико-механическими свойствами грунта: $\gamma = 1,8$ т/м³; $\varphi = 10^\circ$; $C = 0,02$ МПа при $\gamma_w = 1$ т/м³; $h_{cwi} \approx 0,5h_i$ (где h_i — высота i -го отсека; h_{cwi} — высота уровня грунтовых вод в i -м отсеке); $\mu = 0$. Величина K_y составляет 1,05. По материалам инженерно-геологических изысканий в работе [6] лишь предположительно установлена одна из наметившихся поверхностей скольжения 3 (пунктирная линия на рис. 4, а). Путем построения различных возможных поверхностей скольжения и определения для каждой из них коэффициента устойчивости определена [6] наиболее опасная из них, для которой $K_y = 0,997$. Для этой поверхности скольжения построена эпюра оползневой нагрузки $E_{оп}$, величина которого в сечении 5 (см. рис. 4, а) равна 7072,4 кН/м.

Исходя из приведенных выше данных можно заключить, что откос сложен глинистым грунтом, для которого, как известно, $\xi_0 = 0,75$ [4]. На рисунке 4, б изображена наиболее опасная линия скольжения при $\xi_0 = 0,75$, построенная при помощи компьютерной программы [3]. Из рисунков 4, а, б видно, что она практически совпадает со следом потенциально опасной поверхности скольжения 3, выявленной на основе инженерно-геологических изысканий. Эти вычисления выполнены без учета гидравлического напора, т.к. вся призма скольжения находится выше уровня грунтовых вод, что вытекает из заданного условия $h_i \approx 0,5 h_{cwi}$. Расчетное значение коэффициента запаса устойчивости K оказалось равным 1,248.

На рисунке 4, в изображена наиболее опасная линия скольжения (след наиболее опасной поверхности скольжения), имеющая размеры и форму, установленные в работе [6] (линия 2 на рис. 4, а). Для этой линии при помощи компьютерной программы [3] определена величина коэффициента запаса устойчивости K при

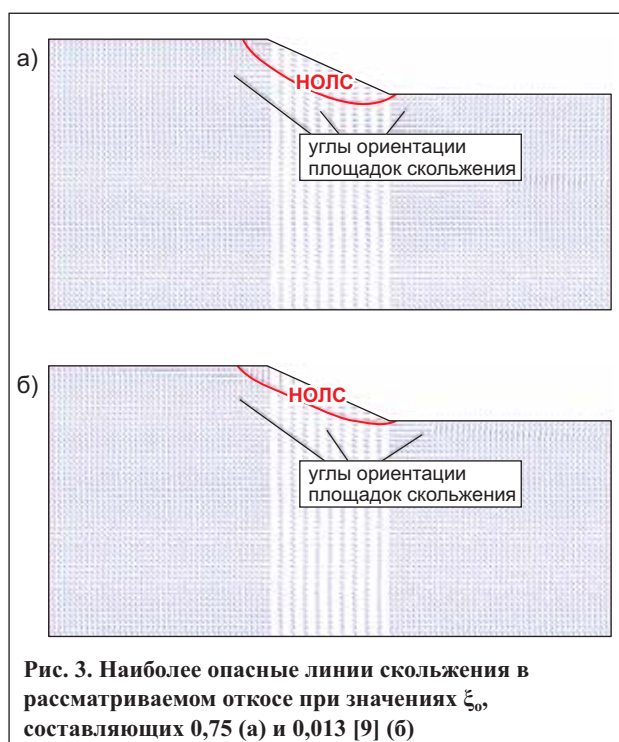


Рис. 3. Наиболее опасные линии скольжения в рассматриваемом откосе при значениях ξ_0 , составляющих 0,75 (а) и 0,013 [9] (б)

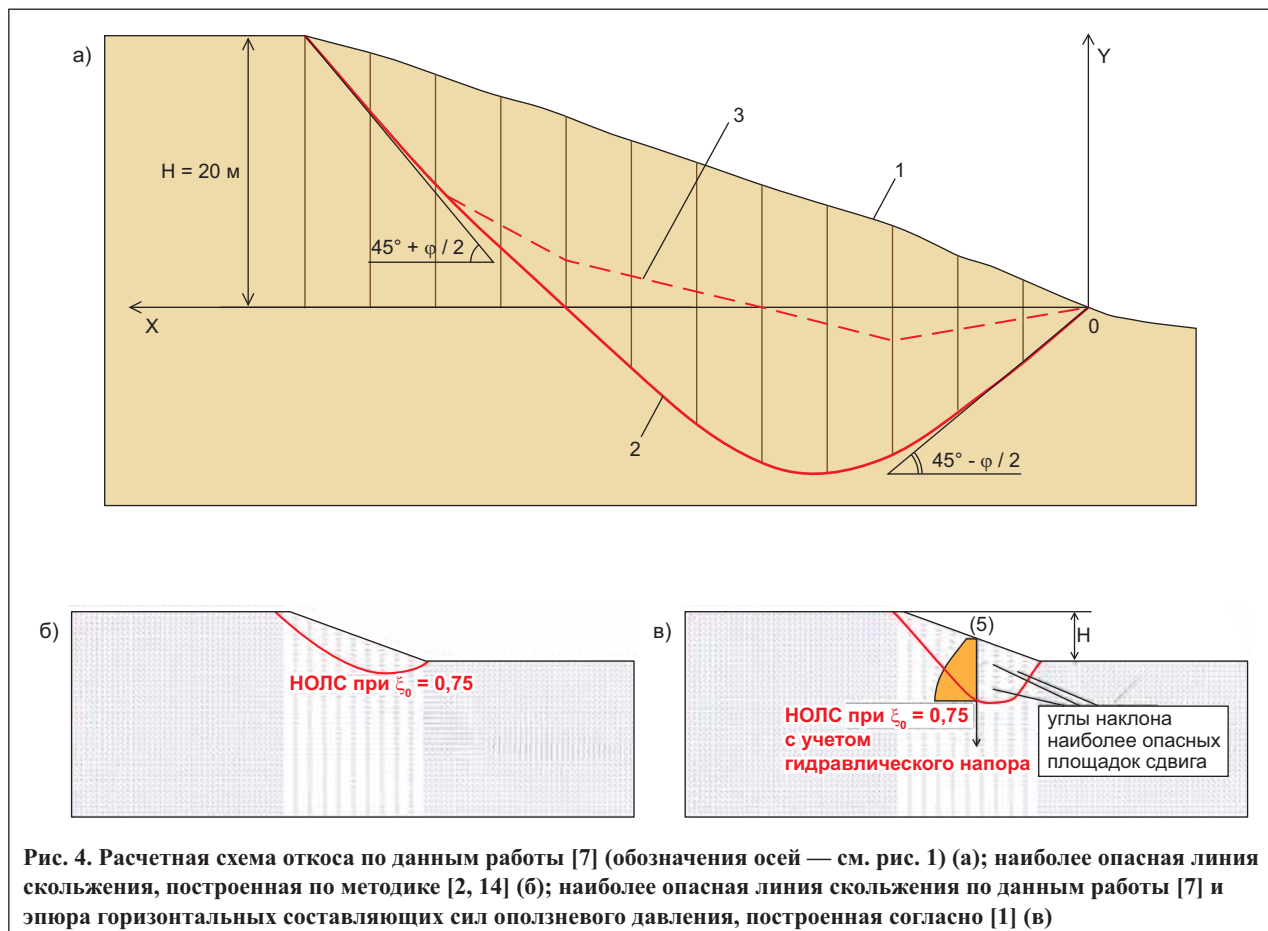


Рис. 4. Расчетная схема откоса по данным работы [7] (обозначения осей — см. рис. 1) (а); наиболее опасная линия скольжения, построенная по методике [2, 14] (б); наиболее опасная линия скольжения по данным работы [7] и эпюра горизонтальных составляющих сил оползневого давления, построенная согласно [1] (в)

$\xi_0 = 0,75$, которая с учетом гидравлического напора оказалась равной 1,261, т.е. больше, чем для первой линии скольжения.

В результате вычислений установлено, что, если при расчете по программе [3] принять $\xi_0 = 0,27$, то величина коэффициента запаса устойчивости, вычисленная для наиболее опасной линии скольжения, изображенной на рис. 4, в, имеет значение $K = K_y = 0,997$, т.е. совпадает с величиной, приведенной в работе [6].

С использованием инженерного метода расчета сил оползневого давления и разработанной авторами настоящей статьи компьютерной программы [1], имея в виду, что $K_y^3 = 1,05$, была определена величина оползневого давления в сечении 5 наиболее опасной линии скольжения, изображенной на рис. 4, в. Оказалось, что эпюра горизонтальных составляющих сил оползневого давления имеет вид криволинейной трапеции (схематически изображенной на рис. 4, в), а ее результирующая с учетом того, что по оси 5 угол $\alpha_{cp} = 24,5^\circ$, равна $E_{оп}^{гор} = 5121 \text{ кН/м} = 7,1125 \gamma H^2$. Результирующая эпюры вертикальных составляющих сил оползневого давления равна $E_{оп}^{верт} = 2333,71 \text{ кН/м} = 3,2413 \gamma H^2$.

При расчете противооползневой конструкции на прочность следует иметь в виду, что вектор $E_{оп}$ имеет численное значение $|E_{оп}| = 5627,7 \text{ кН/м} = 7,8163 \gamma H^2$, ориентирован под углом $\alpha_{cp} = 24,5^\circ$ к горизонту и прикладывается в точке, положение которой определяется формой эпюры сил оползневого давления.

На основании вышеизложенного можно сделать следующие выводы.

1. При уменьшении величины ξ_0 от 0,75 до 0,01 значения горизонтальных напряжений σ_x в точках приоткосной области резко уменьшаются, возникают рас-

тянутые в горизонтальном направлении зоны, расположенные выше подошвы откоса часть грунтового массива становится перенапряженной по отношению к нижележащим слоям. При этом поля касательных (τ_{xz}) и вертикальных нормальных (σ_z) напряжений практически не реагируют на изменение ξ_0 .

2. Перераспределение горизонтальных напряжений σ_x влечет за собой изменение положения и формы наиболее опасной линии скольжения: уменьшается кривизна НОЛС, она приближается к поверхности откоса, располагаясь практически параллельно последней, уменьшается мощность сползающей толщи грунта.

3. Для условий примера, рассмотренного в работе [7], уменьшение величины ξ_0 от 0,75 до 0,01 влечет за собой уменьшение величины коэффициента запаса устойчивости однородного откоса, определенного на основе анализа напряженного состояния грунтового массива, от $K_{0,75} = 1,36$ до $K_{0,01} = 0,98$, т.е. на 28%. Значение $K_{0,01}$ точно совпадает с величиной коэффициента запаса устойчивости, приведенной в работе [7], которая вычислена с учетом лишь вертикальной (одной из трех) составляющей напряжения σ_z в точке грунтового массива.

