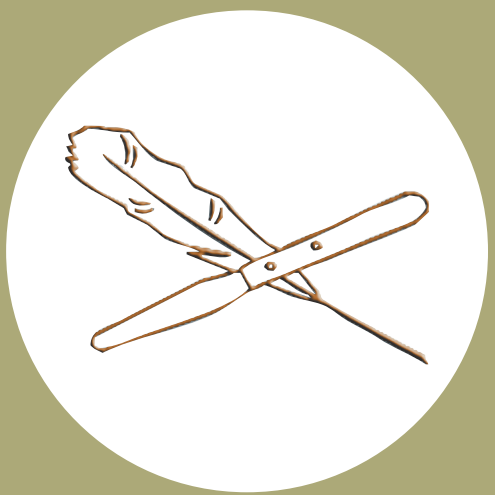
ISSN 2306-9139

ГРУНТОВЕДЕНИЕ

№ 1
2013



Охотинское общество грунтоведов

ГРУНТОВЕДЕНИЕ

Gruntovedenie

№ 1
2013

Журнал основан в 2012 г.

Главный редактор
Р. Э. Дашко

Редакционная коллегия:
В. В. Дмитриев, М. С. Захаров, Д. Ю. Здобин (*зам. главного редактора*), И. П. Иванов,
В. М. Кнатько, Н. Г. Корвет, В. А. Королёв,
Н. Н. Матинян, А. А. Свертилов

Выпускающий редактор
Д. Ю. Здобин

Зав. редакцией Ю. Ю. Соколова
Адрес редакции: 190068, Санкт-Петербург, Лермонтовский пр., 7, лит. А
тел.: +7-921-986-07-57
www.okhotin-grunt.ru
E-mail: gruntovedenie@mail.ru
okhotin-grunt@mail.ru

Санкт-Петербург
Издательство «Центр генетического грунтоведения»

© Редакция журнала «Грунтоведение», 2013

УДК 624.131.1
ББК 26.3

СОДЕРЖАНИЕ

ОТ РЕДКОЛЛЕГИИ 3

ТЕОРЕТИЧЕСКОЕ ГРУНТОВЕДЕНИЕ

В. А. Королёв
Актуальные научные проблемы современного грунтоведения 4

Р. Э. Дашко, Я. А. Карпова
Комплексная инженерно-геологическая оценка устойчивости водонасыщенных глинистых грунтов как основания сооружений различного назначения 11

Е. Н. Богданов
О пенетрационных испытаниях глинистых грунтов 24

РЕГИОНАЛЬНОЕ ГРУНТОВЕДЕНИЕ

В. Г. Кондратьев
Охлаждение массива многолетнемерзлых грунтов в основании дорог путем регулирования природных процессов холода и тепла 34

Р. Э. Дашко, Н. А. Перевощикова
Современное состояние бетонных сооружений Чебоксарской ГЭС по результатам инженерно-геологических и микробиологических исследований 48

ИСКУССТВЕННЫЙ ЛИТОГЕНЕЗ

В. М. Кнатько, М. В. Кнатько, Е. В. Щербакова, М. А. Лаздовская
Оперативная оценка эффективности химических реагентов при укреплении дисперсных грунтов путем синтеза неорганических вяжущих веществ 55

ИНЖЕНЕРНЫЕ РЕШЕНИЯ — КОМПЛЕКС УСТОЯВШИХСЯ ПРАКТИК

М. В. Лехов
Гидрогеомеханическая модель дренажа и деформации массива консолидируемых техногенных грунтов 59

АРХЕОЛОГИЯ

Д. Ю. Здобин, А. И. Мурашкин, В. Н. Войтенко, Л. К. Семенова
Ямочный орнамент как технологический прием в изготовлении археологической керамики. Физико-механические и петрографические аспекты 77

ПАМЯТЬ

И. В. Архангельский
Выдающийся изыскатель М. А. Солодухин 84

ПРАВИЛА ДЛЯ АВТОРОВ 86

СВЕДЕНИЯ ОБ АВТОРАХ 87

УВАЖАЕМЫЕ КОЛЛЕГИ!

За время, прошедшее с выпуска первого номера журнала «Грунтоведение», в нашей замечательной науке произошли несколько знаменательных событий.

Главные события стремительно развивались в течение всего 2012 года. Это публичная лекция в МГСУ (апрель); лекция на вручении международной премии МАИГ им. Г. Клооса в Канаде (июнь); лекция, прочитанная на конференции, посвященной 100-летию со дня рождения В. Д. Ломтадзе, в СПбГГИ (ноябрь). Они нашли свое логическое завершение в публикации базовой статьи академика РАН Виктора Ивановича Осипова «Теория эффективных напряжений в грунтах» (Геоэкология. 2013. № 1).

В данной работе В. И. Осипов блестяще обосновал, что реальные эффективные напряжения в грунтах определяются действием как внешних (гравитационных), так и внутренних сил физико-химической природы. Важнейшими факторами, определяющими поведение такой четырехфазной структурированной системы, как дисперсный грунт, в напряженном состоянии являются изменение типов контактов между отдельными элементами системы, а также площади этих контактов. Практическое применение данной теории («теория Терцаги — Осипова») найдет свое отражение, прежде всего, в правильном определении прочностных и деформационных (фильтрационная консолидация) свойств водонасыщенных глинистых грунтов, а также консистенции, пределов текучести и раскатывания, липкости. Важнейшее значение теория имеет для правильной интерпретации поведения грунта при взаимодействии его с основанием зданий и сооружений.

Итак, 2012 год можно считать этапным в развитии генетического грунтоведения. Тот смысловой и теоретический кризис (откровенно говоря, тупик), в котором оказалась наша наука в 90-х годах прошлого века и в начале нынешнего столетия, успешно преодолен. Грунтоведение вышло на новый виток своего развития, резко расширив теоретическую базу.

В этом отношении современная ситуация в грунтоведении напоминает развитие комплекса дисциплин, связанных с изучением почвенного покрова. В самом начале (XVIII век) была исключительно агрономия, которая постепенно переходила в агропочвоведение, а позднее в агрохимию (изучение почв в целях улучшения их плодородия для целей сельского хозяйства). Теоретическое почвоведение (географо-генетический подход к изучению почвенного покрова) — родилось позднее агрономии, условно в 1883 году, когда вышла в свет монографии В. В. Докучаева «Русский чернозем». Теоретическое почвоведение не имело в своей основе агрономии или агрохимии. Это было самостоятельное научное направление. С этого момента почвоведение и агрохимия развивались параллельно, каждая исходя из своих основополагающих принципов и постулатов.

Нечто подобное, очевидно, будет происходить и в грунтоведении. Генетическое (теоретическое) грунтоведение будет заниматься фундаментальными вопросами познания состава, строения и структуры грунтов, выяснением физико-химической природы взаимодействия всех составляющих его фаз. Область применения практического грунтоведения — правильное определение показателей физико-механических свойств грунтов необходимых для расчета оснований и фундаментов различных зданий и сооружений, с привлечением полевых методов определения свойств грунтов (статическое и динамическое зондирование, прессиометрия, штамповые испытания и др.). По всей видимости, именно лабораторные испытания грунтов в инженерных изысканиях для строительства станут составной частью геотехнических изысканий. И тогда геотехника приобретет свой первоначальный смысл, который в него вкладывали основоположники этой науки Л. Н. Бернадский и К. Терцаги.

С 1 января 2013 года стал обязательным к применению во всех изыскательских организациях Российской Федерации актуализированный общефедеральный стандарт ГОСТ 25100-11 «Грунты. Классификация». Документ со сложной и непростой судьбой. Достаточно сказать, что в НОИЗ поступило более 650 замечаний и предложений по первой редакции этого основополагающего нормативного документа. На наш взгляд, классификационный стандарт отражает все те существующие противоречия между современным состоянием теоретического грунтоведения как такового и повседневной практикой производственных организаций, о которой мы говорили выше. По всей видимости, впоследствии придется выработать приемлемый баланс между теоретическим (генетическим) грунтоведением и лабораторными испытаниями грунтов в целях инженерных изысканий для строительства. Совершенно очевидно, что общая классификация грунтов не может кардинально меняться с такой частотой, как это происходит в настоящее время.

4 апреля 2012 года в Москве состоялась первая научно-практическая конференция «Полевые и лабораторные исследования грунтов». Из 16 представленных докладов только четыре касались вопросов собственно грунтоведения. Два докладчика рассматривали вопросы динамического испытания грунтов: проф. Е. А. Вознесенский (МГУ) и д. г.-м. н. О. Р. Озмидов (ООО «МостДорГеоТрест»). А. Н. Труфанов (НИИОСП) изложил перспективы применения метода релаксации напряжений (МРН) в практике инженерных изысканий. Доклад Д. Ю. Здобина (Охотинское общество грунтоведов) был посвящен теме изучения физико-химических свойств грунтов при лабораторных исследованиях. Остальные доклады касались вопросов полевых методов исследования грунтов: статическое зондирование грунтов, методы скважинной сейсмоакустики и электрометрии, электромагнитных зондирований и винтового зондирования грунтов. Конференция еще раз показала, что современным методам лабораторного исследования грунтов в настоящее время уделяется крайне мало внимания.

Но, тем не менее, и теоретическое и практическое грунтоведение динамично развивается, и в будущем, без сомнения, мы станем свидетелями новых открытий в нашей прекрасной науке.

РЕДКОЛЛЕГИЯ

ГРУНТОВЕДЕНИЕ 1'2013

УДК 624.131

АКТУАЛЬНЫЕ НАУЧНЫЕ ПРОБЛЕМЫ СОВРЕМЕННОГО ГРУНТОВЕДЕНИЯ

© 2013 г. В. А. Королёв

Геологический факультет Московского государственного университета им. М. В. Ломоносова, Ленинские горы, Москва, 119234, Россия
korolev@geol.msu.ru

В статье излагается проблематика современного этапа развития грунтоведения. Приводятся формулировки актуальных научных проблем и задач, ждущих своего решения.

Введение

Как следует из работ по методологии науки [5,12], **научная проблема** — *это осознание и формулирование концепции о незнании некоторого явления, предмета, процесса и т. п.* С формальных методологических позиций под проблемой понимают *крупное обобщенное множество сформулированных научных вопросов, которые охватывают область будущих исследований, требующих изучения и решения*.

Таким образом, научная проблема грунтоведения — это осознание ученым сообществом грунтоведов и формулирование ими концепции о незнании актуальных явлений, особенностей и процессов, происходящих в грунтах, требующих своего изучения и решения.

Следует различать такие понятия, как «научная проблема» и «научная задача». Научная задача это *четко сформулированное и необходимое действие (действия, процедуры, операции и т.п.*), целенаправленное на решение того или иного вопроса, обозначенного в рамках определенной научной проблемы. Таким образом, задачи ставятся вслед за проблемой и решаются с целью изучения соответствующей проблемы и достижения поставленных в этой связи целей.

Не менее важным вопросом является собственно формулировка проблемы и задач. В инженерной геологии (как и во многих других науках) часто формулировка проблемы подменяется ее названием, а это разные понятия. Формулировка проблемы должна даваться в такой форме, чтобы она раскрывала суть и содержание нашего незнания в какой-либо области (в данном случае — **в грунтоведении). Эта формулировка может быть несколько пространной, в отличие от названия проблемы, которое может и должно быть кратким. Формулировка научной проблемы** должна даваться в форме вопросительного предложения, в котором заключается *суть излагаемого незнания* рассматриваемого предмета или суть обобщения вопросов. Поэтому такие формулировки должны начинаться, например, с вопросительных слов: «как..?», «почему..?», «каким образом..?» и т. п.

В отличие от этого формулировка научной задачи должна приводиться в форме повелительного предложения, в котором четко излагается суть того, *что необходимо сделать* в ходе разработки соответствующей проблемы (т. е. для перевода «незнания», обозначенного в проблеме, в «знание»). Поэтому формулировки научных задач должны начинаться, например, со слов: «определить…», «найти…», «обосновать…», «оценить…», «изучить…» и т. п.

Без выдвижения научных проблем и задач не обходится ни одна наука, включая и инженерную геологию и ее базовое научное направление — грунтоведение. Они являются своеобразным «двигателем» развития науки, побудительным мотивом, ориентиром для творческой деятельности ученых [12]. Вот почему в отечественном грунтоведении формулировке его проблем и содержательных задач всегда уделялось значительное внимание [3, 4, 13, 14].