4. Значения коэффициентов запаса устойчивости, полученные авторами работ [6, 7] для рассмотренных ими объектов, могут быть вычислены на основе анализа напряженного состояния грунтовых откосов в соответствии с [2, 14] при определенных значениях коэффициента бокового давления грунта. Так, для примера 1 величина ξ_0 составляет 0,013 [9], а для примера 2 она равна 0,27 [9].

5. Величины оползневого давления, полученные при помощи компьютерной программы [1] для рас-



смотренных в статье примеров, оказались на 21–42% меньше, чем приведенные в работах [6, 7]. Ориентация и точка приложения равнодействующей сил оползневого давления определяются формой эпюры

$E_{оп}$, построенной вдоль гипотетической оси удерживающего сооружения, что исключает необходимость принятия каких-либо дополнительных условий и допущений. 

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Бабаханов Б.С. и др. Компьютерная программа для расчета сил оползневого давления: информационный листок № 34-066-12. Волгоград: Изд-во Волгоградского ЦНТИ, 2012. 3 с.
2. Богомолов А.Н. Расчет несущей способности оснований сооружений и устойчивости грунтовых массивов в упруго-пластической постановке. Пермь: Изд-во ППИ, 1996. 150 с.
3. Богомолов А.Н. Устойчивость, напряженно-деформированное состояние: свидетельство о гос. регистрации программ для ЭВМ № 2009613499, заявл. 19.05.2009. Зарег. в Реестре программ для ЭВМ 30.06.2009.
4. Вялов С.С. Реологические основы механики грунтов. М.: Высшая школа, 1978. 447 с.
5. Геологический словарь: в 2 т. / под ред. К.Н. Паффенгольца и др. М.: Недра, 1978. 456 с.
6. Гинзбург Л.К. Противооползневые удерживающие конструкции. М.: Стройиздат, 1979. 80 с.
7. Гинзбург Л.К., Раздольский А.Г. Определение максимального оползневого давления // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1992. № 5. С. 11–14.
8. Гольдштейн М.Н. О применении вариационного исчисления к исследованию оснований и откосов // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1969. № 1. С. 2–6.
9. Дорфман А.Г. Обобщение вариационных принципов механики на линейно-деформируемые массивы грунта // Земляное полотно и геотехника на железнодорожном транспорте: межвузовский сборник научных трудов. Днепропетровск, 1984. С. 3–9.
10. Дорфман А.Г., Дудинцева И.Л. Применение вариационных методов к расчету оползневого давления на подпорные стены // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1971. № 2. С. 36–38.
11. Магдеев У.Х. Исследование устойчивости откосов вариационным методом в условиях пространственной задачи // Вопросы геотехники: сб. трудов ДИИТ. № 20. Днепропетровск, 1972. С. 120–129.
12. Мусхелишвили Н.И. Некоторые основные задачи математической теории упругости. М.: Наука, 1966. 708 с.
13. Фадеев А.Б. Метод конечных элементов в геомеханике. М.: Недра, 1987. 221 с.
14. Цветков В.К. Расчет устойчивости откосов и склонов. Волгоград: Нижне-Волжское книжное изд-во, 1974. 238 с.

ЖУРНАЛ

- о людях
- о землетрясениях
- о неустойчивых склонах и оползнях
- о вулканах
- о наводнениях и ураганах
- ...
- о прогнозировании и предупреждении ЧС
- о важности работы изыскателей



ЖУРНАЛ
GeoRisk

Тел./факс: +7 (495) 366-2684, 366-2095

e-mail: pr@geomark.ru

ОСОБЕННОСТИ РАЗВИТИЯ ДЕФОРМАЦИЙ ПОВЕРХНОСТИ ЗЕМЛИ ВО ВРЕМЕНИ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ КОММУНИКАЦИОННЫХ ТОННЕЛЕЙ ЩИТОВЫМ СПОСОБОМ

SPECIFIC FEATURES OF GROUND SURFACE DEFORMATION IN TIME DURING CONSTRUCTION OF COMMUNICATION TUNNELS BY TBM

ИСАЕВ О.Н.

Ведущий научный сотрудник лаборатории освоения подземного пространства городов Научно-исследовательского, проектно-изыскательского и конструкторско-технологического института оснований и подземных сооружений (НИИОСП) им. Н.М. Герсеванова, к.т.н., г. Москва, geotechnika2008@gmail.com

ШАРАФУТДИНОВ Р.Ф.

Инженер лаборатории освоения подземного пространства городов НИИОСП им. Н.М. Герсеванова, г. Москва, r.f.sharaf@gmail.com

ISAEV O.N.

A lead staff scientist of the Urban Underground Space Development Laboratory of the Gersevanov Research Institute of Bases and Underground Structures (NIIOSP), Moscow, geotechnika2008@gmail.com

SHARAFUTDINOV R.F.

An engineer of the Urban Underground Space Development Laboratory of the Gersevanov Research Institute of Bases and Underground Structures (NIIOSP), Moscow, r.f.sharaf@gmail.com

Ключевые слова:

щитовой тоннель; продолжительность деформаций.

Key words:

shield tunnel; deformation duration.

Аннотация

В статье приведены результаты экспериментальных исследований влияния различных факторов на общую продолжительность и скорость деформаций поверхности земли при прокладке коммуникационных тоннелей мелкого заложения щитовым способом. Даны рекомендации по прогнозу продолжительности осадок поверхности земли.

Введение

При освоении подземного пространства мегаполисов часто возникает необходимость строительства коммуникационных тоннелей, сооружаемых щитовым способом. В условиях плотной городской застройки их использование связано с обеспечением сохранности существующих зданий, сооружений и подземных коммуникаций, расположенных в зоне влияния строительства.

Наибольшее внимание в этой области большинством исследователей уделяется вопросам оценки влияния, выполняемой на стадии проектирования объектов. Если вопросы прогноза размеров зон влияния и величин деформаций грунтового массива и существующих объектов оказались изучены в целом достаточно подробно, то длительность, интенсивность деформаций и их прогноз все еще по-настоящему не стали предметом исследований. Актуальность их изучения обусловлена в первую очередь необходимостью совершенствования действующих нормативно-рекомендательных документов по геотехническому мониторингу окружающей застройки при проходке щитовых тоннелей. От результатов подобных исследований зависят требования норм по срокам и периодичности мониторинга, правильное назначение которых в одних случаях может помочь сэкономить финансовые сред-

Abstract

The article presents experimental research results of influence of various factors on the total durations and rates of ground surface deformations in case of shallow communication tunnel construction by TBM. Some recommendations on ground surface subsidence duration forecast are given.



Рис. 1. Демонтаж щита фирмы Herrenknecht при строительстве кабельного коллектора в городе Реутове

ства госбюджета или частного инвестора, выделяемые на мониторинг, в других — избежать аварийных ситуаций из-за несвоевременного выявления опасных деформационных процессов.

Сегодня рассматриваемые вопросы регламентируются фактически лишь в двух действующих нормативных документах — в недавно появившемся ГОСТ Р 53778-2010 [6] по обследованию и мониторингу зданий и сооружений и в действующей с 1997 г. инструкции Госгортехнадзора [8] по наблюдению за сдвигами земной поверхности и расположенными на ней объектами при строительстве в Москве подземных сооружений. Оба эти документа обладают общим недостатком: заложенные в них положения в значительной степени «скопированы» (вероятно, без проведения необходимых дополнительных исследований — во всяком случае, авторам статьи, несмотря на тщательные поиски, не удалось найти соответствующие публикации) из практики охраны сооружений, расположенных в зоне влияния подземных горных разработок на угольных месторождениях. Однако автоматически переносить этот опыт нельзя по следующим причинам:

- глубина заложения щитовых коммуникационных тоннелей, как правило, в десятки раз меньше глубины закрытых выработок при разработке полезных ископаемых;
- состав и свойства грунтовых массивов над коммуникационным тоннелем и закрытой выработкой разрабатываемого месторождения различны: в первом случае, как правило, имеют дело с дисперсными грунтами, во втором — со скальными и полускальными;
- технологии закрытой проходки и типы проходческого оборудования при подземном строительстве и разработке месторождений существенно отличаются одна от другой;
- виды и уровень ответственности зданий и сооружений при подземном строительстве в условиях плотной городской застройки, как правило, сильно отличаются от таковых для объектов в зонах влияния разрабатываемых месторождений.

Иллюстрацией отмеченного недостатка является заложенное в инструкцию [8] положение о том, что

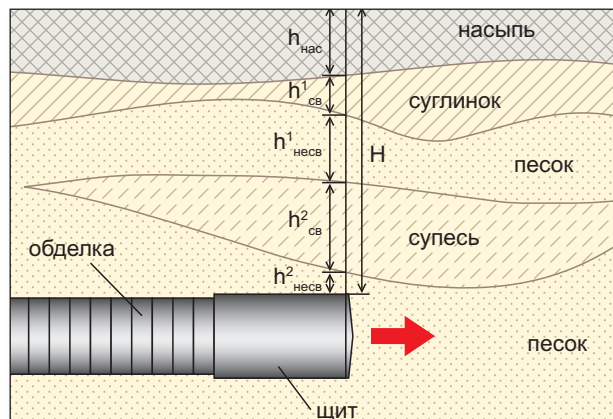


Рис. 2. К определению коэффициента связности K_c

при скорости вертикальных перемещений 1, 2 и 5 мм/сут периодичность инженерно-геодезических измерений соответственно должна составлять 75, 40 и 15 сут. Такая периодичность мониторинга фактически гарантирует его неспособность своевременно отследить появление опасных тенденций деформационных процессов и предотвратить наступление аварийных ситуаций. Поэтому на практике при строительстве тоннелей мониторинг выполняется намного чаще.

В настоящей работе приведены результаты экспериментальных исследований влияния различных факторов на общую продолжительность и скорость деформаций поверхности земли при прокладке коммуникационных тоннелей мелкого заложения тоннелепроходческими механизированными комплексами (ТПМК) с активным пригрузом.

Продолжительность и интенсивность деформаций при закрытой проходке

В отечественной практике для оценки продолжительности деформаций при проходке закрытых выработок широко используется следующая упрощенная зависимость:

$$T = K_T H / V_t, \quad (1)$$

где V_t — скорость продвижения забоя выработки, мм/сут; H — глубина заложения выработки; K_T — коэффициент, зависящий от механических свойств, литологических и других особенностей массива грунта и определяемый опытным путем.

Зависимость (1) была получена для оценки продолжительности процесса сдвига при добыче полезных ископаемых на основе анализа и обобщения большого числа данных наблюдений. Эту же формулу, фактически без изменений, применяют в нормах [6, 8] для прогноза общей продолжительности деформаций поверхности земли над закрытыми выработками при подземном строительстве. Согласно [8] для Московского региона значения коэффициента K_T рекомендуются в пределах 1,5÷2,5.

За рубежом, как отмечено, например, в работе [11], вопросы длительности деформаций грунта во времени при тоннелировании являются малоизученными. В публикации [11] также указано, что при проходке тоннелей в глинистых грунтах за счет их реологиче-

ских свойств процесс деформирования грунта может идти годами.

Интенсивность деформаций подрабатываемого грунтового массива может характеризоваться максимальной $V_{S,max}$ и средней V_S скоростью деформаций. Последняя определяется по формуле:

$$V_S = S_{max} / T, \quad (2)$$

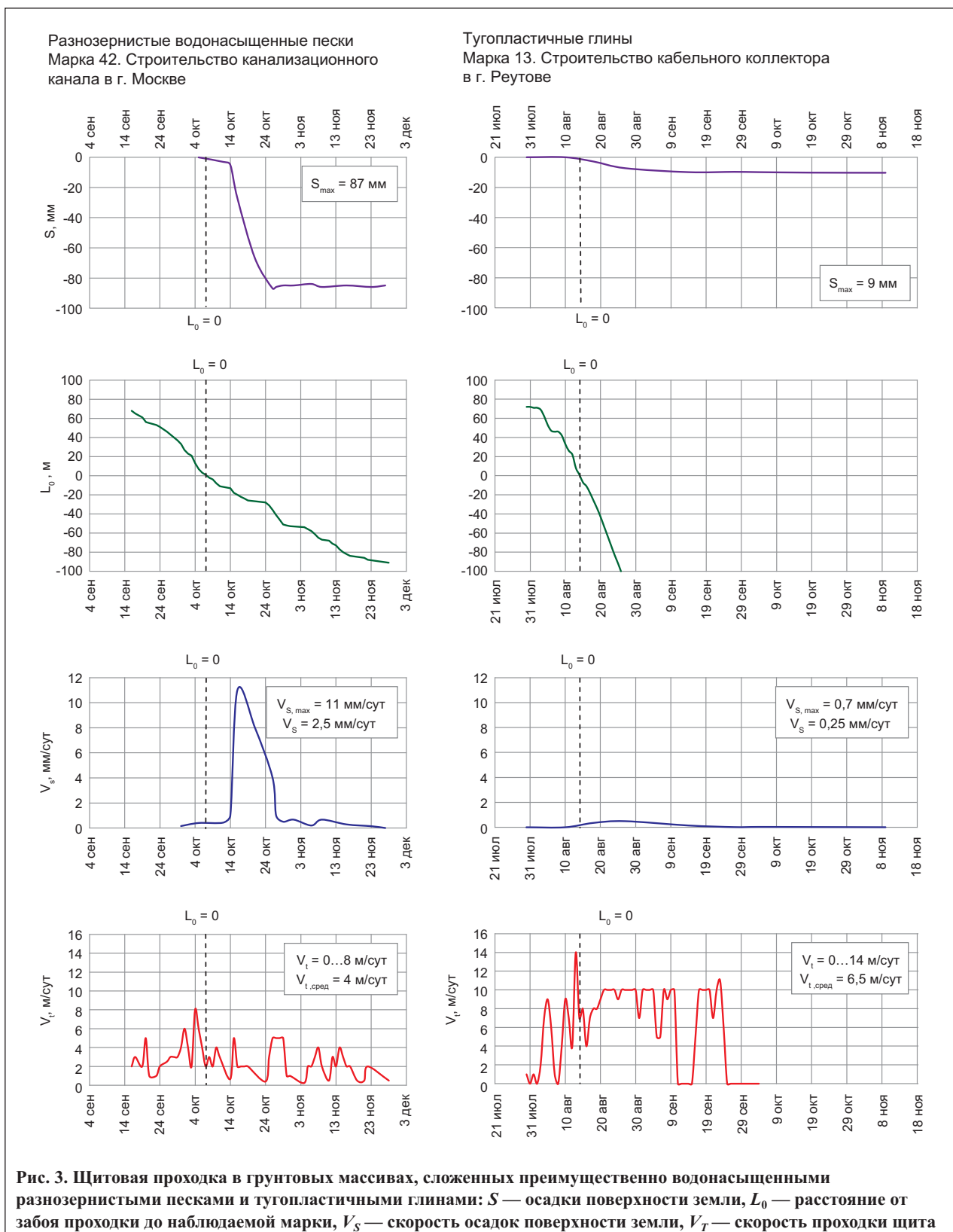
где S_{max} — максимальные осадки в мульде сдвижений поверхности земли, которые могут оцениваться, например, по формуле:

$$S_{max} = \pi V_L (D/2)^2 / 2,5i, \quad (3)$$

где V_L — перебор грунта при проходке тоннеля; D — наружный диаметр тоннеля; $i = K(H + D/2)$ — расстояние от оси тоннеля до точки перегиба мульды осадок, K — параметр, зависящий от вида грунта.

Выражение (2) с учетом формул (1) и (3) может быть записано в виде:

$$V_S = [\pi V_L V_i (D/2)^2] / [2,5K(H + D/2) K_T H]. \quad (4)$$



Вопрос интенсивности деформаций тоннелируемых грунтовых массивов по сравнению с их продолжительностью исследован еще меньше.

В некоторых публикациях и документах подчеркивается большая неравномерность оседания поверхности земли во времени и особо выделяются периоды опасных интенсивных деформаций. Так, согласно инструкции [8] длительность опасных деформаций при средней скорости осадок $V_s = 10 \div 30$ мм/мес. может составлять $0 \div 30\%$ от их общей продолжительности.

Методика экспериментальных исследований

В качестве экспериментальных данных использовались результаты измерений осадок грунтовых марок, установленных вдоль и поперек трасс проходки щитовых коммуникационных тоннелей, построенных в Московском регионе за последние несколько лет.

Проходка на опытных объектах выполнялась тоннелепроходческими механизированными комплексами с активным пригрузом. Разработка грунта осуществлялась рабочим органом роторного типа. Строительство тоннелей на трех объектах выполнялось ТПМК фирмы Herrenknecht (рис. 1), на одном — фирмы Lovat. Использовались щиты диаметром D , составлявшим 3,2 и 4,1 м. Тоннели устраивались на глубине $H = 6 \div 14$ м. Проходка велась со скоростью $V_t = 2 \div 10$ м/сут.

При проходке разрабатывались следующие характерные для условий г. Москвы грунты: водонасыщенные пески средней крупности, мелкие, пылеватые, средней плотности; суглинки тугопластичные. Толща массива грунта над тоннелем была представлена насыпными отложениями, разнородными песками (влажными и водонасыщенными), глинистыми грунтами различной консистенции, алевролитами а также рядом специфических грунтов (торфами и др.).

Методика экспериментальных исследований состояла в следующем.

На первом этапе исследований анализировался характер кривых деформаций поверхности земли во времени, выделялись факторы, способные влиять на общую продолжительность T и скорость деформаций поверхности земли V_s при тоннелировании. В качестве таких факторов рассматривались:

- грунты, слагающие инженерно-геологический разрез между поверхностью земли и тоннелем;
- абсолютная (H) и относительная (H/D) глубина заложения тоннеля;
- средняя скорость продвижения щита V_t ;
- перебор грунта V_L .

В качестве обобщенной количественной характеристики инженерно-геологических условий был введен упрощенный показатель — коэффициент связности инженерно-геологического разреза K_c , отражающий удельный вес дисперсных связных грунтов и определяемый по формуле:

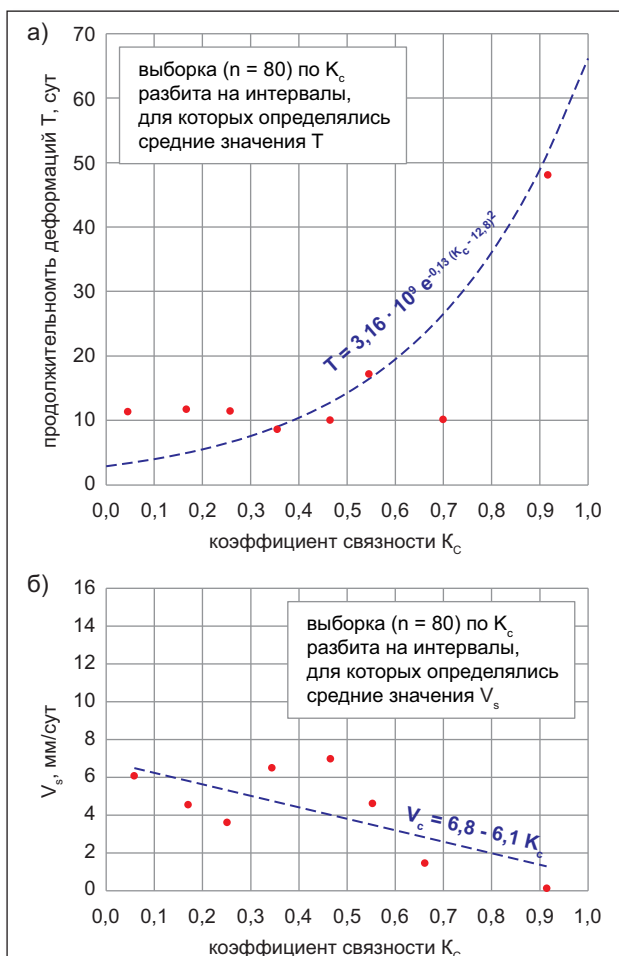


Рис. 4. Влияние коэффициента связности K_c на продолжительность T (а) и скорость деформаций V_s (б)