Современное грунтоведение насчитывает почти сто лет в истории своего развития[1]. За этот период отечественное грунтоведение прошло большой путь от становления до развития в базовое научное направление инженерной геологии со своей методологией, теоретической и номологической базой.

Каковы же актуальные научные проблемы современного грунтоведения, составляющие его проблематику? Обсуждению этого вопроса и посвящена настоящая статья.

История проблематики грунтоведения

За прошедшие сто лет периодически выдвигались и решались те или иные научные проблемы и задачи грунтоведения. Многие из них обосновыва-

1 Возникновение и оформление грунтоведения, как нового научного направления, в нашей стране произошло в самом начале 1920-х годов.

лись потребностями развития общества на том или ином историческом этапе. Исторически первые теоретические проблемы и задачи общего грунтоведения были изложены в работах М. М. Филатова, П. А. Земятченского, В. В. Охотина [11], Ф. П. Саваренского, С. С. Морозова, И. В. Попова, Е. М. Сергеева [3, 13, 14], В. А. Приклонского, В. Д. Ломтадзе, Н. Н. Иванова, Н. Я. Денисова, Н. В. Коломенского [8], Б. М. Гуменского, И. М. Горьковой и др. Ими же были сформулированы и первые представления о насущных проблемах и задачах грунтоведения, требующих своего решения.

Их краткий обзор показывает [4], что на первом этапе (1920–1945 гг.) перед грунтоведением ставились задачи по изучению почв и горных пород как грунтов в связи с геологическим обоснованием инженерно-строительной деятельности — прежде всего дорожного («дорожное грунтоведение»), гидротехнического и промышленного строительства. При этом нужно было разработать собственную методологию изучения грунтов, опираясь на достижения почвоведения, механики, коллоидной химии и др. наук.

На втором этапе (1946–1986 гг.), когда произошло становление грунтоведения как научного направления инженерной геологии, В. В. Охотин в 1953 г., ссылаясь на классификацию практических задач при строительстве разного рода сооружений В. А. Приклонского, так определил перечень наиболее актуальных на тот период практических задач грунтоведения:

1. Классификация грунтов со строительной точки зрения.

2. Установление распределения выделенных типов и видов грунтов в пределах изучаемых участков.

3. Определение количественных характеристик (показателей) прочности грунтов каждого из выделенных типов, ее изменчивости, а иногда также водопроницаемости и некоторых других свойств, необходимых для строительных расчетов при проектировании сооружений.

4. Предсказание возможности изменения свойств грунтов (в первую очередь их прочности) под воздействием сооружений.

5. Оценка опасности ожидаемых деформаций грунтов для проектирования сооружений.

6. Рекомендация мероприятий по улучшению свойств грунтов применительно к требованиям проектируемого сооружения.

Для решения перечисленных практических задач необходимо было изучить условия формирования и изменения грунтов, состав и основные свойства, определяющие их природу и рассматриваемые с генетической точки зрения. Все эти и другие теоретические вопросы и составляют содержание грунтоведения» [11].

Хотя В. В. Охотин считал вышеуказанные задачи практическими, для их решения необходимо было выполнить сложные теоретические научные исследования в области грунтоведения. За прошедшие более чем шестьдесят лет многие из этих задач грунтоведения, указанных В. В. Охотиным в 1953 г., были в той или иной мере успешно решены отечественными и зарубежными исследователями. Итогом этого этапа стало превращение грунтоведения «в зрелую науку с достаточно совершенным теоретическим базисом и разработанным аппаратурно-методическим комплексом, которые позволили решить сложные задачи изучения грунтов» [4].

В 1953 г. Е. М. Сергеев одной из основных теоретических задач общего грунтоведения считал «установление зависимости между различными свойствами типичных грунтов и их генезисом». Он считал, что такая зависимость может быть выражена «генетической классификацией грунтов, позволяющей производить предварительную оценку строительных свойств грунтов по их генетическому типу». Последующие исследования, однако, показали, что, несмотря на наличие зависимости свойств грунтов от их генезиса, подобная классификация не может учесть всего многообразия проявления инженерно-геологических особенностей грунтов, т. к. генезис не является единственным фактором формирования свойств грунтов.

В. Д. Ломтадзе [10], формулируя основные теоретические задачи инженерной геологии, так обозначил главные задачи, которые должны решаться в рамках ее первого научного направления — грунтоведения: «(1) Инженерно-геологическое изучение горных пород как грунтов, могущих служить естественным основанием, средой и строительным материалом для различных сооружений. (2) Исследование влияния генезиса пород и последующего преобразования их в земной коре на физико-механические свойства. (3) В связи с этим стоит задача (а) изучения закономерностей пространственного изменения свойств горных пород, а также факторов, влияющих на эти изменения; (б) создание генетической инженерно-геологической классификации горных пород; (в) разработка новых и унификация существующих методов исследований и обработки результатов этих исследований; (г) разработка методов искусственного улучшения свойств различных горных пород» (в скобках указана нумерация автора).

Как видим, и этот перечень задач построен несколько не логично, он довольно широк и включает в себя задачи и общего, и регионального грунтоведения, и технической мелиорации грунтов, и прикладные задачи. Однако эти задачи сформулированы скорее в виде перечисления неких целей исследований, суть самих задач в ряде случаев здесь не раскрывается и также не приводится в форме повелительного наклонения.

По Е. М. Сергееву [15], на втором этапе развития грунтоведения ставилась проблема изучения

грунтов «от микроуровня до массива, с целью рационального использования геологической среды». В такой постановке основное внимание на том этапе уделялось решению морфологических (а по сути, описательных) задач в области грунтоведения. И это было вполне оправдано в тот период развития грунтоведения, поскольку тогда еще не были широко известны как многие закономерности микростроения различных грунтов (особенно дисперсных), так и их особенностей макростроения, проявляющиеся лишь в массиве. Тем не менее, такая формулировка задач является довольно общей, расплывчатой и неконкретной, что затрудняет их решение.

Несмотря на это в исследовании данной проблемы — изучении грунтов от микроуровня до массивов — во второй половине XX века был достигнут огромный прогресс: выяснено микростроение дисперсных, особенно глинистых, грунтов; установлены типы структурных связей в них и их влияние на свойства грунтов; выявлены инженерно-геологические особенности различных грунтовых толщ (массивов); разработана их типизация и т. п. [3, 6, 13, 16].

Третий этап развития грунтоведения (начавшийся с 1987 г. согласно [4]), охватывающий наше время, характеризуется существенным развитием теоретических разработок и обобщений. Многие содержательные задачи грунтоведения на этом этапе были сформулированы В. Т. Трофимовым [4, 17–20] и др. исследователями [2].

С учетом уже решенных научных проблем и задач, современное грунтоведение откликается на новые, неизученные и актуальные проблемы, которые ставит развитие общества. Таких проблем очень много. Остановимся лишь на главных из них. По нашему мнению основными теоретическими проблемами и научными задачами современного грунтоведения являются нижеследующие (в порядке из общей нумерации):

Актуальные проблемы современного грунтоведения

К настоящему этапу в грунтоведении изучено огромное количество различных грунтов, отличающихся по разным признакам: возрасту, генезису, составу, состоянию и строению, свойствам и т. п. [4]. Однако можно ли сейчас заключить, что в грунтоведении изучено все глобальное многообразие грунтов? Очевидно, нет. Это касается и изученности многообразия грунтов территории России [7], и изученности грунтов других регионов Земли.

В инженерно-геологическом отношении плохо или совсем не изучены многие грунты океанических и морских бассейнов Земли, включая шельфовые зоны России. Среди скальных и полускальных грунтов недостаточно изучены современные эффузивные породы, в частности так называемые «вулканогенно-обломочные грунты», а также такие широко распространенные осадочные силикатные грунты, как аргиллиты, алевролиты, песчаники и конгломераты. Несмотря на большую распространенность этих грунтов, им не посвящены обобщающие грунтоведческие работы, нет их инженерно-геологических классификаций и т. п. Недостаточно изучены многие грунты кор выветривания. И, наконец, плохо или совсем не изучены многие виды техногенных как скальных, так и дисперсных грунтов [7]. Перечисление можно продолжить. Этим обосновывается первая научная проблема грунтоведения.

Проблема 1 (глобального многообразия грунтов). *В чем состоит глобальное многообразие грунтов и слагаемых ими толщ?*

Согласно В. Т. Трофимову [4, 20], научные содержательные задачи грунтоведения, которые необходимо решить для разработки данной проблемы, в настоящее время можно сформулировать так.

Задача 1–1. *Установить особенности состава, строения, состояния и свойств глобального многообразия грунтов и слагаемых ими толщ (массивов, инженерно-геологических структур) верхних горизонтов земной коры.*

Задача 1–2. *Разработать принципиально новые методы и методики изучения состава, строения, состояния и свойств грунтов, в первую очередь полевых, позволяющие оценивать эти параметры непосредственно в толще грунтов.*

Но, наряду с многообразием грунтов, существует и другая не менее важная научная проблема грунтоведения — проблема формирования их свойств [4].

Проблема 2 (формирования свойств грунтов). *Каковы закономерности формирования свойств грунтов и их изменения под влиянием природных и техногенных факторов?*

Задача 2–1. *Изучить закономерности формирования свойств всего многообразия грунтов и слагаемых ими толщ.*

Как хорошо известно, закономерности формирования состава, строения, состояния и свойств грунтов разных типов (классов, групп, видов, разновидностей) изучены крайне неравномерно. В настоящее время в грунтоведении отсутствуют либо полностью, либо частично данные о закономерностях формирования состава, строения, состояния и свойств многих грунтов. Для некоторых генетических типов грунтов эти закономерности вообще не изучены или охарактеризованы лишь с самых общих литолого-петрографических, но не инженерно-геологических позиций. Поэтому данная задача приобретает глобальный (в смысле распространения грунтов) и долговременный характер (в смысле длительности изучения грунтов разных типов). С течением времени эта задача постепенно решается, т. к. идет постепенное накопление новых данных о

закономерностях формирования свойств грунтов разных типов; все большие коллективы ученых вовлекаются в исследование слабоизученных грунтов. Однако единовременно эта задача не может быть решена и в перспективе ее решение будет растянуто на ближайшие десятилетия.

Задача 2–2. *Выявить законы и закономерности современной динамики всего многообразия грунтов и слагаемых ими толщ под влиянием эволюции природы и в связи с инженерно-хозяйственной деятельностью человека.*

Здесь речь идет о важнейшей научной задаче — выявлении законов и закономерностей динамики состава, строения, состояния и свойств всей изученной совокупности грунтов (т. е. их изменения в физическом времени). Данная задача является предметом разработки геодинамического грунтоведения и фактически составляет его основную научную проблему. В настоящее время геодинамическое грунтоведение является одним из самых слабо разработанных научных разделов грунтоведения.

Значение этой задачи можно пояснить простым примером. При инженерных изысканиях под строительство какого-либо сооружения проводятся натурные испытания грунтов в массиве (грунтов основания сооружения) в течение определенного периода (например, летом). Получаемые при этом характеристики грунтов (например, прочностных или деформационных свойств) обрабатываются известными способами с целью получения значений расчетных параметров, которые затем используются при проектировании сооружений. Однако, строго говоря, эти данные (характеристики) отражают состояние грунта лишь на момент его испытаний (изысканий) — в летний период. Нет никакой гарантии, что со сменой сезона свойства грунтов весной, зимой или осенью останутся теми, которые заложены в проект и соответствующие расчеты. Отсюда могут возникать и возникают различные катастрофические последствия. Можно возразить, что в расчетные показатели закладываются определенные коэффициенты запаса, которые как раз и учитывают эти сезонные и иные изменения. Но специальных исследований на этот счет никем не проводилось, методик расчета коэффициента запаса, учитывающего сезонные колебания состояния и свойств грунтов, также не существует. Более того, в разных инженерно-геологических условиях эти колебания будут весьма различны даже для одного и того же вида грунта.