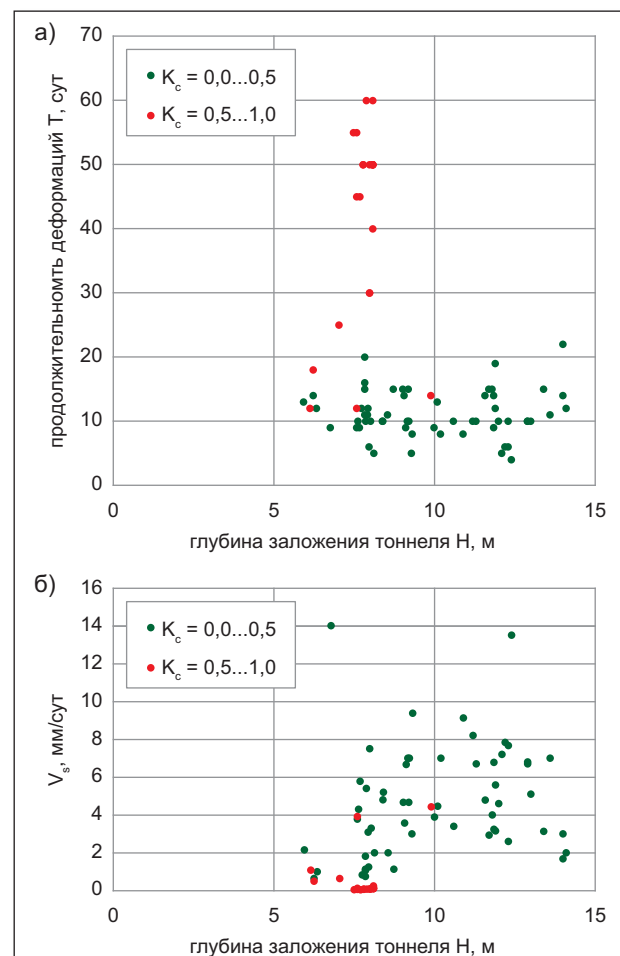


Рис. 5. Влияние глубины заложения тоннеля H на продолжительность T (а) и скорость деформаций V_s (б)

$$K_c = H (\beta_{\text{несв}} \Sigma h_{\text{несв}} + \beta_{\text{нас}} \Sigma h_{\text{нас}} + \beta_{\text{св}} \Sigma h_{\text{св}}) / H, \quad (5)$$

где $\beta_{\text{несв}}$, $\beta_{\text{св}}$ — коэффициенты для несвязных и связных грунтов соответственно, $\beta_{\text{несв}} = 0$, $\beta_{\text{св}} = 1$; $\beta_{\text{нас}}$ — коэффициент, зависящий от связности насыпного грунта (если вид насыпного грунта неизвестен, то $\beta_{\text{нас}} = 0,5$); H — общая толщина грунтов в разрезе между поверхностью земли и тоннелем (рис. 2), $H = \Sigma h_{\text{несв}} + \Sigma h_{\text{нас}} + \Sigma h_{\text{св}}$; $\Sigma h_{\text{несв}}$ — суммарная толщина слоев несвязных грунтов; $\Sigma h_{\text{нас}}$ — суммарная толщина слоев насыпных грунтов; $\Sigma h_{\text{св}}$ — суммарная толщина слоев связных грунтов.

Правомерность введения коэффициента связности K_c объясняется тем, что дисперсные связные грунты в отличие от несвязных, как правило, обладают реологическими свойствами, существенно влияющими на длительность и интенсивность происходящих в грунтовом массиве сдвижений при его подработке. При $K_c = 1$ толща грунтов над тоннелем сложена только связанными грунтами, деформации которых характеризуются максимальной длительностью и минимальной интенсивностью; при $K_c = 0$ — наоборот.

Вместо упрощенного показателя K_c в принципе можно использовать и более сложные подходы, предполагающие применение показателей механических или физических свойств грунтов, данных статического зондирования и т.д., которые, вероятно, могут дать более точные оценки и прогнозы. Однако предложенный под-

ход из-за своей простоты крайне удобен в качестве экспресс-оценки и, как показано ниже, имеет неплохую надежность.

В формуле (5) разделение грунтов на связные и несвязные выполняется согласно существующей классификации [5], за исключением глин и сулинков с показателем текучести $I_L > 0,75$, супесей и других связных грунтов с $I_L > 1,00$ (которые относят к несвязным из-за их низкой прочности, в первую очередь низкого сцепления, и способности быстро заполнять образующийся при тоннелировании зазор между обделкой и грунтом).

Скальные грунты в предложенной выше зависимости (5) не отражены. Это обусловлено тем, что, когда проходка тоннеля ведется в скальных грунтах (или под их защитой), деформации вышележащего грунтового массива отсутствуют или незначительны.

На *втором этапе исследований* для каждого выделенного фактора определялись его статистическая значимость и степень влияния. Было выявлено, что наибольшее влияние на общую продолжительность и скорость деформаций поверхности земли при тоннелировании оказывает вид грунта, расположенного между поверхностью земли и верхом тоннеля.

На *третьем этапе* с помощью регрессионного анализа была определена эмпирическая зависимость, отражающая влияние коэффициента связности грунта K_c на коэффициент K_T (см. формулу (1)).

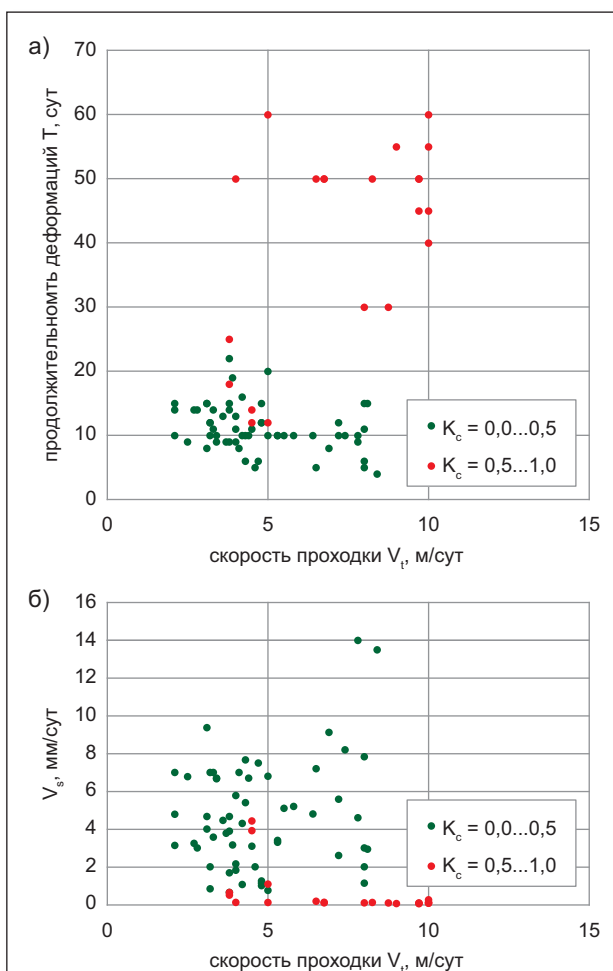


Рис. 6. Влияние скорости проходки V_r на продолжительность T (а) и скорость деформаций V_s (б)

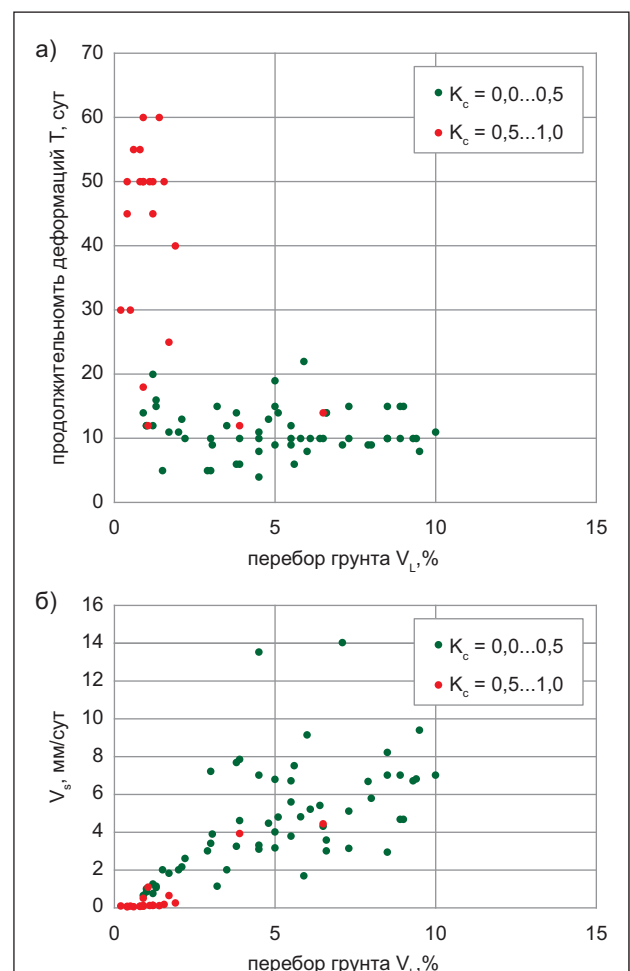


Рис. 7. Влияние перебора грунта V_L на продолжительность T (а) и скорость деформаций V_s (б)

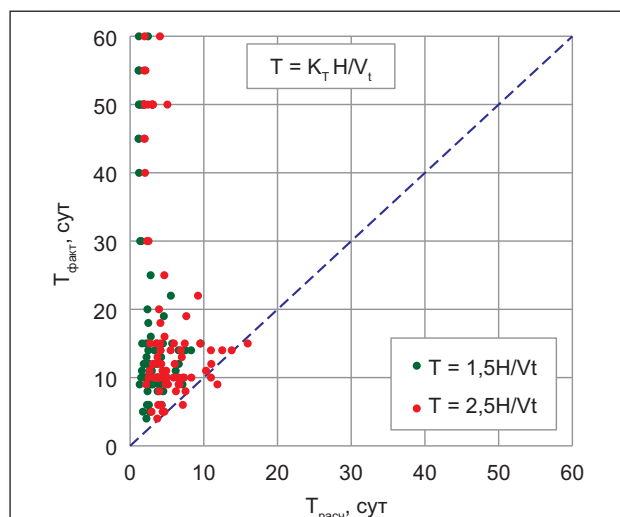


Рис. 8. Сопоставление фактических и рассчитанных по существующей методике значений общей продолжительности деформаций

Результаты экспериментальных исследований

С целью изучения характера осадочных деформаций поверхности земли во времени t для опытных площадок были рассмотрены характерные временные кривые расстояния от забоя проходки до наблюдаемой марки $L_0(t)$, осадок $S(t)$ и скорости осадок $V_S(t)$ поверхности земли, скорости проходки щита $V_T(t)$, построенные для грунтовых марок, расположенных над трассой тоннеля.

В качестве примера на рис. 3 показаны характерные графики по двум экспериментальным площадкам, сложенным преимущественно водонасыщенными разнородными песками в одном случае и тугопластичными глинами в другом.

Анализ временных кривых, построенных для разных объектов, позволил отметить следующее:

- как правило, имеют место осадки; отмеченные незначительные подъемы грунта обусловлены, вероятно, избыточным давлением пригруза в забое щита (реже избыточным давлением нагнетания тампонажного раствора в заобделочное пространство);
- с увеличением связности грунтов максимальные осадки существенно уменьшаются, продолжительность осадок увеличивается, максимальные и средние скорости осадок уменьшаются;
- в момент прохождения щита под грунтовой маркой ее перемещения существенно меньше максимальных значений;
- в несвязных грунтах часто можно выделить три этапа осадок: (1) медленное нарастание; (2) резкие увеличение и снижение (иногда с небольшим участком примерно постоянной V_S); (3) медленное снижение;
- в связных грунтах кривая осадок имеет значительно более плавный вид, характеризуемый постепенным увеличением осадок и после достижения точки перегиба их плавным снижением.

Результаты статистических исследований степени влияния различных факторов на общую продолжительность T и скорость деформаций V_S поверхности земли при тоннелировании представлены в табл. 1 и на рис. 4–7.

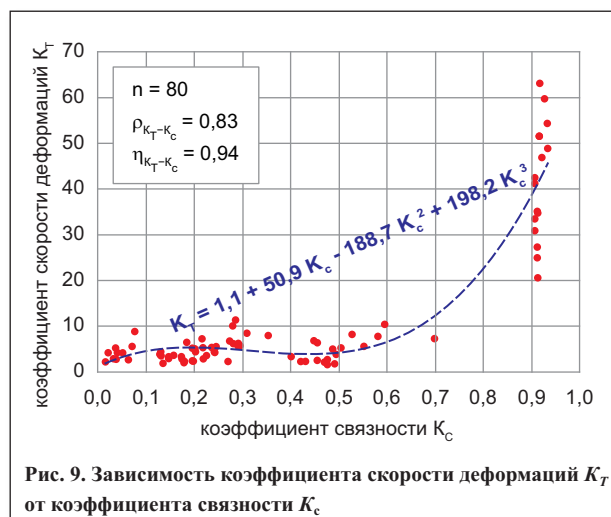


Рис. 9. Зависимость коэффициента скорости деформаций K_T от коэффициента связности K_c

Влияние различных факторов на общую продолжительность деформаций

Анализ тесноты статистических связей показал, что наибольшее влияние на продолжительность деформаций грунта T оказывает коэффициент связности K_c (коэффициент корреляции $\rho = 0,79$; корреляционное отношение $\eta = 0,87$). Это хорошо иллюстрируют опытные данные на рис. 3, 4, а. Из последнего рисунка также видно, что зависимость $T = f(K_c)$ носит явно нелинейный характер.

Глубина заложения тоннеля H слабо влияет на продолжительность осадок поверхности земли ($\rho = -0,34$). Относительная же глубина H/D фактически не оказывает влияния на продолжительность осадок — коэффициент корреляции близок к нулю.

Скорость проходки V_t согласно табл. 1 оказывает более существенное влияние на продолжительность деформаций T ($\rho = 0,52$; $\eta = 0,71$). Кроме того, из рис. 6, а видно, что для преимущественно связных грунтов значения T в 3–10 раз выше, чем для несвязных. Для обоих типов грунтов также заметна тенденция к постепенному снижению продолжительности деформаций T с увеличением скорости проходки V_S .

Перебор грунта V_L также достаточно тесно связан с продолжительностью T ($\rho = -0,55$; $\eta = 0,71$). При разделении общей выборки данных по связности грунта

Таблица 1

Результаты корреляционного анализа влияния различных факторов на длительность T и интенсивность V_S деформаций поверхности земли*

Характеристика	Фактор				
	K_c	H	H/D	v_t	V_L
T	$\frac{0,79}{0,87}$	$\frac{-0,34}{-}$	$\frac{-0,01}{-}$	$\frac{0,52}{0,71}$	$\frac{-0,55}{0,71}$
V_S	$\frac{-0,49}{0,62}$	$\frac{0,36}{0,55}$	$\frac{0,23}{0,60}$	$\frac{-0,18}{0,41}$	$\frac{0,73}{0,79}$

* В числителе — коэффициент корреляции ρ , в знаменателе — корреляционное отношение η ; K_c — коэффициент связности; H , H/D — глубина и относительная глубина заложения тоннеля соответственно; V_t , V_L — скорость проходки и перебор грунта при тоннелировании соответственно.

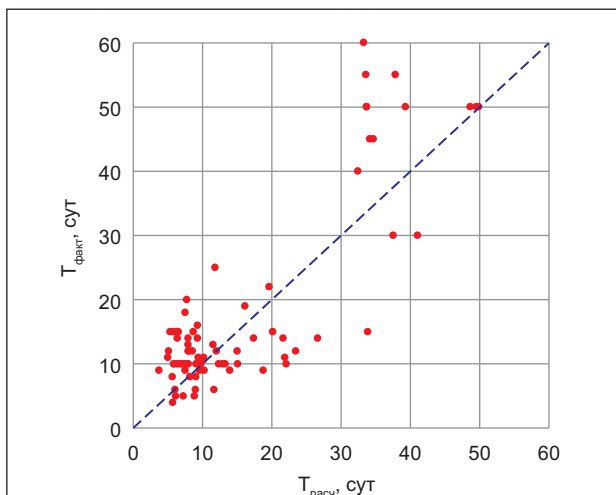


Рис. 10. Сопоставление фактических значений общей продолжительности деформаций с рассчитанными по адаптированной методике

(см. рис. 7, а) теснота корреляционных связей, очевидно, будет меньше.

Влияние различных факторов на среднюю скорость деформаций

Анализ табл. 1 и рис. 4–7 показывает, что скорость деформаций поверхности земли V_S имеет наиболее тесную корреляционную связь с перебором грунта ($\rho = 0,73$; $\eta = 0,78$), причем связь эта близка к линейной, что хорошо согласуется с формулой (4). Наличие выявленной тесной статистической зависимости, вероятно, связано с тем, что оба эти параметра корреляционно связаны со степенью связности подрабатываемых грунтов. Подтверждением этого является, например, то, что максимальные значения скоростей осадок и потерь грунта отмечаются именно в водонасыщенных песках.

Коэффициент связности K_c существенно влияет на величину скоростей осадок V_S ($\rho = -0,49$; $\eta = 0,62$). Это хорошо иллюстрируют графики и диаграммы на рис. 2, 3, б.

Глубина заложения тоннеля H также влияет на скорость осадок V_S , хотя и в меньшей степени ($\rho = 0,36$; $\eta = 0,55$). Не вполне объяснимый характер связи (с увеличением глубины скорость увеличивается), очевидно, вызван тем, что в статистических расчетах не были учтены все влияющие факторы и сложный характер взаимовлияния факторов друг на друга.

Таблица 3

Сопоставление фактических и рассчитанных по предлагаемой методике значений общей продолжительности деформаций	
Статистические показатели	$T_{\text{факт}}/T_{\text{расч}}$
Объем выборки n	80
Коэффициент корреляции ρ	0,84
Корреляционное отношение η	0,85
Среднее значение $T_{\text{факт}}/T_{\text{расч}}$	1,3
Стандартное отклонение для $T_{\text{факт}}/T_{\text{расч}}$	0,6
Средняя ошибка $\Delta = T_{\text{факт}} - T_{\text{расч}}$	1,6

Таблица 2

Сопоставление фактических и рассчитанных по существующей методике значений общей продолжительности деформаций

Статистические показатели	$T_{\text{факт}}/T_{\text{расч}}$ при K_T , равном	
	1,5	2,5
Объем выборки n	80	80
Коэффициент корреляции ρ	-0,38	-0,38
Корреляционное отношение η	0,47	0,47
Среднее значение $T_{\text{факт}}/T_{\text{расч}}$	9,8	5,9
Стандартное отклонение для $T_{\text{факт}}/T_{\text{расч}}$	12,9	7,7
Средняя ошибка $\Delta = T_{\text{факт}} - T_{\text{расч}}$	15,7	13,6

Скорость проходки V_i согласно табл. 1 и рис. 6, б оказывает слабое влияние на скорость осадок поверхности земли V_S ($\rho = -0,18$; $\eta = 0,41$). Из рисунка 6, а также видно, что для глинистых грунтов значения V_S в десятки раз меньше, чем для песчаных, что объясняется реологичностью первых.

Прогноз продолжительности деформаций

С целью оценки достоверности определения продолжительности осадок поверхности земли T по формуле (1), заложенной в действующие нормативные документы [6, 8], была выполнена сравнительная оценка расчетных ($T_{\text{расч}}$) и фактических ($T_{\text{факт}}$) значений указанного параметра на основе использования результатов геотехнического мониторинга проходки ряда коммуникационных тоннелей в Московском регионе.

Поскольку в указанных документах для коэффициента K_T в формуле (1) приведен лишь диапазон значений 1,5÷2,5, при выполнении проверки рассматривались только граничные варианты: $K_T = 1,5$ и $K_T = 2,5$.

Результаты сопоставления расчетных и фактических значений общей продолжительности деформаций, а также соответствующие статистические показатели приведены на рис. 8 и в табл. 2. Анализ результатов сопоставления позволяет отметить следующее.

Расчетные значения общей продолжительности осадок поверхности земли существенно отличаются от экспериментальных значений, при этом почти все опытные точки лежат значительно выше линии абсолютной сходимости. Имеет место значительное (в среднем в 5,9÷9,8 раза) занижение фактического значения T . Коэффициент корреляции низкий и, что очень важно, с обратным знаком ($\rho = -0,38$), что означает наличие обратной пропорциональной связи между расчетными и фактическими значениями T .

На основании изложенного можно сделать вывод о ненадежности приведенных в нормах [6, 8] указаний по определению общей продолжительности деформаций поверхности земли при тоннелировании. Это подтверждает приведенное выше замечание авторов о том, что зависимость (1) перенесена из методик, разработанных для добычи полезных ископаемых, в нормы [6, 8] без необходимой адаптации.

На основе экспериментальных исследований авторами был предложен уточненный вариант методики



Таблица 4

Коэффициент K_T в формуле (1), назначаемый в зависимости от коэффициента связности толщи грунта над тоннелем K_c											
K_T	3,1	3,9	4,8	6,0	7,5	9,4	11,8	14,7	22,5	38,6	61,5
K_c	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0

(1) для условий щитовой проходки коммуникационных тоннелей. Эта работа выполнялась в два этапа.

На *первом этапе* путем обратных расчетов, выполненных для каждой расчетной ситуации (для каждой наблюдаемой грунтовой марки), были получены фактические значения коэффициента скорости деформаций K_T , которые лежали в достаточно широком диапазоне ($K_T = 1,6 \div 63,0$).