Динамику изменения свойств грунтов следует рассматривать в самом широком смысле. По сути, любое свойство данного грунта, характеризуемое тем (теми) или иным (иными) показателем (показателями), в зависимости от условий существования грунта будет меняться в определенном диапазоне. Выявить эти диапазоны для разных грунтов и разных показателей свойств — важнейшая теоретическая задача, имеющая к тому же и огромное практическое значение.

Таким образом, закономерности динамики состава, строения, состояния и свойств различных грунтов изучены к настоящему времени крайне неравномерно и явно недостаточно. Это обусловлено рядом причин: 1) сложностью предмета исследования, т. к. подобные исследования должны проводиться в грунтовых массивах, т. е. в натурных условиях; 2) отсутствием методик режимных наблюдений за грунтами или систем мониторинга; 3) недостатками нормативно-методических документов изысканий. Кардинальное решение этих вопросов могла бы дать организация специализированных систем мониторинга грунтов, которые пока в России также слабо разрабатываются и медленно внедряются в практику. Однако даже при ее организации эта задача не может быть решена «мгновенно», она требует длительной и систематической разработки больших коллективов ученых инженер-геологов.

Задача 2–3. *Разработать прогноз динамики развития всего многообразия грунтов и слагаемых ими толщ под влиянием эволюции природы и в связи с инженерно-хозяйственной деятельностью человека.*

Данная задача тесно связана с решением предыдущей, поскольку составление надежных прогнозов возможно лишь в том случае, когда поняты и изучены закономерности самой динамики всего многообразия свойств грунтов. В соответствии с этим, необходима разработка и обоснование методики составления количественных прогнозов динамики изменения состава, строения, состояния и свойств грунтов.

Задача 2–4. *Изучить историю формирования и создать логико-графические модели формирования свойств грунтов различных классов (скальных, дисперсных, мерзлых) разных генетических типов (магматических, метаморфических, осадочно-вулканогенных и особенно осадочных — морских, аллювиальных, ледниковых и др.) применительно к конкретным инженерно-геологическим структурам и в общетеоретическом плане (эти исследования требуют применения методов абсолютного датирования, изотопии и спорово-пыльцевых исследований при изучении опорных инженерно-геологических разрезов).*

Задача 2–5. *Создать на основе накопленных данных завершенные частные и общую теории формирования состава, строения, состояния и свойств грунтов (первые — частные теории — должны описывать формирование названных особенностей грунтов строго определенных генетических, литологических и других типов, а общая теория должна отражать главные черты формирования всего глобального многообразия грунтов).*

Таким образом, решение указанных выше пяти научных задач позволит подойти и к решению проблемы формирования свойств грунтов в целом.

Важной отличительной чертой развития современного грунтоведения является его ориентация не только на решение сугубо инженерно-геологических задач, но и на решение геоэкологических или, точнее, эколого-геологических задач. Грунт является одним из компонентов биогеоценозов или экосистем, важной частью эколого-геологических систем. В этой связи перед грунтоведением выдвигается проблема эколого-геологической оценки роли тех или иных грунтов в формировании эколого-геологических условий территорий, роли грунтов в состоянии эколого-геологических систем и т. п. Это ставит перед грунтоведением новую проблему — эколого-геологическую.

Проблема 3 (эколого-геологическая). *Какова роль грунтов в обеспечении состояния экосистем и эколого-геологических условий?*

Решение этой проблемы позволит подойти и к решению важных глобальных экологических проблем, с которыми сталкивается человечество в настоящее время. Отличительными особенностями глобальных проблем являются следующие черты:

– они порождены деятельностью мирового сообщества в целом; нуждаются в неотложных и эффективных решениях;

– угрожают гибелью всему человечеству;

– требуют коллективных усилий всех землян.

Одной из таких глобальных экологических проблем является следующая: как предотвратить катастрофическое загрязнение окружающей среды на Земле, постоянно увеличивающееся в связи с развитием человеческой цивилизации, следствием которого является снижение биоразнообразия на Земле, грозящее и вымиранием человека? Как видим, решение этой глобальной проблемы зависит от усилий человечества в разных областях политики, науки, промышленности, экономики и т. п. [9]. Однако без усилий в области геоэкологии, экологической геологии ее успешно не решить. Свой вклад в это общее дело должно внести и грунтоведение, решая вышеуказанную эколого-геологическую проблему. Для этого можно выделить следующие научные задачи.

Задача 3–1. *Изучить экологическую роль компонентов грунтов.*

Твердые, жидкие и газообразные компоненты грунтов оказывают определенное влияние на состояние экосистем, однако закономерности этого влияния еще не выяснены. Не менее важную, а возможно и большую роль, играет и биотическая (живая) составляющая грунтов. Она должна рассматриваться двояко: 1) как возможный биоиндикатор состояния экосистемы (или эколого-геологической системы); 2) как фактор изменения, развития и эволюции данной экосистемы (или эколого-геологической системы).

Задача 3–2. *Разработать теорию влияния грунтов на состояние экосистем и эколого-геологические условия.*

Решение этой задачи позволит вплотную подойти к разработке вышеуказанной эколого-геологической проблемы.

Задача 3–3. *Разработать теорию очистки грунтов от токсичных загрязнений и их экологической рекультивации и восстановления.*

Эта задача, наряду с теоретическим, имеет и огромное практическое значение, поскольку ее решение позволит разработать промышленные технологии очистки грунтов от загрязнений на техногенно-нарушенных и загрязненных территориях с целью их экологического восстановления.

Нормативно-методические проблемы грунтоведения

Наряду с вышеуказанными научными проблемами современного грунтоведения следует отметить и важные методологические и методические проблемы. Среди них важная роль принадлежит разработке нормативно-методических вопросов грунтоведения, включая обоснование различных нормативных документов, которыми пользуются изыскатели. Они имеют в конечном итоге прикладную направленность, однако их решение строится на теоретической основе грунтоведения.

Нормативно-методическая проблематика грунтоведения очень обширна и требует специального рассмотрения. Здесь же выделим лишь одну актуальную проблему нормативно-методического характера.

Проблема 4. *Как разработать методику перехода от параметров свойств грунтов, изучаемых в образце, к расчетным показателям этих свойств в массиве?*

По мнению А. И. Шеко [21], высказавшего эту проблему в 1996 г., данная прикладная проблема останется одной из основных в грунтоведении первой половины XXI века. Для ее реализации необходимо решить следующую задачу.

Задача 4–1. *Обосновать методику перехода от параметров свойств грунтов, определяемых в образце, к расчетным показателям этих свойств в массиве.*

Решение этой задачи, на наш взгляд, не сводится только к учету масштабного эффекта (хотя сама проблема масштабного эффекта в грунтах тоже пока еще не решена), а затрагивает более общую проблему — оценки эмерджентности свойств грунтового массива, как сложной системы. Таким образом, можно сформулировать отдельную задачу, связанную с этим.

Задача 4–2. *Разработать методику оценки свойств массива грунтов для инженерно-геологических целей.*

Решение этой задачи возможно на основе системного анализа и современных достижений в области теории систем.

Проблемы космического грунтоведения

Современные интересы человечества не замыкаются на освоении Земли, а все более простираются на ближайшие космические тела, прежде всего Луну и Марс. Их освоение невозможно без знаний о грунтах, слагающих поверхностные горизонты. С первыми полетами на Луну в 60–70-е годы прошлого века возникло «лунное грунтоведение». С посадками на Марс автоматических космических аппаратов, включая марсоходы, началось активное изучение грунтов Марса, формируется «марсианское грунтоведение» и т. п. В наши дни можно говорить о космическом грунтоведении как новом научном направлении грунтоведения [1]. Актуальность проблем космического грунтоведения очевидна и все более возрастает. Среди них пока можно выделить одну самую главную.

Проблема 5. *Каковы инженерно-геологические условия и особенности поверхностных отложений Луны, Марса, Фобоса, Венеры, Меркурия и др. небесных тел, влияющие на посадку автоматических космических аппаратов, пилотируемых космических кораблей и строительство на них космических станций?*

Пока данная проблема в основном является открытой, несмотря на обширную новую информацию о грунтах разных небесных тел, получаемую с различных посадочных аппаратов. С полетами человека на Луну (американская программа «Аполлон 11–17» 1969–1972 гг.) и работой там автоматических станций, созданием луноходов и т. п. возникло «лунное грунтоведение» (или «грунтоведение Луны») — первое научное направление в области инженерной геологии планет, инициаторами которого были советские исследователи. Тем не менее, даже после посадки астронавтов на Луну, инженерно-геологические условия этого спутника Земли изучены явно недостаточно, многие районы Луны вообще не посещались автоматическими аппаратами, и их грунты остаются неисследованными. Пока в какой-то мере изучены лунные грунты лишь самого верхнего слоя, но практически нет информации об инженерно-геологических особенностях лунных грунтов более глубоких горизонтов в разных районах этого спутника Земли. Отсутствуют надежные сведения об экзогенных геологических процессах на Луне, их региональных закономерностях развития и т. д.

Мы всё больше и больше получаем новой информации о грунтах Марса и развитии на нем различных эндогенных и экзогенных геологических процессов. На наших глазах происходит становление грунтоведения Марса. Однако в целом инженерно-геологические особенности Марса и его спутников (Фобоса и Деймоса) остаются практически не изученными. В то же время начавшиеся в США и России программы подготовки пилотируемого полета на Марс, разработка международного космического проекта такого полета требуют более точной и более надежной информации об инженерно-геологических условиях этой планеты.

Не менее актуальны вопросы инженерно-геологических условий поверхности Венеры, Меркурия, а также других космических тел — спутников, крупных астероидов и т. п., на которые уже запускаются автоматические посадочные аппараты или готовятся соответствующие проекты.

Решение указанной проблемы в целом может быть достигнуто лишь путем создания нового научного направления — «инженерной геологии космических тел», или «космической инженерной геологии» (вариант названия — «инженерная планетология») [1], в рамках которой объединились бы инженерно-геологические исследования различных планет, их спутников, астероидов и др. космических тел с целью их освоения. Космическая инженерная геология в будущем, несомненно, станет важной составной частью сравнительной планетологии или геологии космических тел.

Пока создаются и развиваются лишь отдельные научные разделы космической инженерной геологии. Однако уже сейчас, по нашему мнению, можно обозначит эти основные разделы. К ним относятся: 1) космическое грунтоведение — направление космической инженерной геологии, изучающее грунты различных космических тел с целью их освоения; 2) космическая инженерная геодинамика — направление космической инженерной геологии, изучающее все многообразие эндогенных и экзогенных геологических процессов; 3) космическая региональная инженерная геология — направление космической инженерной геологии, изучающее региональные закономерности формирования инженерно-геологических условий космических тел с целью их освоения.

Из вышеуказанной проблемы 5 вытекают следующие актуальные, но пока не решенные задачи космического грунтоведения.

Задача 5–1. *Изучить грунтовые условия (инженерно-геологические особенности грунтов) Луны, Марса, Фобоса, Венеры, Меркурия и др. небесных тел с целью обеспечения благополучной посадки космических аппаратов и пилотируемых космических кораблей, строительства космических станций.*

Задача 5–2. *Смоделировать и создать в земных условиях грунты-аналоги поверхностных отложений различных небесных тел — Луны, Марса и др. с целью разработки автоматических космических посадочных аппаратов и пилотируемых космических кораблей.*

Решение данной задачи тесно связано с предыдущей, т. к. оно возможно только при получении достоверной информации о составе, строении, состоянии и свойствах грунтов поверхностных отложений изучаемых космических тел. Имея эту информацию, подобрать на Земле соответствующие природные грунты-аналоги или создать искусственные грунты-аналоги с заданными свойствами не так уж сложно. Эта задача уже относительно успешно решается при создании грунтов-аналогов Луны и Марса, однако для других космических тел создание грунтов-аналогов пока проводится с низкой долей вероятного соответствия их оригиналу.

Не менее трудный вопрос представляет моделирование на Земле «работы» созданного грунта-аналога в соответствующих космических условиях, т. е. при наличии невесомости, глубокого вакуума, широкого спектра колебания низких и высоких температур, действии радиации и т. п. Задачи 5–1 и 5–2 должны решаться в рамках выше обозначенного космического грунтоведения.

Заключение

Обзор проблематики современного грунтоведения показывает, что перед учеными стоят важные и трудные проблемы, без решения которых невозможно дальнейшее развитие этого базового направления инженерной геологии. Правильно сформулировать проблему и поставить задачи для ее решения — лишь необходимое начальное звено в цепи научных исследований. Но без этого звена невозможно дальнейшее продвижение науки.