На *втором этапе* в результате корреляционно-регрессионного анализа была оценена степень тесноты связи $K_T = f(K_c)$ и получена эмпирическая зависимость, позволяющая определять коэффициент скорости деформаций K_T по коэффициенту связности K_c подрабатываемых грунтов. Сопоставление параметров и статистические расчеты показали, что выборочный коэффициент корреляции r составляет 0,83, а выборочное корреляционное отношение η равно 0,94. Это свидетельствует о наличии тесной корреляционной связи между рассматриваемыми параметрами. Эмпирическая зависимость $K_T = f(K_c)$ была получена в виде полинома 3-й степени:

$$K_T = 1,1 + 50,9K_c - 188,7 K_c^2 + 198K_c^3. \quad (6)$$

Сопоставление фактических величин общей продолжительности осадок поверхности земли $T_{\text{факт}}$ с расчетными значениями $T_{\text{расч}}$ показало, что предлагаемая методика в отличие от существующей имеет достаточную для практических целей точность (рис. 10, табл. 3). Опытные точки на рис. 10 лежат вблизи линии абсолютной сходимости. Фактические и расчетные значения исследуемого параметра близки между собой: $T_{\text{факт}}/T_{\text{расч}} = 1,3$. Коэффициент корреляции и корреляционное отношение имеют высокие и весьма близкие между собой значения: $r = 0,84$; $\eta = 0,85$.

Предлагаемая методика может быть полезна на стадии проектирования для оценки длительности мониторинга окружающей застройки при проходке тоннелей. Для удобства ее практического применения предлагается таблица для определения K_T в зависимости от коэффициента связности K_c (табл. 4).

Выводы

Вопросы прогноза длительности и интенсивности деформаций грунтовых массивов и оснований существующих зданий и сооружений при проходке тоннелей изучены крайне слабо, хотя являются крайне важными для совершенствования и разработки норм по геотехническому мониторингу и предотвращения аварийных ситуаций при тоннелировании.

Заложенные в действующие нормы немногочисленные положения по этим вопросам в основном взяты из документов по охране зданий и сооружений в зонах влияния горных работ при разработке угольных место-

рождений, причем в значительной степени без необходимой апробации и корректировки.

В данной статье приведены результаты экспериментальных исследований и выявленные при этом закономерности влияния различных факторов на общую продолжительность и скорость деформаций поверхности земли. Показано, что из всех факторов в наибольшей степени на них влияют виды подрабатываемых грунтов и их свойства. Остальные факторы влияют в меньшей степени.

На основе выполненных исследований предложена уточненная методика прогнозной оценки общей продолжительности деформаций поверхности земли применительно к щитовой проходке коммуникационных тоннелей. 

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Букринский В.А., Орлов Г.В. Сдвигение горных пород и земной поверхности при подземных работах. М.: Недра, 1984. 247 с.
2. Викторов С.Д., Иофис М.А., Гончаров С.А. Сдвигение и разрушение горных пород. М.: Наука, 2005. 277 с.
3. Гмурман В.Е. Теория вероятностей и математическая статистика: учебное пособие для вузов. М.: Высшая школа, 2003. 479 с.
4. ГОСТ 20522-96. Грунты. Методы статистической обработки результатов испытаний. М.: МНТКС, 1996.
5. ГОСТ 25100-2011. Грунты. Классификация. М.: Росстандарт, 2012.
6. ГОСТ Р 53778-2010. Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния. М.: Росстандарт, 2010.
7. Ильичев В.А., Никифорова Н.С., Тушиков М.М. Исследование деформирования грунтовых массивов при строительстве мелкозаглубленных коммуникационных тоннелей // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2011. № 3. С. 8–15.
8. Инструкция по наблюдениям за сдвигениями земной поверхности и расположенными на ней объектами при строительстве в Москве подземных сооружений. М.: Госгортехнадзор РФ. 1997. 76 с.
9. Пушилин А.Н., Фаворов А.В., Шейнин В.И. Метод расчета усилий в конструкциях зданий при деформировании основания из-за проходки подземной выработки // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2007. № 3. С. 2–6.
10. Руководство по расчету деформаций земной поверхности под влиянием горных разработок в Донбассе. М.: Углетехиздат, 1954.
11. Attewell P.B., Yeates J., Selby A.R. Soil movements induced by tunneling and their effects on pipelines and structures. Glasgow, UK: Blackie and Son Ltd., 1986. 325 p.
12. Technical manual for design and construction of road tunnels — civil elements. New York: US Department of Transportation, 2009. 702 p.



МЕРЗЛОТНЫЕ И ГИБРИДНЫЕ ГЕОЛОГИЧЕСКИЕ ПРОЦЕССЫ В ГЛИНИСТЫХ ГРУНТАХ СООРУЖЕНИЙ СВЯТОЙ БОГОРОДИЧНОЙ КАНАВКИ

CRYOLOGICAL AND HYBRID GEOLOGICAL PROCESSES IN THE CLAY SOILS OF SVYATAYA BOGORODICHNAYA KANAVKA STRUCTURES

ЧЕРНЫШЕВ С.Н.

Профессор кафедры инженерной геологии и геоэкологии
Института гидротехнического и энергетического строительства (ИГЭС)
Московского государственного строительного
университета (МГСУ), д.г.-м.н.,
академик РАН, г. Москва,
9581148@list.ru

ТИМОФЕЕВ В.Ю.

Доцент кафедры инженерной геологии и геоэкологии
ИГЭС МГСУ, к.г.-м.н., г. Москва,
v-timofeev@list.ru

CHERNYSHEV S.N.

A professor of the engineering geology and geoecology department of the
Hydroengineering and Energy Construction Institute of Moscow State
University of Civil Engineering, doctor of science (Geology and
Mineralogy), academician of the Russian Academy of Natural Sciences,
Moscow, 9581148@list.ru

TIMOFEEV V.Y.

An associate professor of the engineering geology and geoecology
department of the Hydroengineering and Energy Construction Institute of
Moscow State University of Civil Engineering, candidate of science
(Geology and Mineralogy), Moscow, v-timofeev@list.ru

Ключевые слова:

Святая Богородичная канавка; Свято-Троицкий Серафимо-Дивеевский монастырь; Нижегородская область; ров; вал; откосы; сезонное промерзание грунтов; сезонное протаивание грунтов; трещины; водопроницаемость; эрозия; суффозия; оползни; осадка; гибридный геологический процесс.

Key words:

Svyataya Bogorodichnaya Kanavka; Svyato-Troitskiy Serafimo-Diveevskiy Convent; Nizhniy Novgorod Region; ditch; mound; slopes; seasonal soil freezing; seasonal soil thawing; fissures; water permeability; erosion; piping; landslides; subsidence; hybrid geological process.

Аннотация

Ров и вал Святой Богородичной канавки вокруг части территории Свято-Троицкого Серафимо-Дивеевского монастыря на юге Нижегородской области были вручную воссозданы в 1997–2004 гг. по проекту Московского государственного строительного университета (МГСУ). В статье рассмотрены геологические процессы, протекающие в глинистых грунтах на рассматриваемом участке, по данным наблюдений авторов в течение последних 15 лет.

Введение

Промерзание и протаивание глинистых грунтов сопровождается пучением и другими процессами, имеющими большое значение для промышленного, гражданского, дорожного, гидротехнического, аэродромного и линейного строительства. В данной работе показано развитие этих процессов в оригинальных по конструкции земляных сооружениях Святой Богородичной канавки, сооруженной в 1977–2003 гг. на территории Свято-Троицкого Серафимо-Дивеевского монастыря в районном центре Дивеево на юге Нижегородской области.

Некоторые из описываемых в статье явлений сформированы одновременно двумя инженерно-геологическими процессами (ИГП), что дает право авторам писать о гибридных ИГП. Гибридным мы называем такой инженерно-геологический процесс, который несет в себе характерные черты двух ИГП (либо двух геологических процессов, если таковые протекают вне поля инженерной деятельности).

Цель статьи — познакомить специалистов со спецификой процессов в глинистых грунтах на экстремально крутых искусственных откосах, предназначенных для постоянной эксплуатации и эксплуатируемых уже 15 лет.

Abstract

The ditch and mound of the Svyataya Bogorodichnaya Kanavka around a part of the Svyato-Troitskiy Serafimo-Diveevskiy Convent in the south of the Nizhniy Novgorod Region were manually reconstructed in 1997–2004 by the project of Moscow State University of Civil Engineering. The article considers the geological processes in the clay soils of this area using the authors' monitoring data for the last 15 years.

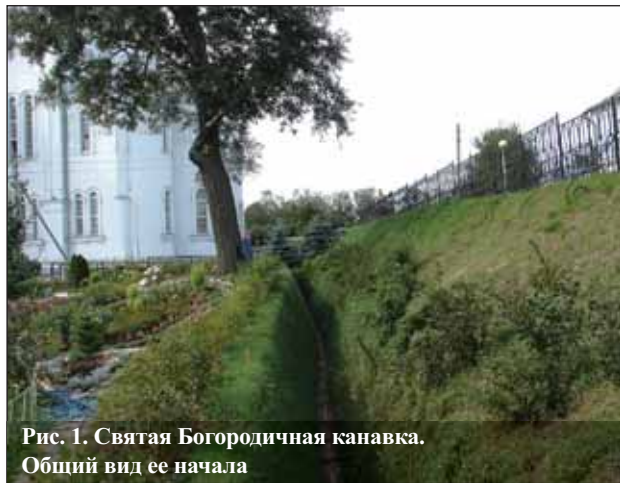


Рис. 1. Святая Богородичная канавка.
Общий вид ее начала

Характеристика сооружения

Святая Богородичная канавка первоначально была создана в 1829–1832 гг. по благословию преподобного Серафима Саровского. Изыскания и проектирование для ее воссоздания в 1997–2004 гг. (рис. 1) были проведены Московским государственным строительным университетом (МГСУ) [1, 3]. Канавка была построена как ограждение монастырской территории в форме земляного вала и рва. Если стены Соловецкого монастыря и Троице-Сергиевой лавры являлись мощными средневековыми оборонительными укреплениями и с успехом выдерживали осады интервентов, то земляные сооружения Дивеевского монастыря только имитируют древнейшие оборонительные сооружения славянских и угро-финских народов нашей родины (однако у них есть своя сакральная значимость [2, 4], которой в данной статье касаться не будем).

Рассматриваемое сооружение имеет протяженность 775 м и ограждает территорию площадью 4,4 га (три десятины). Это ров глубиной в среднем 2,13 м и вал над ним высотой также 2,13 м. Ров является бессточным. Откосы в глинистых грунтах высотой около 4,3 м по архитектурному замыслу покрыты травой, что исключает возможность использования многих принятых в строительстве мероприятий по закреплению такого рода склонов.