В заключении остается выразить надежду, что изложенная проблематика еще раз привлечет внимание всех грунтоведов к разработке указанных актуальных задач.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Базовые понятия инженерной геологии и экологической геологии. 280 основных терминов / Под ред. В. Т. Трофимова. М.: ООО Геомаркетинг, 2012. 312 с.

2. Бондарик Г. К. Современная инженерная геология. Содержание, структуры, задачи. // Инженерная геология сегодня и завтра / Тр. Межд. научн. конф. 5–7 февраля 1996 г., Москва. М.: изд-во МГУ, 1996, с. 11–21.

3. Грунтоведение / Уч. под ред. Е. М. Сергеева. 3-е изд. М.: МГУ, 1971. 595 с.

4. Грунтоведение / Трофимов В. Т., Королёв В. А., Вознесенский Е. А. и др. // Уч. под ред. В. Т. Трофимова. 6-е изд., перераб. и доп. М.: изд-во МГУ, 2005. 1024 с.

5. Добреньков В. И., Осипова Н. Г. Методология и методы научной работы / Уч. пособие. М.: КДУ, 2009. 276 с.

6. Золотарёв Г. С. О некоторых современных проблемах инженерной геологии // Пути дальнейшего развития инженерной геологии / Мат-лы дискуссии 1-го Межд. конгресса по инж. геологии. М.: изд-во МГУ, 1971, с. 31–35.

7. Инженерная геология России. Т. 1. Грунты России / Под ред. Трофимова В. Т., Вознесенского Е. А. и Королёва В. А. М.: изд-во КДУ. 672 с.

8. Коломенский Н. В. Некоторые проблемы развития инженерной геологии // Пути дальнейшего развития инженерной геологии / Мат-лы дискуссии 1-го Межд. конгресса по инж. геологии. М., Изд-во МГУ, 1971, с. 36–40.

9. Королёв В. А. Актуальные эколого-геологические проблемы рационального недропользования в Российской Федерации // Геориск, 2010, № 2, с. 30–36

10. Ломтадзе В. Д. Инженерная геология, ее содержание и задачи // Пути дальнейшего развития инженерной геологии / Мат-лы дискуссии 1-го Межд. конгресса по инж. геологии. М.: изд-во МГУ, 1971, с. 70–79.

11. Охотин В. В. Грунтоведение. СПб.: Охотинское о-во грунтоведов, 2008. 231 с.

12. Поппер К. Р. Объективное знание. Эволюционный подход / Пер. с англ. М.: Эдиториал УРСС, 2002. 384 с.

13. Сергеев Е. М. Методологические основы грунтоведения // Вопросы инженерной геологии и грунтоведения. М.: изд-во МГУ, 1968, с. 5–16.

14. Сергеев Е. М. Еще раз об инженерной геологии // Пути дальнейшего развития инженерной геологии / Мат-лы 1-го Межд. конгресса по инж. геологии. М.: изд-во МГУ, 1971, с. 117–123.

15. Сергеев Е. М. Инженерная геология / Учеб., 2- изд. М.: изд-во МГУ, 1982. 248 с.

16. Теоретические основы инженерной геологии. Физико-химические основы / Под ред. акад. Е. М. Сергеева. М.: Недра, 1985, 288 с.

17. Трофимов В. Т. Современное состояние и новые теоретические задачи инженерной геологии как науки // Инж. геология, 2010, № 4, с. 6–17.

18. Трофимов В. Т. Содержание, структура и современные задачи инженерной геологии. Статья 1 // Вестн. Моск. ун-та. Сер. Геология. 1996, № 6, с. 3–15.

19. Трофимов В. Т. Содержание, структура и задачи инженерной геологии. Статья 2 // Вестн. Моск. ун-та. Сер. Геология. 1997. № 2, с. 3–12.

20. Трофимов В. Т. Теоретические аспекты грунтоведения. М.: изд-во МГУ, 2003. 114 с.

21. Шеко А. И. Инженерная геология первой половины XXI века / Тр. Межд. научн. конф. 5–7 февраля 1996 г., Москва. М.: изд-во МГУ, 1996, с. 76–80.

УДК 624.131.1

КОМПЛЕКСНАЯ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКАЯ ОЦЕНКА УСТОЙЧИВОСТИ ВОДОНАСЫЩЕННЫХ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ КАК ОСНОВАНИЯ СООРУЖЕНИЙ РАЗЛИЧНОГО НАЗНАЧЕНИЯ

© 2013 г. Р. Э. Дашко, Я. А. Карпова

Национальный минерально-сырьевой университет «Горный»,
199106, Санкт-Петербург, В. О., 21-я линия, д. 2
regda2002@mail.ru

В статье дан анализ возможного преобразования состава, состояния и физико-механических свойств водонасыщенных глинистых грунтов под действием различных факторов: давления, температуры, изменения физико-химических и биохимических условий. Рассмотрены две модели глинистых грунтов: тонкодисперсная и трещиновато-блочная среда в зависимости от степени их литифицированности. Для тонкодисперсных глинистых грунтов предложен градиент начала фильтрационной консолидации, позволяющий корректно оценивать возможность протекания этого процесса. Рассмотрено влияние температуры на развитие деформаций в глинистых разностях. Проанализировано влияние изменения физико-химической и биохимической обстановки, формирующейся в период эксплуатации сооружений различного назначения на состояние физико-механических свойств грунтов. Рассмотрено взаимодействие стоков с различной минерализацией с толщей глинистых разностей и выделено пять типов набухания грунтов и их усадка в зависимости от активности протекания осмотических и диффузионных процессов. Показано негативное влияние микробиологической деятельности на прочность и деформируемость глинистых грунтов в основании сооружений различного назначения.

Введение

Обеспечение длительной устойчивости сооружений является первостепенной задачей при их проектировании, строительстве и эксплуатации. Анализ аварийных ситуаций сооружений показывает, что большая часть из них происходит вследствие развития неравномерных деформаций в грунтах основания. Оценку неравномерности деформирования особенно важно производить при возведении промышленных и гражданских зданий, объектов высотного строительства, а также при реконструкции исторических памятников архитектуры, поскольку нарушение целостности может привести к их постепенному разрушению, что влечет за собой значимые экологические, экономические и исторические потери.

Основной задачей инженерно-геологической оценки устойчивости оснований сооружений является прогноз возможного преобразования компонентов подземного пространства (грунтов, подземных вод, подземных конструкций, газовой составляющей и микробиоты) в период строительства и эксплуатации проектируемых сооружений. В этой связи становится необходимым моделирование наиболее неблагоприятных условий, воздействующих на устойчивость сооружений различного назначения, с целью обеспечения надежности и длительности их функционирования (Р. Э. Дашко, 1986, 1999, 2003).

Из приведенной схемы на рис. 1 следует, что возведение сооружений с различной технологией их функционирования оказывает многофакторное воздействие на инженерно- геологические условия застраиваемой территории. Оценка деформируемости глинистых грунтов основания и, соответственно, сооружения должна определяться как сумма деформаций, развивающихся под действием различных техногенных факторов: внешнее давление, температура, взаимодействие грунтов с утечками различного состава из систем водоотведения, активизация или подавление деятельности микроорганизмов.

$$S = S_H^p \pm S_{фх}^p \pm S_{t^o}^p \pm S_{бх}^p,$$

где S_H^p - деформация, вызванная изменением напряженного состояния грунтов в основании; $S_{t^o}^p$ — деформация, определяемая изменением температурного режима в ходе эксплуатации сооружения; $S_{фх}^p$ и $S_{бх}^p$ — деформации, обусловленные изменением состава, состояния и свойств грунтов основания при физико-химическом и химическом взаимодействии с различными стоками, а также деятельностью микроорганизмов.

Анализ воздействия фактора давления на водонасыщенные глинистые грунты в зависимости от степени их литификации

При рассмотрении фактора давления от веса возводимого здания, в основании которого залегают глинистые отложения, необходимо учитывать степень их литифицированности и величины действую-

Рис. 1. Схема систематизации и воздействия факторов, влияющих на устойчивость основания сооружения

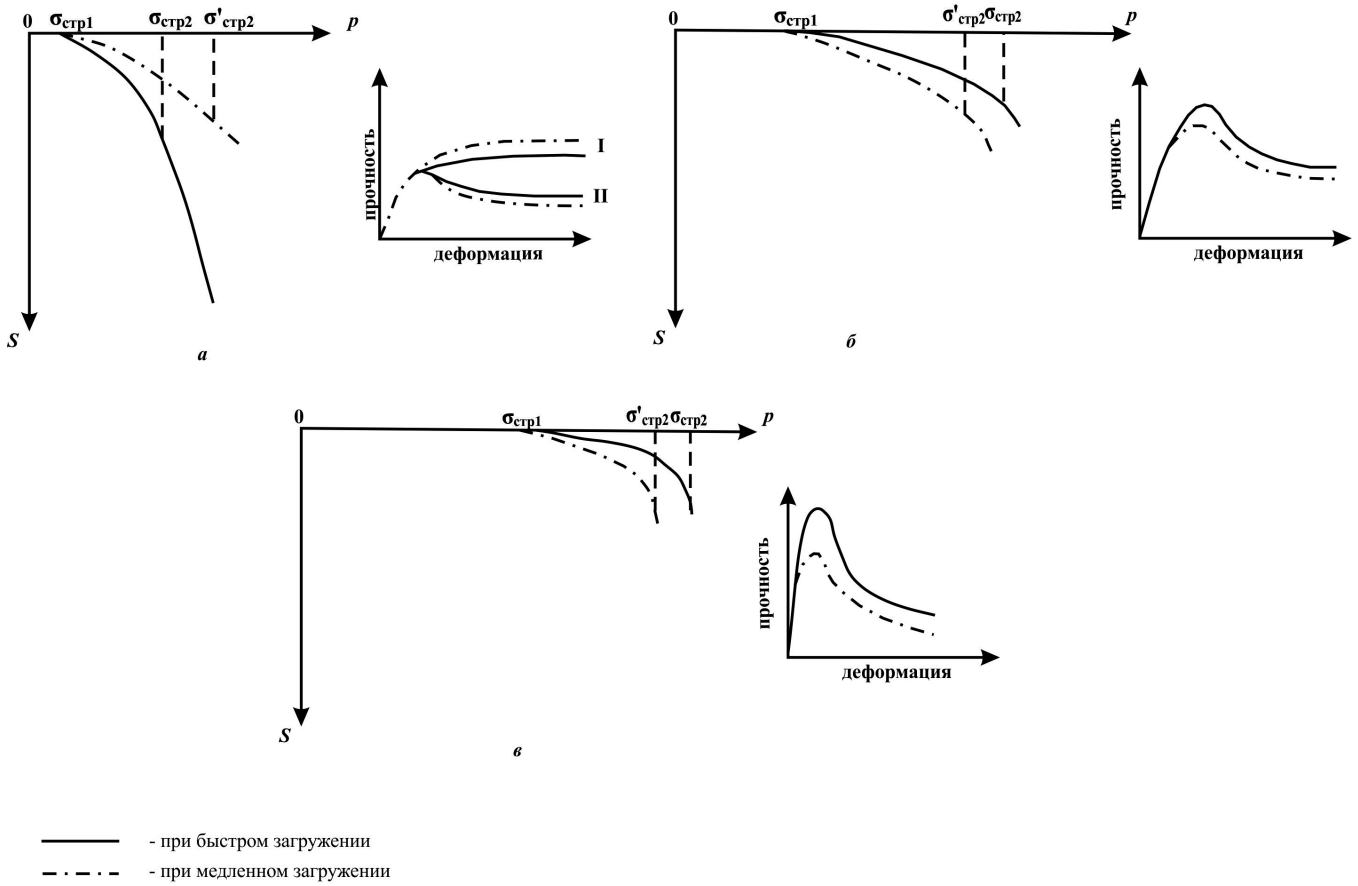


Рис. 2 – Изменение величины $\sigma_{стр1}$ и $\sigma_{стр2}$ в зависимости от степени литификации глинистого грунта:
а – малая; б – средняя; в – высокая;
I – при отсутствии цементационных связей; II – при наличии жестких (цементации) связей.

щих давлений. При этом в практике инженерно-геологических исследований следует использовать два понятия структурной прочности глинистых грунтов: $\sigma_{стр1}$ и $\sigma_{стр2}$, где $\sigma_{стр1}$ — давление, соответствующее разрушению наименее прочных структурных связей, и $\sigma_{стр2}$ — давление, определяющее разрушение прочных структурных связей.

В зависимости от степени литификации глинистых разностей величины $\sigma_{стр1}$ и $\sigma_{стр2}$ имеют различные значения (рис. 2). Для глинистых грунтов малой степени литификации разрушение структурных связей происходит при сравнительно небольших давлениях, с учетом преимущественно их молекулярной природы, наименьшая и наибольшая величина структурной прочности будут мало отличаться друг от друга, за исключением глинистых грунтов неустойчивой консистенции с жесткими структурными связями (например — иольдиевые глины — quick-clay). В глинистых грунтах высокой степени литификации развиты преимущественно жесткие цементационные связи, в них также наименьшая и наибольшая величины структурной прочности незначительно отличаются друг от друга. Для глинистых разностей средней степени литификации диапазон давлений между двумя значениями структурной прочности наиболее отчетливо выражен, поскольку их прочность определяется разнородными по своей физической природе структурными связями.

Следует отметить, что на величину $\sigma_{стр2}$ оказывает влияние режим нагружения грунта (фактор времени, см. рис. 2). Наиболее отчетливо он проявляется в глинистых разностях малой степени литификации с молекулярным типом структурных связей, наименее — в литифицированных разностях.

На основании рассмотренных выше закономерностей необходимо вести анализ возможного развития деформаций в процессе строительства и эксплуатации различных наземных сооружений по двум возможным вариантам.

Первый, когда давление от веса сооружения ($p_{соор}$) равно или меньше, чем величина первой структурной прочности грунтов $\sigma_{стр1}$, ($p_{соор} \le \sigma_{стр1}$), что характерно для глинистых отложений средней и высокой степени литификации. В таком случае деформации определяются наличием и характером трещиноватости (закрытием трещин, перемещением блоков пород, уплотнением более слабых образований, заполняющих трещины), а также другими дефектами литифицированных грунтов в основании сооружения. Поэтому прогноз устойчивости зданий, возводимых на таких литифицированных разностях, должен опираться на данные, полученные при полевых исследованиях, обращая основное внимание на изменчивость показателей механических свойств от трещиноватости толщи.

Второй случай, когда давление от сооружения ($p_{соор}$) больше, чем величина структурной прочности $\sigma_{стр1}$, ($p_{соор} > \sigma_{стр1}$). Такое неравенство рассматривается для глинистых грунтов малой степени литификации, где характер и величина деформаций является следствием изменения влажности, плотности, а также перестройки сложения во времени под действием нормальных и касательных напряжений. Поэтому после разрушения структурных связей $\sigma_{стр1}$ основная часть давления воспринимается скелетом породы (структурными связями), за счет чего и развиваются деформации. В этом случае все деформации носят затухающий характер, которые замедляются ввиду перестройки сложения породы и тиксотропного восстановления нарушенных связей.

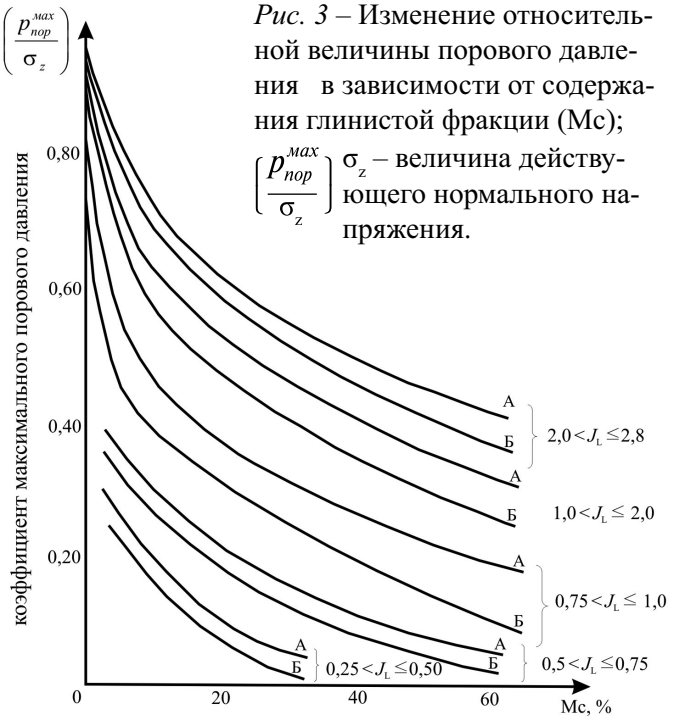


Рис. 3 – Изменение относительной величины порового давления в зависимости от содержания глинистой фракции (Мс); $\left(\frac{p_{пор}^{max}}{\sigma_z}\right)$ σ_z – величина действующего нормального напряжения.

Наличие слабых структурных связей в таких глинистых отложениях предопределяет необходимость рассмотрения вопроса о перераспределении внешнего давления между поровой водой и скелетом грунта. Характер изменения величины максимального порового давления ($p_{пор}^{max}$)[1] для глинистых грунтов зависит от ряда факторов: содержание глинистой фракции, ее минеральный состав, плотность и влажность грунтов, темпы роста давления, особенности работы грунта в основании сооружения (с возможностью или при отсутствии бокового расширения). На основании большого числа экспериментальных исследований глинистых грунтов различного гранулометрического состава были получены зависимости изменения коэффициента максималь-

1 Поровое давление замерялось с помощью иглодатчиков конструкции Д. М. Тартаковского.

Таблица 1

Значения коэффициента А для определения градиента начала фильтрационной консолидации ($I_{нфк}$) в глинистых грунтах

Степень литификации породы	Разности пород	
	пылеватые	непылеватые
малая	70–100	50–70
средняя	120–150	100–120

Таблица 2

Значения $I_{нфк}$ для основных типов грунтов четвертичного разреза

Степень литификации	Малая			Средняя		
Гранулометрический тип	супеси	суглинки	глины	супеси	суглинки	глины
Інфк	$\frac{25^*}{19}$	$\frac{35}{28}$	$\frac{80}{42}$	30	48	98

* в числителе — пылеватые; в знаменателе — непылеватые грунты для основных гранулометрических типов четвертичных отложений.

Таблица 3

Изменение показателей прочности глинистых грунтов в зависимости от температуры (по С. Р. Месчяну, 1978)

Влажность, %	Параметры прочности	Температура, °С			
		+14	+20	+30	+40
26,2	φ, град.	20,0	21,0	19,0	13,5
	с, МПа	0,092	0,070	0,065	0,070
34,1	φ, град.	16,3	15,0	–	9,30
	с, МПа	0,034	0,025	–	0,033

ного порового давления $\left(\frac{p_{пор}^{max}}{\sigma_z}\right)$ в зависимости от содержания глинистой фракции в грунте (рис. 3).

Максимальная величина порового давления позволяет определить действующий градиент напора ($I_Д$), который должен быть сопоставлен с градиентом начала фильтрационной консолидации ($I_{нфк}$), определяющий возможность уплотнения грунта за счет оттока воды. При этом следует отметить, что величина $I_{нфк}$ согласно опытным данным рассчитывается по формуле:

$$I_{нфк} = A\sqrt{M_c},$$

где коэффициент А зависит от типа глинистых отложений и степени их литификации (табл. 1); M_c — содержание глинистой фракции в грунте (в относительных единицах).

Нарушение сложения грунта приводит к снижению коэффициент А в среднем на 20 %.

В табл. 2 приведены значения градиентов начала фильтрационной консолидации ($I_{нфк}$).

В случае, когда $I_Д > I_{нфк}$, формируется две зоны по глубине: в верхней из них протекают деформации уплотнения за счет фильтрационной консолидации и ползучести скелета породы, а в нижней, где $I_{нфк} > I_Д$ фильтрация воды из глинистых разностей не происходит, и деформации могут развиваться только за счет ползучести скелета грунта и его бокового распора. При условии, что $I_Д < I_{нфк}$ в основании сооружения прослеживается только одна зона, где деформации протекают за счет ползучести скелета и глинистый грунт должен рассматриваться как квазиоднородная среда.

Мощность зоны фильтрационной консолидации определяется, исходя из величин действующих напряжений в основании сооружений, характера их распределения по глубине и градиента начала фильтрационной консолидации ($I_{нфк}$), который, в свою очередь, может быть установлен экспериментальным либо расчетным путем. На рис. 4 показано изменение мощности зоны фильтрационной консоли-

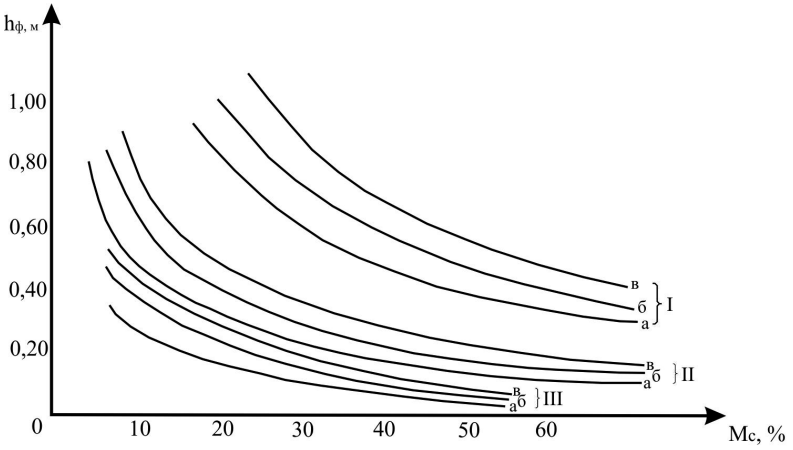


Рис. 4 – Изменение мощности зоны фильтрационной консолидации (hф) грунтов различной консистенции в зависимости от содержания глинистой фракции (Mc); I – 1,0 < JL < 2,0; II - 0,75 < JL ≤ 1,0; III - 0,5 < JL ≤ 0,75. Нормальное напряжение (σz): а – 0,1 МПа; б – 0,15 МПа; в – 0,2 МПа.

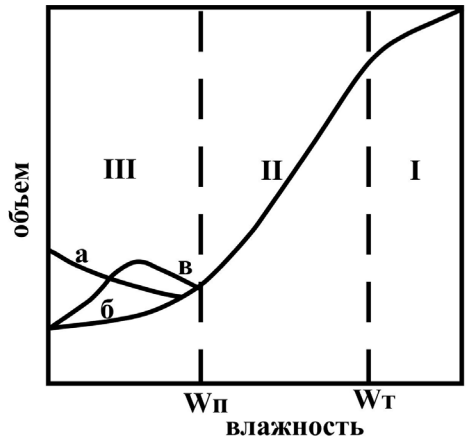


Рис. 5 – Изменение объема глинистых отложений при усадке [4]
Стадии усадки: I – замедленная; II – нормальная; III – остаточная; а - для глин каолинитового состава; б – для глин гидрослюдистого состава; в – для глин монтмориллонитового состава.

дации ($h_ф$) в зависимости от содержания глинистой фракции и величины действующих напряжений ($σ_z$).

Проанализировав характер изменения мощности зоны фильтрационной консолидации в зависимости от содержания глинистой фракции, можно сделать вывод о том, что только в супесях неустойчивой консистенции она может играть какое-либо практическое значение, в то же время для суглинков и глин мощность этой зоны значительно меньше 0,5 м, а для пылеватых глинистых отложений практически отсутствует. Следовательно, процесс фильтрационной консолидации будет наблюдаться только в супесчаных грунтах текучей и текучепластичной консистенций при напряжениях, превышающих 0,1 МПа. При исследовании глинистых отложений мягкопластичного состояния зона фильтрационной консолидации настолько мала, что не имеет практического значения; в этом случае глинистые отложения деформируются только за счет ползучести скелета с боковым распором. Поэтому основной схемой проведения опытов для определения показателей прочности и деформационной способности будет являться закрытая система испытания при консервации порового давления и возможности бокового расширения в приборах трехосного сжатия.