В советский период вал Святой Богородичной канавки был срыт, а ров засыпан. Точного плана этого сооружения не сохранилось. В 1997 г. руководство монастыря решило воссоздать канавку и обратилось за помощью в МГСУ. Авторами данной статьи были проведены изыскания, в составе которых был пройден 61 шурф. Большинство из них пересекло древнее засыпанное сооружение. Шурфы позволили определить положение оси и форму профиля первого рва. Он был выкопан в покровных суглинках, часто переходящих в глины (с числом пластичности $I_p = 13,4 \div 22,3$), подстилаемых толщей маловлажных кварцевых песков. На первой сотне метров первостроители (молодые насельники монастыря) пытались выполнить сооружение с заданным их наставником профилем — с глубиной и шириной рва по верху и высотой вала по три аршина (2,13 м). При этом создавались откосы в природных и насыпных глинистых грунтах высотой 4,3 м при горизонтальном проложении около 2,5 м. В нижней части поначалу создавали уклон 3:1. Позже, уступая природ-

ным обстоятельствам, перешли к уклону 2:1, но и это не спасло сооружение от разрушения геологическими процессами уже в ходе строительства. В шурфах, пройденных в процессе изысканий, было видно, что эти крутые незакрепленные откосы разрушались оползнями и эрозией. Преподобным Серафимом было разрешено в 2–3 раза уменьшить глубину рва и высоту вала. Откосы стали положе, объем работ уменьшился и был выполнен вручную за 3,5 года.

Современное руководство монастыря решило воссоздать сооружение в размерах, изначально заданных преподобным Серафимом Саровским. Требовалось создать откосы с уклоном 2:1 в бортах рва и 1:1 в насыпи. Расчеты показали, что такие откосы без крепления стоять не могут. Они были закреплены противэрозийными матами Enkamat® (полиамидной объемной сеткой «Энкамат») производства немецкой компании Colbond Geosynthetics GmbH, на которые была наложена сварная сетка из арматурных стержней, закрепленная стальными анкерами, забитыми в грунт на глубину 1 м. Все эти работы выполнялись вручную. По верху вала в соответствии с сакральной задачей сооружения была устроена дорожка, по которой теперь ежедневно летом и зимой проходит от 500 до 10 000 человек.

Процессы в глинистых грунтах земляного сооружения

Сезонное промерзание и протаивание грунтов вала и откосов рва захватывает грунты на разную глубину по поперечному профилю сооружения. При норме промерзания глинистых грунтов 150 см грунты вала промерзают глубже, поскольку он имеет выпуклую форму и отток тепла в нем идет по радиальной схеме. К тому же он менее защищен снежным покровом: дорожка очищается от снега, а на откосах вала снег плохо задерживается по причине их крутизны и открытости ветрам. В суровые зимы, когда много дней подряд температура удерживается ниже минус 30 °С и иногда даже опускается ниже 40 °С, вал промерзает насквозь.

В связи с этим в нем сформировались поперечные морозобойные трещины, не превышающие по ширине 2 мм. Они встречаются через каждые 40–50 м. Трещины фиксируются в покрытии пешеходной дорожки — они прямолинейно пересекают вал перпендикулярно его оси и разрывая брусчатку.

Морозобойные трещины свидетельствуют о малой влажности глинистых грунтов вала в целом, вследствие чего грунты при замерзании не расширяются, а сокращаются в объеме. Следует отметить, что эти трещины не влияют на устойчивость откосов, поскольку перпендикулярны направлению их простираения.

Откосы рва промерзают меньше, т.к. в середине зимы он бывает на 75% заполнен снегом. Но зато они позже протаивают, если снег сохраняется в слабо прогреваемой выемке рва. Снег в ней оседает, подтаивая снизу. В мягкие зимы грунты на дне не промерзают, т.к. находятся на глубине более 2 м от поверхности земли и прикрыты более чем метровым слоем снега. Вал высотой около 2 м также защищает выемку рва от промерзания. Поскольку дно имеет положительную температуру, над ним внутри снежного покрова образуется

арка, или труба, по которой талые воды постоянно стекают к дренажным колодцам. Колодцы, имея глубину 3–6 м, не замерзают. Над их крышками в снежном покрове всегда образуются ямы, т.к. снег над колодцами тает в течение всей зимы.

О наличии теплого полого пространства в снежном покрове над дном рва свидетельствует следующее наблюдение. В начале февраля 2011 г. можно было видеть отверстия на поверхности снежного покрова, окаймленные кристаллами инея и мелкими сосульками, свидетельствовавшими о подъеме теплого и влажного воздуха со дна рва. Это явление можно назвать «эффектом берлоги», поскольку образование инея происходит и при дыхании зверя. Названная особенность температурного режима дна рва может быть использована, например, для выращивания теплолюбивых многолетников типа винограда, который на зиму можно укладывать в ров. Там ни корни, ни ветви лозы не пострадают от морозов, притом что средняя температура января в Дивееве составляет примерно минус 12 °С, а известный минимум достигал минус 43 °С.

Верхняя часть откосов рва существенно промерзает, поскольку снег с нее сваливается вниз. Промерзанию бровки внутреннего борта рва способствует также угловая форма поверхности, благодаря которой создается не плоский, а радиальный отток тепла из грунта (как и в случае вала). Промерзание грунтов становится причиной их пучения на внешнем борте рва.

Пучение на крутых откосах рва связано с промерзанием замоченного с осени глинистого грунта. Вода в грунт поступает преимущественно с внешнего контура сооружения. Особенностью Святой Богородичной канавки является то, что промерзание развивается не в вертикальном, как обычно, а в горизонтальном направлении. Пучение вызывает сужение рва и выражается в деформациях горизонтальных речных распоров, установленных поперек него, которые изгибаются и ломаются, свидетельствуя о сближении бортов на 3–5 см за сезон (рис. 2). Наиболее сильно пучение проявилось сразу после создания земляного сооружения — зимой 2003/04 г. Оно было отмечено на отдельных участках. В 2005 и 2006 гг. пучение проявлялось в меньшей степени и было заметно на тех же участках.

После протаивания не происходило гравитационного уплотнения распученных грунтов. Суммарная деформация пучения в отдельных местах рва к 2008 г. достигала 10 см, а в одном месте даже 15 см. В последующие годы замененные распоры уже не деформировались.

Вследствие пучения глины и суглинки были существенно разуплотнены до глубины 30–40 см от поверхности откоса. В этой зоне они превратились в пыль с текстурой типа извести-пушонки. Отобрать монолит такого грунта для определения его плотности невозможно, т.к. он рассыпается, а при отборе стаканом уплотняется. Зона разуплотнения имеется в сложенных утрамбованными глинистыми грунтами откосах как рва, так и вала.

Разрыхленная пучением зона рыхлых и сухих пылевато-глинистых грунтов мощностью около 0,4 м, подобно снежному покрову, служит естественным теплоизоляционным слоем, а также демпфирует расширение нижележащих грунтов, если они все же расши-



Рис. 2. Изломы распоров при пучении бортов рва

ряются при промерзании. Поэтому наращивание мощности зоны разуплотнения идет во времени с затухающей скоростью.

Если при реконструкции откосов рыхлые грунты будут уплотнены или заменены на уплотненный чернозем, то пучение может возобновиться. В качестве мер по его предотвращению можно предложить осушение откосов и замену рыхлых грунтов на искусственный пористый и плодородный материал, который взял бы на себя теплоизоляционные функции, обеспечивая одновременно устойчивость откосов и питание растительного покрова.

Разуплотнение в результате пучения создает значительную водопроницаемость грунтов. Покровные суглинки и глины макропористы. Макропоры, вероятно, расширяются при замерзании в них воды. В грунтах природного сложения в зоне промерзания повсеместно имеется также частая сеть тонких ортогональных трещин, разбивающих грунт на отдельности почти кубической формы с длиной ребра порядка 1 см. Летом, когда грунт имеет полутвердую и твердую консистенцию, в отвалах шурфов он выглядит как дресва. Он распадается на отдельности. По притоку верховодки к одному из шурфов авторы определили коэффициент фильтрации покровных отложений — он составил порядка 0,5 м/сут. Сходное значение этого коэффициента было получено и обратным расчетом по фильтрационным потерям через ложе пруда, находящегося рядом с рассматриваемым сооружением.

Хорошую водопроницаемость глинистых отложений подтверждает следующий факт. В 2002 и 2003 гг., когда дно рва не имело покрытия и не было обеспечено каким-либо водоотведением, после двух экстремальных летних ливней во рву скапливалась вода, стоявшая



Рис. 3. Проскальзывание грунта под арморешеткой фиксируется по прижатой траве

над дном слоем до 0,5 м. Через сутки вода исчезала, профильтровавшись сквозь глинистое дно.

На не закрепленных травой участках откосов рва и вала под сеткой «Энкамат» развивается эрозия грунта. Выносятся разуплотненные пучением грунты, в откосе образуются пустоты типа нор глубиной до нескольких десятков сантиметров — преимущественно до 20–30 см. Это не ложбины стока, а изометричные в плане углубления в поверхности откоса. Диаметр таких ямок также примерно равен 20–30 см. Плотность их расположения на откосах составляет от 0,1 до 4,0 штук на 1 м². В рассматриваемых грунтовых условиях сетка «Энкамат» может успешно сопротивляться эрозии только в сочетании с дерниной или георешеткой. При проектировании ставка была сделана на дернину газона. Однако газон повсеместно создать не удалось из-за резких различий в инсоляции между различными участками сооружения и агротехнических ошибок. Судя по форме пустот, их можно отнести не к эрозионным, а к суффозионным. Здесь мы имеем дело с гибридным геологическим процессом — сочетанием эрозии с суффозией, когда идет вынос грунта из массива и смыв его вниз по откосу.

Оползни постоянно угрожают крутым откосам земляных сооружений Святой Богородичной канавки, выполненным в суглинках и глинах покровного и техногенного происхождения. Они беспокоили сестер Мельничной обители еще при жизни преподобного Серафима. Авторы наблюдали следы древних оползней в шурфах при проведении изысканий.

Сестры монастыря, выполнявшие работы по воссозданию сооружения, поначалу также не имели опыта и недооценили необходимость точно следовать рекомендациям МГСУ. В начале работ, в октябре 1998 г., когда в течение нескольких часов выпал и растаял слой снега толщиной около 10 см, возник значительный оползень откоса рва и вала. Вода из мокрого снега целиком перешла в вал — в недоуплотненный грунт, ошибочно положенный с наклоном слоев насыпи в сторону рва. Протяженность оползня вдоль рва составила 50 м, а ширина оползшего блока — 2 м. Оползень захватил искусственные откосы почти на всю высоту, равную 4,3 м. В дальнейшем были приняты меры — и оползание внутреннего борта рва, нагруженного грунтами вала, уже не происходило. Строители стали укладывать слои

вала горизонтально и хорошо их трамбовать. Вал шириной около 6 м защитил подстилающие его глинистые насыпные и покровные грунты от замачивания атмосферными осадками. Снизу замачивание невозможно, т.к. глинистые грунты подстилаются песками с влажностью порядка 3–5%. Поэтому в следующие после 1998 г. 13 лет оползни с вала в сторону рва не сходили.