В соответствии с вышеизложенным, становится понятным, что скорость и характер развития деформирования водонасыщенных глинистых отложений определяется физическим взаимодействием их твердой и жидкой фаз, преобразованием структуры поровой воды и действующим градиентом напора.

Влияние температуры на деформируемость и прочность глинистых грунтов

Дополнительным фактором, приводящим к развитию деформаций в основании зданий, является их температурный режим, формирующийся под воздействием застройки территории и тепловыделения сооружений. При этом анализ степени влияния температурных условий на состояние и физико-механические свойства водонасыщенных глинистых отложений в основании необходимо проводить по двум направлениям: 1) исследование понижения или повышения температуры грунтов в основании сооружения в ходе его эксплуатации; 2) изучение передвижения поровой влаги под действием температурного градиента.

Исследования Р. С. Зиангирова, по влиянию положительных температур на изменение физико-механических свойств водонасыщенных глинистых грунтов, позволили установить необходимость учета следующих условий: 1) испарение воды из глинистого грунта отсутствует в том случае, когда фундаменты сооружения находятся ниже уровня грунтовых вод; 2) при повышении температуры происходит испарение воды из грунта при залегании капиллярной бахромы грунтовых вод ниже подошвы фундамента [1].

Изучение влияния колебания температуры на изменение прочности и деформируемости глинистых грунтов различной степени литификации проводилось на образцах каолинитового суглинка и смеси суглинка со среднезернистым песком в состоянии их полного водонасыщения. Такой эксперимент позволил установить температурную деформацию в интервале от 0 до 20°С с последующей трансформацией сложения грунтов. Для глинистых отложений мономинерального состава нарушенного сложения, влажность которых была выше предела текучести, при увеличении температуры от 20°С до 40°С отмечалось повышение сжимаемости на 10 %, а в интервале температур 20–70°С — до 20 % [2, 4, 5, 6]. Кроме

Таблица 4

Критический градиент напора для моделей трещиноватых пород при различных размерах их блоков (Е. Е. Керкис, 1975)

Коэффициент фильтрации, м/сут	Критический градиент напора при размере блоков, м		
	0,1	1,0	10
1	30	3	0,3
10	3	0,3	0,03

того, рост температуры грунтов вызывает снижение их прочности, однако изменение параметров трения и сцепления происходит по-разному ввиду сложности процессов, которые происходят в глинистых отложениях при увеличении температуры и изменении взаимодействия между глинистыми частицами и их агрегатами за счет преобразования структуры воды при повышении температуры (табл. 3).

Рост температуры способствует увеличению степени ориентированности глинистых частиц при уплотнении, причем наиболее активно этот процесс протекает в начальный период уплотнения при высокой исходной влажности глинистого грунта [7]. Следует отметить, что повышение температуры при возможности испарения воды в основании сооружения приводит к развитию термоусадочных деформаций, характеризующихся значительной неравномерностью. При прочих равных условиях более гидрофильные глины характеризуются меньшей термоусадкой. Р. С. Зиангиров выделяет три стадии термической усадки водонасыщенного глинистого грунта: 1) замедленная; 2) нормальная; 3) остаточная (рис. 5) [4]. На первой стадии при влажности выше предела текучести наблюдается некоторое замедление испарения воды из глинистых разностей, что объясняется влиянием структурных связей, которые являются фактором, тормозящим развитие любых деформаций на стадии усадки, когда процесс испарения воды идет с постоянной скоростью. При постепенном удалении воды из глинистых отложений, содержащих значительное количество тонкодисперсных высокоактивных фракций, существенно возрастают силы взаимного притяжения между частицами, что приводит к дополнительному уплотнению и упрочнению глинистых грунтов — стадия нормальной усадки. На этой стадии идет формирование нового типа структурных связей. В связи с этим изменение объема грунта резко замедляется и при влажности ниже влажности усадки наблюдается третья стадия — остаточная усадка, величина которой не превышает 2–3 % от общей усадки, и ее характер зависит от начальной плотности грунта и его минерального состава.

Второе направление включает изучение процессов влагопереноса под действием температурного градиента, определяемого как разность температур непосредственно в основании сооружения и за его пределами, причем передвижение жидкой фазы при существовании разницы температур для водонасыщенных глинистых грунтов осуществляется только путем термоосмотического и термодиффузионного переноса. Термоосмотическое передвижение поровой влаги под действием градиента температур определяется ее энтальпией. Термодиффузионное перемещение жидкости объясняется трансляционным движением молекул воды, интенсивность которого возрастает с увеличением температуры [Керкис, 1975]. Результирующая скорость влагопереноса будет складываться из суммы перечисленных выше составляющих. В пористых телах эти процессы довольно трудно разделить, и для практических целей явление термовлагопереноса часто характеризуют как единый процесс, именуемый термоосмотическим движением. Для характеристики скорости этого процесса используют уравнение [1]:

$$V_o = \chi \frac{\nabla T}{T},$$

где V_o — скорость термоосмоса, χ — коэффициент термоосмоса; ∇T — температурный градиент, T — средняя температура. Интенсивность термоосмотического процесса и направление движения влаги будут определяться абсолютной величиной и знаком коэффициента термоосмоса. Экспериментально было доказано, что скорость термоосмоса находится в прямой зависимости от величины градиента температуры и размера пор. При температуре более 55°С, когда вода превращается в бесструктурную жидкость, термоосмос практически прекращается, что подтверждает зависимость термоосмоса от структурных особенностей поровой воды.

Коэффициент термопереноса зависит также от величины влажности, при возрастании которой выше максимальной гигроскопичности наблюдается резкое увеличение этого коэффициента до влажности на пределе пластичности. Дальнейший рост влагосодержания сначала приводит к плавному увеличению коэффициента термоосмоса, а затем к резкому падению. Из вышесказанного следует, что наиболее интенсивно термовлагоперенос проходит в глинистых отложениях высокой и средней степени литификации и в меньшей степени — в малоуплотненных, за исключением глинистых грунтов с высоким содержанием тонкодисперсных фракций.

Кроме того, процессы термовлагопереноса, особенно при наличии зоны промерзания в верхней части разреза основания зданий и сооружений, значительно интенсифицируют пучение грунтов, способствуют развитию неравномерного подъема несущих конструкций наземных сооружений.

Воздействие физико-химических факторов на процессы набухания и усадки глинистых грунтов

Как уже отмечалось ранее, прогноз устойчивости сооружений зависит не только от показателей свойств пород при действии основного фактора — давления, дополнительного — температуры, но и определяется влиянием физико-химической и биохимической обстановки, формирующейся в процессе эксплуатации сооружений при наличии утечек из систем водоотведения, влиянии болот, а также грунтов, содержащих органическую компоненту (см. рис. 1).

Основным моментом при рассмотрении условий физико-химического взаимодействия утечек различного состава с водонасыщенными глинистыми отложениями является анализ механизма их проникновения в толщу грунтов, прежде всего наличие или отсутствие в них трещиноватости.

Наличие трещиноватости в толще глинистых грунтов должно оцениваться с точки зрения раскрытости трещин, их заполнителя, а также размера блока. Эти характеристики определяют интенсивность режима движения стоков как по вертикали, так и по горизонтали. Как показывают наблюдения и экспериментальные исследования, при раскрытии трещин более 1,5 мм в естественных условиях могут возникнуть отклонения от ламинарного движения, описываемого законом Дарси. С ростом размеров блоков критический градиент напора, который определяет отклонение от закона Дарси, значительно уменьшается (табл. 4).

Многочисленные исследования движения воды в трещиноватых глинистых грунтах позволяют сделать вывод о том, что ламинарное движение воды в таких литифицированных разностях при градиентах, меньших единицы, будет наблюдаться при раскрытии трещин более 0,5 мм (Е. Е. Керкис, 1975). При раскрытии трещин менее 0,5 мм движение воды по трещинам резко замедляется, поскольку начинает сказываться действие капиллярных, а также поверхностных сил. При волосных трещинах, сопоставимых с размером пор, породы характеризуются практически нулевой водоотдачей, и в этом случае движение воды в трещинах может происходить только в условиях преодоления начального градиента напора.

В зависимости от ширины раскрытия трещин выделяются три модели взаимодействия стоков с глинистыми грунтами.

Первая модель — раскрытие трещин более 1,5 мм способствует достаточно быстрому опусканию сточных вод до глубины, где глинистые грунты могут рассматриваться как водоупор. С течением времени наблюдается постепенный подъем уровня подземных вод, который будет интенсифицировать физико-химические и биохимические преобразования блоков глинистых отложений при их взаимодействии с техногенными водами. В этом случае на начальном этапе эксплуатации сооружения необходимо рассматривать конвективное движение стоков в толще глинистых грунтов.

Второй вариант модели — раскрытие трещин от 0,5 до 1,5 мм. Движение фильтрующихся стоков замедляется, что сказывается на характере их взаимодействия с глинистыми грунтами. При этом возникает возможность значительного преобразования глинистых разностей уже на начальном этапе проникновения техногенных вод в толщу основания.

В третьем варианте модели уменьшение степени раскрытия трещин до 0,5 мм и менее приводит к резкому снижению скорости движения стоков. Конвективный характер движения растворов еще более замедляется. Однако учитывая, что техногенные воды могут иметь более высокую плотность, по сравнению с неминерализованными подземными водами, их опускание в толщу будет происходить при весьма малых градиентах.

Дальнейшее уменьшение размера трещин до величин, сопоставимых с размером пор, предполагает рассматривать глинистую толщу как среду, обладающую только тонкой пористостью. Такая же модель должна рассматриваться применительно к глинистым грунтам, в которых отсутствует трещиноватость.

Рассмотрение модели глинистого грунта, обладающего только тонкой пористостью, предполагает знание начального градиента фильтрации грунтов ($I_н$) и его сравнение с действующим градиентом напора ($I_д$). При условии, что ($I_н$) $\geq$ ($I_д$), проникновение стоков будет происходить диффузионным путем за счет градиента концентраций техногенных вод и поровых растворов глинистых отложений. Если ($I_н$) $<$ ($I_д$), то наблюдается конвективное движение. При коэффициентах фильтрации глинистых разностей менее 10^{-5} м/сутки и градиентах напора, мало отличающихся от начального, скорости конвективного и диффузионного движения стоков становятся сопоставимыми, и механизм их перемещения следует рассматривать как диффузионно-конвективный.

Вместе с тем обеспечение длительной устойчивости сооружений различного назначения должно базироваться на анализе взаимодействия компонентов техногенных вод с вмещающими их отложениями и возможном преобразовании физико-механических свойств рассматриваемых грунтов. Такой учет следует проводить на основе уже рассматриваемых выше двух типов моделей: при наличии и отсутствии трещиноватости в толще грунтов.

Заполнение трещин в глинистых разностях более минерализованными растворами по сравнению с поровыми водами приводит к появлению диффузионно-осмотических процессов, основным моментом которых является прогноз возможности или отсутствия набухания, либо усадки отдельных блоков. Набухание блоков предопределяет постепенное смыкание трещин, уменьшение несущей способности грунтов в целом, усадка увеличивает степень раскрытия трещин, что также вызывает ослабление толщи и возможность их более глубокого проникновения в глинистые отложения. Усадка блоков глинистых грунтов происходит за счет процессов осмотического оттока влаги из них при существовании определенного градиента концентрации между фильтрующимся ($C_ф$) и поровым ($C_п$) растворами, при условии, что $C_ф > C_п$.

Концентрация фильтрующего раствора, при которой начинается усадка блоков глинистых грунтов, названа «порогом осмотической усадки» — $C_{поу}$. При $C_ф > C_{поу}$ происходит увеличение раскрытия трещин, при $C_ф \leq C_{поу}$ наблюдается неизменность либо постепенное закрытие трещин в процессе набухания блоков глинистых пород. Оценка «порога осмотической усадки» может быть выполнена по следующей эмпирической формуле:

$$C_{ПОУ} = \frac{B\sqrt{M_C}}{W - W_P},$$

где $C_{поу}$ — концентрация раствора в г/л («порог осмотической усадки»), выше которого начинается осмотическая усадка за счет оттока воды из породы; $M_с$ — содержание глинистой фракции в грунте в долях единицы; $W_р$ — влажность породы на пределе раскатывания; B — эмпирический коэффициент, зависящий от гранулометрического и минерального состава грунта; для глин гидрослюдистого состава он равен 14 ÷ 16, для суглинков — 10 ÷ 12.