Позже оползневым деформациям стал подвергаться внешний откос канавки. В начале июня 2003 г. ополз внешний борт рва у перекрестка Школьной и Первомайской улиц. Образовался оползневый уступ высотой и шириной примерно по 0,4 м и протяженностью вдоль рва около 10 м. Оползень захватил борт рва почти на всю глубину. Его масса около 12 т не обрушилась в ров, но зависла на «Энкамате». При ремонтных работах все тело оползня было удалено. Грунт был уложен обратно с армированием его сетками, прикрепленными с помощью стальных анкеров к массиву грунта за поверхностью смещения. В последующие 7 лет признаков подвижек на отремонтированном участке не было. Однако на соседних участках наблюдались явления подготовки к оползням: параллельно бровке рва на расстоянии 0,5 м от нее в глинистом грунте возникали оползневые трещины отрыва шириной 2–3 мм. Путем кольматации трещин и укрепления рва распорами развитие оползневого процесса было остановлено.

В 2010 г. у того же перекрестка обнаружился наклон внешней металлической ограды в сторону рва, что свидетельствует о пластическом течении глинистого грунта от Первомайской улицы к выемке. Столбы ограды наклонены в сторону рва с отклонением от вертикали до 10°. Расстояние от дороги до борта выемки составляет 1,4 м. Столбы ограды здесь заложены в скважины глубиной 2,5 м при глубине рва 2,13 м. На участке около монастырской гостиницы «Умиление» оползень начал движение 6 августа 2009 г. и был остановлен своевременной установкой распоров. Оползневые трещины отсекли тело оползня на протяжении 20 м вдоль рва. Трещины прошли по глинистому грунту на расстоянии 0,30–0,45 м от бровки откоса. Отсеченная ими полоса опустилась на 0,2 м. Арморешетка не сместилась, сетка «Энкамат» не была разорвана (рис. 3). При этом грунт проскальзывал под арматурой решетки вниз. В нижней части откоса произошел едва заметный выгиб решетки внутрь рва. Объем выпуклости откоса далеко не соответствует объему пустоты над оползневой уступом. Поэтому механизм деформации необходимо квалифицировать не только как развитие оползня, но и как просадку при увлажнении (замачивании осадками) грунта, разрыхленного пучением.

В стене одноэтажной кирпичной гостиницы, прилегающей к оползневому участку, образовались трещины с суммарным раскрытием 2 мм, не нарушившие эксплуатационную пригодность здания. Его ленточный фундамент из фундаментных блоков отстоит от бровки рва на 1,4–3,0 м. Трещины в стенах над оконными проемами отстоят от рва на 5–6 м. Заглубление фундамента меньше глубины рва. Деформации здания свидетельствуют о наличии горизонтальной составляющей подвижки, т.е. оползневой составляющей, а не только просадочной. Здесь во второй раз можно выделить гибридный геологический процесс. Причина возникшей просадочно-оползневой деформации заключается в за-

мачивании грунтов борта канавки ливневыми водами с крыши гостиницы, которые не отводились, а застаивались в виде луж под водосточными трубами на расстоянии 1,5–3,0 м от рва. Пластическое течение глинистых грунтов, из которых состоят откосы рва и вала, отмечается по деформациям сооружений. Следствием пластического течения без разрыва сплошности грунта явились трещины в здании гостиницы «Умиление». После закрепления рва распорами, достаточно многочисленными для удержания откоса, пластическая горизонтальная деформация основания здания затухла.

В 2010 г. на участке вдоль Первомайской улицы у ее пересечения со Школьной улицей обнаружился наклон металлической ограды монастыря в сторону Святой Богородичной канавки, что свидетельствует о пластическом течении глинистого грунта от Первомайской улицы ко рву. Столбы ограды наклонены в сторону рва с отклонением от вертикали до 10° . Расстояние от проезжей части до борта рва здесь минимально и составляет 1,4 м. Столбы ограды заложены в скважины глубиной 2,5 м при глубине рва 2,13 м. На остальной части ограды ее столбы заложены на глубину 0,5 м. Причиной пластического течения здесь является замачивание глинистых грунтов из кюветов дороги, которые имеют недостаточный уклон. Медленное равномерное горизонтальное движение насыпных грунтов без разрывов сплошности привело за 8 лет к перемещению поверхности земли у перекрестка на несколько сантиметров. Ширина рва в этом месте сократилась на 6 см.

Геодезическими методами были зафиксированы осадка и усадка вала от прогрева экстремально жарким летом 2010 г., имевшие неравномерный характер и достигавшие нескольких десятков сантиметров. Усадка, сопряженная с осадкой, также представляет собой гибридный геологический процесс. (Кстати, эти процессы обычно сопрягаются в основаниях зданий на глинистых грунтах при наличии значительного теплопотока от здания в сторону основания.) На поверхности дорожки, идущей по валу, вследствие осадочного уплотнения грунтов заметны продольные и поперечные волны с амплитудой до 5 см и длиной волны порядка 1–2 м. Отмечаются значительные понижения той стороны дорожки, которая базируется на более «молодых» насыпях 2003 и 2004 гг. (а не 1997–2002 гг.), когда вал был уширен, а его откосы сделаны более пологими — до уклона 1:1.

По всему валу также наблюдается опускание покрытия вдоль обеих сторон брусчатой дорожки, вызванное пластическим течением глинистых грунтов, замачиваемых с поверхности откоса (рис. 4). Со стороны, расположенной над высоким откосом, опускание покрытия более заметно и составляет 2–5 см относительно середины дорожки (нормальная высота этого откоса сейчас равна 4,26 м, высота откоса с противоположной стороны дорожки составляет от 1,0 до 2,5 м). Ремонт покрытия пешеходной дорожки, уложенного в июле 2003 г., ни разу не производился. Отмеченные деформации накоплены за весь период его эксплуатации.

На первом участке, где вал был сформирован в 1997–1998 гг., вдоль ограды со стороны высокого откоса идет ложбина, глубина которой в августе 2009 г. местами достигала 3,5 см, а в мае 2011 г. — 3,7 см (разница — в пределах точности измерений). Вдоль другой



Рис. 4. Деформация дорожки вследствие пластического течения грунта. Ее первоначально плоская поверхность «ушла» от плоскости, обозначенной нижней поверхностью деревянной рейки

стороны ограды во многих местах также прослеживается ложбина, но она прерывистая и значительно меньшей глубины. Наличие этих ложбин и их разная величина также интерпретируются как следствие пластического течения глинистого грунта вдоль откосов вала.

При относительной стабильности грунта в ядре вала грунты в откосах имеют максимальный гидравлический уклон потока. Здесь в силу увлажнения при выпадении осадков и поливе газонов грунты более пластичны, чем в ядре. Отсюда и возникают неравномерные пластические деформации дорожки со скоростью 0,1–0,7 см/год. Деформации искажают ее вид и препятствуют стоку дождевых вод в водоотводящие лотки, проложенные вдоль наружной стороны дорожки, и активизируют рассматриваемый процесс.

Закключение

Описанные процессы горизонтального пучения на крутых (с уклоном 2:1) откосах с образованием «глины-пушонки» и последующими просадочно-оползневыми и эрозионно-суффозионными деформациями ранее, видимо, в инженерно-геологической литературе не отмечались. Однако современные геосинтетические материалы позволяют создавать такие откосы. Опыт авторов показал, что такие откосы при анкерном креплении могут безаварийно служить более 10 лет. Хотелось бы надеяться, что этот опыт будет полезен для специалистов и научная инженерно-геологическая общественность примет предложение рассматривать некоторые геологические и инженерно-геологические процессы как гибридные.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Чернышев С.Н. Инженерно-геологические условия, фундаменты и грунтовые сооружения Свято-Троицкого Серафимо-Дивеевского женского монастыря // Вестник МГСУ. 2009. № 1. С. 77–85.
2. Чернышев С.Н. Святая Богородичная канавка: история и воссоздание // Мир Божий. 2008. № 13. С. 108–113.
3. Чернышев С.Н., Щербина Е.В. Святая Богородичная канавка: природные условия и технические решения по воссозданию // Труды 2-го Международного научно-практического симпозиума «Природные условия строительства и сохранения храмов Православной Руси». Сергиев Посад: Изд-во Московской Патриархии, 2005. С. 247–253.
4. Чичагов С. Летопись Серафимо-Дивеевского монастыря. С.-Петербург, 1903. 851 с.

ПРАВИЛА ДЛЯ АВТОРОВ

Принимаются оригинальные статьи по широкой тематике и основным теоретическим разделам инженерной геологии: грунтоведению, инженерной геодинамике, региональной инженерной геологии, а также статьи по механике грунтов, гидрогеологии и геокриологии, мониторингу геологических и литотехнических систем, технической мелиорации грунтов, методике и методам инженерно-геологических исследований, истории и методологии инженерной геологии.

- Статьи принимаются в печатном или электронном виде (по электронной почте) объемом до 1 авторского листа (40 тыс. печатных знаков с пробелами или 10–12 страниц текста, набранного на компьютере и напечатанного шрифтом 12-го кегля с одиночным интервалом).
- Статьи сопровождаются аннотациями (до 100–150 слов) на русском и английском языках, а также списком ключевых слов (5–10 слов) также на русском и английском языках.
- Название статьи, фамилия и инициалы автора даются на русском и английском языках.
- Фамилия автора сопровождается должностью, местом его работы и электронным адресом.
- Структура статьи должна по возможности включать введение (цель, задачи работы), методику (методы) исследования, характеристику объекта исследования, результаты и выводы (заключение).
- Статья сопровождается списком цитируемой литературы, оформленным в соответствии с ГОСТ 7.1-2003, составленным по алфавиту (сначала русский, затем иностранный).
- Ссылки на литературу в статье даются по номерам алфавитного списка в квадратных скобках, например, [2], [4–6] и т.п.
- Рисунки (цветные или черно-белые фотографии, штриховые рисунки, диаграммы, графики и т.п.) принимаются в электронном виде в формате jpeg, tiff или eps с разрешением не менее 300 пикселей на дюйм (или 300 dpi). Цветные карты принимаются с разрешением не менее 600 dpi.
- Рисунки сопровождаются подписными подписями и нумерацией.
- Размерность физических величин и параметров дается в системе СИ.
- Таблицы сопровождаются названиями и нумерацией.
- Статьи проходят обязательное внутреннее и внешнее рецензирование, техническую редакцию, после чего автору высылается верстка для окончательной проверки.
- После публикации статьи в журнале автору высылается по e-mail электронная версия опубликованной статьи в формате pdf. После выхода номера в свет автор может бесплатно получить в редакции до трех экземпляров журнала.
- С аспирантов плата за статьи не взимается.

Адрес редакции:

105187, Москва, Окружной проезд, д. 18.

Тел./факс: +7 (495) 366-2684, 366-2095.

E-mail: geo@pniis.ru