На основании экспериментальных данных было установлено: 1) осмотические процессы, вызывающие уменьшение влагосодержания глинистых грунтов, начинают проявляться при влажности выше $W_р$; 2) по мере увеличения влажности (при $W > W_р$) значение градиента концентраций, отвечающее началу осмотической усадки для глинистых грунтов определенного гранулометрического и минерального состава, уменьшается; 3) градиент концентрации осмотической усадки при возрастании содержания глинистой фракции увеличивается.

Следует отметить, что глинистые грунты не являются полупроницаемыми средами (мембранами), поэтому наряду с осмотическим процессом (движение поровой воды из грунта в сторону высоких концентраций) происходит диффузия солей электролитов из минерализованных растворов в блок глинистого грунта. Постепенное накопление солей в грунте компенсирует в некоторой степени ее усадку при осмотическом обезвоживании.

Известно, что диффузионный поток вещества всегда направлен в сторону уменьшения концентрации и определяется первым законом Фика при воздействии постоянных градиентов концентрации:

$$Q_c = -D_M \omega_e \frac{dc}{dl},$$

где $Q_с$ — общий поток вещества; $\omega_е$ — расчетное сечение; $\frac{dc}{dl}$ — градиент концентрации; $D_м$ — коэффициент молекулярной диффузии в пористой среде, который определяется особенностями ее состава и состояния, а также физическими свойствами растворов. Если концентрация диффузионного вещества изменяется во времени, то этот процесс описывается вторым законом Фика (уравнением нестационарной диффузии) при непостоянном градиенте концентрации:

$$\frac{dc}{dl} = D_M \frac{d^2c}{dl}$$

В процессе диффузии наблюдается постепенное выравнивание концентраций солей в системе глинистые разности — фильтрующиеся стоки с различной минерализацией. Накопление солей в блоках глинистых отложений приводит к изменению их состояния и свойств, что должно быть учтено при проектировании сооружений, поскольку все эти процессы могут существенно повлиять на прочность и деформационную способность основания. Скорость чисто молекулярного диффузионного процесса достаточно мала, однако учитывая, что блоки глинистых грунтов могут иметь различные размеры от первых десятков сантиметров до метра и более, а сроки действия сооружения определяются десятками лет, этот процесс имеет определенный практический интерес.

Кроме механизма движения загрязняющих компонентов в толще грунтов необходимо рассмотрение их сорбции в глинистых грунтах. Сорбция компонентов стоков происходит на поверхности частиц водонасыщенных отложений и, по существу, является адсорбцией. Интенсивность сорбции определяется минеральным, гранулометрическим составом глинистого грунта, степенью ее сцементированности, природой сорбирующего компонента, его миграционной формой, концентрацией pH и температурой вод.

Для глинистых минералов и слюд установлен следующий ряд постепенного снижения их сорбционной способности: монтмориллонит > нонтронит > иллит > каолинит≈мусковит > биотит. Ожелезнение природных сорбентов, таких как кварц, глинистые минералы, способствует повышению их сорбционной способности. На сорбционную способность существенное влияние оказывает pH среды. С пони-

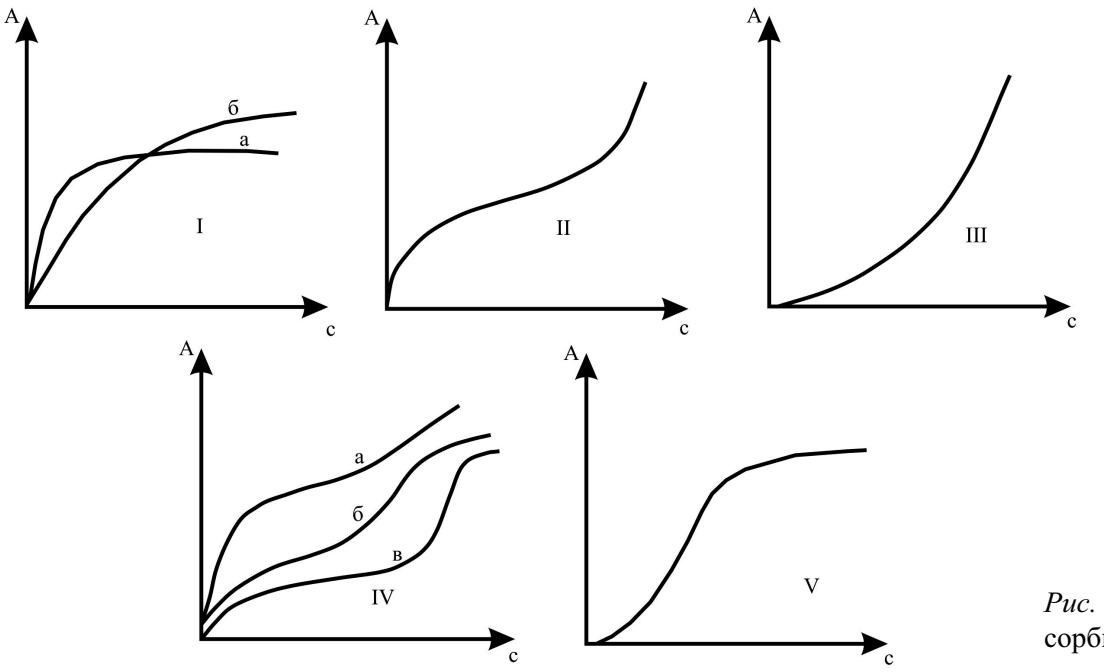


Рис. 6 – Изотермы сорбции по БЭТ [8]

жением pH (<7) увеличивается сорбция анионов, с повышением pH (>7) активно сорбируются катионы (Тютюнова и др., 1978). В нейтральных растворах сорбция анионов и катионов снижается, с ростом концентрации фильтрующихся растворов увеличивается и сорбционная способность грунтов.

Установлено, что кинетику сорбции улучшает повышение температуры, а снижение активности сорбции наблюдается при увеличении размера зерна сорбента. Сорбционные процессы оказывают свое влияние на скорость протекания процессов загрязнения: чем более тонкодисперсен грунт, тем быстрее происходит накопление поллютантов в нем. При этом диффузия компонентов является регулирующим процессом, выравнивающим концентрации фильтрующихся (внешних) и поровых растворов в глинистых грунтах. По мере уплотнения грунта и уменьшения объема пор его сорбционная способность снижается.

Основные сведения о сорбционных свойствах материала и характере сорбции в нем определенных веществ могут быть получены из изотермы сорбции, характеризующей зависимость сорбционной способности материала A от концентрации сорбируемого компонента с при постоянной температуре A = f(c). В настоящее время выделяется пять основных типов изотерм сорбции (рис. 6) [6]. Выпуклые участки изотерм I, II и IVа типов указывают на преобладание в сорбенте тонких пор, изотермы II, IVб и IVв говорят о неоднородном характере порового пространства — наличии тонких и более крупных пор, причем изотерма IVв характеризует более крупнопористый материал по сравнению с изотермой IVб. Изотермы III и V типов встречаются достаточно редко и определяют сильное межмолекулярное взаимодействие в веществе сорбента. В общем виде изотермы сорбции описываются одним из следующих уравнений [8]: Лэнгмюра: $A = \frac{ac}{1+вc}$; Фрейндлиха: $A = K_ф C1/n$; Генри: $A = КгС = 1/βc$, где A — равновесное количество компонента, сорбированного грунтом; C — равновесная концентрация в растворе; а и в — эмпирические коэффициенты сорбции уравнения Лэнгмюра; $K_ф$ и $K_г$ — коэффициенты сорбции уравнений Фрейндлиха и Генри; β — коэффициент распределения, n — эмпирический коэффициент уравнения Фрейндлиха.

При прогнозе осмотических процессов необходимо учитывать интенсивность их протекания в различных типах глинистых грунтов в зависимости от их исходного физического состояния, гранулометрического и минерального состава.

На основе анализа сорбционной способности глинистого грунта, а также соотношения активности протекания осмотических и диффузионных процессов профессором Р. Э. Дашко было выделено и проанализировано пять типов набухания, каждый из которых протекает при строго определенных условиях. Следует отметить, что влажность набухания ($W_н$) обычно определяется при условии равенства концентраций растворов $C_ф = C_п$ и составляет (0,5 ÷ 0,7) $W_т$ ($W_т$ — влажность на пределе текучести). Вполне понятно, что набухание пород проявляется, когда нормальные напряжения, действующие в основании сооружения, меньше, чем давление набухания.

Первый тип — диффузионное набухание глинистых грунтов. Этот тип набухания характерен для отложений, в которых естественная влажность (W_e) больше или равна максимальной влажности набухания ($W_{наб}$) $W_e \geq W_{наб}$ при условии, что $C_ф > C_п$. Под действием минерализованных растворов отмечается набухание глинистых от-

ложений при влажностях, существенно превышающих значение $W_{наб}$. Интенсивность процесса диффузионного набухания будет определяться составом и концентрацией фильтрующегося раствора, влажностью глинистого грунта, давлением диффузионного набухания. Ускорение процесса диффузионного набухания отложений возрастает по мере перехода от растворов, содержащих одновалентные ионы к двухвалентным, которые являются в наибольшей степени гидратированными. К примеру, ион Na^+ «несет» только шесть молекул воды, в то время как с двухвалентными кальцием и магнием переносятся восемнадцать и пятьдесят четыре молекулы воды соответственно [9]. Таким образом, наибольшее диффузионное набухание будет фиксироваться при взаимодействии глинистых грунтов с растворами двухвалентных и трехвалентных ионов по сравнению с одновалентными в следующей последовательности $AlCl_3$ > $MgCl_2$ > $CaCl_2$ > NaCl > LiCl.

Следовательно, диффузионное набухание глинистого грунта ($\Delta Q_{наб}^{H_2O}$) зависит от количества воды, поступившей вместе с ионами при их диффузии в грунт ($\Delta Q_{диф}^{H_2O}$) из внешнего раствора, и количества воды, которое ушло из грунта в процессе осмоса ($\Delta Q_{осм}^{H_2O}$):

$$\Delta Q_{наб}^{H_2O} = \Delta Q_{диф}^{H_2O} - \Delta Q_{осм}^{H_2O}$$

Равенство $\Delta Q_{диф}^{H_2O} = \Delta Q_{осм}^{H_2O}$ определяет отсутствие изменения баланса влагосодержания в глинистых разностях, что будет отвечать порогу осмотической усадки глинистого грунта ($C_{поу}$).

Второй тип — диффузионно-адсорбционное набухание. Этот процесс связан не только с диффузией гидратированных ионов, но и с адсорбционной способностью рассматриваемого грунта по отношению к воде, поскольку его естественная влажность меньше, чем влажность набухания ($W_e < W_{наб}$ и $C_ф > C_п$). При рассмотрении баланса влаги в глинистых разностях при диффузионно-адсорбционном набухании следует рассматривать два возможных варианта.

1. Естественная влажность породы меньше или равна влажности на пределе раскатывания $W_e \le W_p$. В этом случае осмотические процессы будут отсутствовать, и количество воды, определяющее интенсивность набухания ($\Delta Q_{наб}^{H_2O}$), зависит от суммарного эффекта привноса ее в грунт за счет адсорбции ($\Delta Q_{адс}^{H_2O}$) и диффузии гидратированных ионов($\Delta Q_{диф}^{H_2O}$).

2. Естественная влажность породы больше влажности на пределе раскатывания ($W_{нач} > W_p$). В этом варианте следует учитывать возможность оттока воды за счет осмотических процессов ($\Delta Q_{осм}^{H_2O}$).

В глинистых разностях, для которых характерны более высокие значения естественной влажности ($W_{нач} > W_p$), отмечается резкое снижение давления набухания при переходе через определенный интервал концентраций по сравнению с грунтами того же состава, но при $W_{нач} \approx W_p$, в которых осмотические процессы не имеют места. Для этого случая:

$$\Delta Q_{диф}^{H_2O} + \Delta Q_{адс}^{H_2O} - \Delta Q_{осм}^{H_2O} = 0$$

Третий тип — адсорбционное набухание. Интенсивность и характер адсорбционного набухания глинистых отложений определяется многочисленными факторами, главными из которых являются следующие.

1. Гранулометрический и минеральный состав грунта определяют его удельную поверхность и, следовательно, адсорбционную способность. Рост содержания тонкодисперсной фракции увеличивает давление и скорость набухания, которая убывает в следующей последовательности: группа монтмориллонита > группа гидрослюды > группа каолинита.

2. Физическое состояние грунта. Для водонасыщенных глинистых пород интенсивность набухания уменьшается с ростом влажности и снижением степени плотности.

3. Характер и тип структурных связей в грунте. Обычно в глинистых разностях естественного сложения величина набухания меньше, чем в грунтах нарушенного сложения.

4. Текстурные особенности глинистых отложений. При наличии микрослоистости и соответственно ориентированном расположении глинистых частиц и их агрегатов величина набухания всегда меньше в горизонтальном направлении, чем в вертикальном.

5. Температура взаимодействия грунтов с растворами.

Адсорбционный тип набухания характерен для глинистых грунтов, влажность которых $W_e < W_{наб}$ и $C_п = C_ф$. Баланс влаги в этом случае соответствует равенству:

$$\Delta Q_{адс}^{H_2O} = \Delta Q_{наб}^{H_2O}$$

Четвертый тип — осмотическо-адсорбционное набухание. Этот тип набухания характерен для глинистых отложений, когда $W_{нач} < W_н$ и $C_ф < C_п$. Баланс влаги, поступающей в грунт, будет складываться из следующих составляющих:

$$\Delta Q_{наб}^{H_2O} = \Delta Q_{адс}^{H_2O} + \Delta Q_{осм}^{H_2O} - \Delta Q_{диф}^{H_2O}$$

Разность концентраций солей во внешнем и внутреннем (поровом) растворах определяет возникновение двух процессов: 1) осмотическое движение молекул воды из внешнего раствора в глинистый грунт в сторону больших концентраций ($\Delta Q_{осм}^{H_2O}$);

2) диффузия гидратированных ионов и молекул растворенного вещества в сторону меньших концентраций ($\Delta Q_{диф}^{H_2O}$). Диффузионный процесс протекает до выравнивания концентраций ($C_ф = C_п$). Уменьшение содержания солей в процессе диффузии вызывает диспергацию агрегатов в грунте, повышая его удельную поверхность, вследствие чего диффузионная составляющая потери влаги из породы ($\Delta Q_{диф}^{H_2O}$) во времени уменьшается.

Осмотическо-адсорбционное набухание зависит от тех же факторов, которые определяют адсорбционное набухание, однако прогноз этого типа набухания является более сложным в силу неоднозначного влияния различных солей, содержащихся в глинистом грунте.

Пятый тип — осмотическое набухание — характерен, когда $W_e > W_н$ и $C_ф < C_п$. В этом случае осмотический приток воды в глинистый грунт определяет возможность его набухания:

$$\Delta Q_{наб}^{H_2O} = \Delta Q_{осм}^{H_2O} - \Delta Q_{диф}^{H_2O}$$

Одновременно отмечается диффузия гидратированных ионов из грунта, ведущая к уменьшению концентраций порового раствора ($C_п$), что приводит к увеличению степени его дисперсности и повышению адсорбционной способности. Следует отметить, что для количественных прогнозов и выявления типа набухания необходимы специальные исследования, которые смогут оценить физико-химическую обстановку в основании проектируемого сооружения по компонентному составу растворов, взаимодействующих с глинистыми грунтами, и знание величины градиентов концентраций.

Рассматривая химическое набухание глинистых пород, следует отметить, что интенсивность этого процесса зависит также от состава стоков. Набухание пород в кислых растворах происходит в широком диапазоне их влажности, в том числе и при влажностях больших, чем влажность набухания. Набухание грунтов имеет химическую природу при взаимодействии кислот с глинистыми разностями, в которых $W_e > W_{наб}$. Если естественная влажность грунтов снижается до величин $W_e < W_{наб}$., то набухание в этих условиях протекает за счет адсорбционных и химических процессов. При высоком содержании кислот в промышленных стоках ($с \geq 10\%$) набухание протекает, в основном, за счет химических процессов.

Для глинистых грунтов, отличающихся сравнительно малой степенью литификации, действие кислоты приводит к формированию цементационных связей и существенно повышает их прочность. Особенно интенсивно влияет на возрастание прочности грунтов серная и фосфорная кислоты (Кнатько В. М., Абелев М. Ю.,1968; Галант И. М., 1983).

Аналогичное влияние оказывают растворы щелочей на глинистые отложения, хотя их действие имеет свои особенности, отличные от кислот. Для растворов щелочей можно выделить три диапазона концентраций, в пределах которых протекают различные по своей природе процессы. В пределах низких концентраций (до 4 г/л) основной характер взаимодействия глинистых грунтов с щелочью имеет физико-химическую природу, связанную с поверхностными явлениями, таким как ионный обмен, физическая адсорбция, хемосорбция. При средних концентрациях (от 4 г/л до 40 г/л) наряду с физико-химическими процессами наблюдаются химические преобразования тонкодисперсной части глинистых грунтов. При высоких концентрациях (выше 40 г/л) происходит существенное изменение минерального состава грунтов, в процессе которого уменьшается содержание оксидов кремния и алюминия и постепенно растет содержание оксидов натрия и магния. Растворение кремнезема в щелочи приводит к образованию силиката натрия, при растворении глиноземного ядра глинистых частиц наблюдается образование силиката и алюмината натрия, которые взаимодействуют между собой и формируют гидроалюмосиликат; кроме того, образуется гидросиликат кальция.

Эти соли при кристаллизации их в форме кристаллогидратов в поровом пространстве породы вызывают возрастание давления набухания, которое более чем в 5 раз превосходит давление набухания этих грунтов в воде.

Влияние активизации микробной деятельности на изменение прочности и деформационной способности грунтов

Загрязнение водонасыщенных глинистых грунтов органическими соединениями, которые могут служить питательной и энергетической средой для роста и развития микроорганизмов (утечки из систем водоотведения, жидкая фаза хозяйственно-бытовых отходов, наличие болотных отложений), негативно сказывается на изменении прочности и показателях деформационных свойств водонасыщенных глинистых разностях. Многочисленными экспериментами установлено, что под воздействием техногенных факторов в подстилающих глинистых грунтах формируется анаэробная среда и величина окислительно-восстановительного потенциала принимает отрицательные значения. Микроорганизмы адсорбируются на поверхности минеральных частиц с образованием бактериальных пленок, которые играют роль смазки между частицами грунтов. Накопление микроорганизмов и продуктов их метаболизма способствует негативному преобразованию физических, водных и механических свойств грунтов [3]. Косвенное определение численности микроорганизмов и продуктов их метаболизма в грунтах принято производить с помощью интегрального показателя микробной массы:

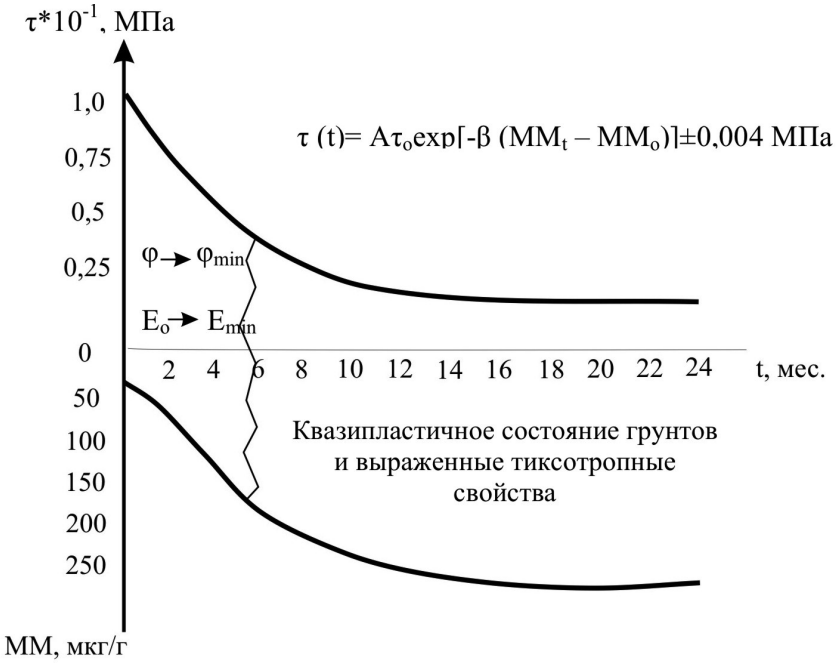


Рис. 7 – Изменение прочности глинистых грунтов (τ) в процессе роста микробной массы (ММ) во времени (t) [3]
φ – угол внутреннего трения
E_o – модуль общей деформации
τ_0 – начальная прочность глинистой породы, соответствующая MM_0
τ(t) – прочность глинистой породы за интервал времени t, соответствующая MMt

$$MM = MM_{жкл} + MM_{мкл} + M_{пм},$$

где $MM_{жкл}$, $MM_{мкл}$, $M_{пм}$ — микробная масса, определяемая по величине микробного белка живых, мертвых клеток и продуктов их метаболизма с использованием метода Бредфорд.

Кроме того, микроорганизмы в процессе своей жизнедеятельности продуцируют биохимические газы, часть из которых относится к труднорастворимым (метан, азот, реже водород). Накопление таких газов приводит к повышению газодинамического давления в поровом пространстве грунтов. При этом рост содержания «твердых» пузырьков газа в поровой воде глинистых разностей предопределяет их значительное разуплотнение, снижение прочности, возрастание тиксотропии, что может проявиться даже при незначительных динамических и вибрационных воздействиях (работе наземного и подземного транспорта, забивке свай).

Общая тенденция снижения прочности глинистых грунтов и активизации микробной деятельности во времени (t) при формировании восстановительных условий может гипотетически представлено в виде уравнения:

$$\tau (t) = A_1 A_2 A_3 A_4 \tau_0,$$

где τ_0 — начальная прочность глинистого грунта; А — коэффициенты снижения прочности глинистых пород во времени за счет: разрушения цемента за счет гидроксидов железа в восстановительных условиях (A_1); накопления микробной массы (белковых соединений) (A_2); разрыхления грунта при биохимическом газообразовании (A_3); деградации глинистой составляющей (A_4). Коэффициенты A_1, A_2, A_3, A_4 устанавливаются экспериментальным путем.

Снижение прочности глинистых грунтов при загрязнении органическими соединениями (солярное масло), формировании восстановительных условий и активизации деятельности микроорганизмов за двухлетний период наблюдений показано на рис. 7. Падение прочности глинистых грунтов в основании сооружений вызывает снижение их несущей способности, развитие длительных и неравномерных осадок, что может способствовать переходу сооружений в предаварийное и аварийное состояние.

Заключение

1. При проектировании и строительстве наземных сооружений различного назначения, в основании которых залегают водонасыщенные глинистые грунты, следует производить комплексную оценку природы прочности и деформируемости грунтов основания, находящихся под воздействием техногенных факторов — давления, загрязнения органическими и неорганическими соединениями, изменения физико-химических и температурных условий, а также активизации микробной деятельности.

2. В зависимости от характера развития деформаций в глинистых грунтах следует рассматривать две модели: трещиновато-блочной и тонкодисперсной среды. Для тонкодисперсных грунтов следует учитывать градиент начала фильтрационной консолидации, в зависимости от гранулометрического состава, позволяющий наиболее корректно оценивать возможность протекания этого процесса. На основании экспериментальных данных установлено, что процесс фильтрационной консолидации наблюдается только в супесчаных грунтах текучей и текучепластичной консистенции при давлениях выше 0,1 МПа.

3. При оценке характера развития деформаций водонасыщенных глинистых отложений необходимо

учитывать первую и вторую структурную прочность грунтов, их сложение и структурные изменения поровой воды, в литифицированных разностях — трещиноватость толщи, а также свойства грунтов в отдельных блоках. Развитие деформаций сооружений происходит в основном за счет бокового распора грунтов в условиях двух- и трехмерной задачи. Расчет осадки сооружений следует проводить на основе реологических принципов.

4. На характер и величину развития деформации водонасыщенных глинистых отложений оказывают существенное влияние физико-химические условия, протекающие в большей степени в трещиноватых глинистых разностях при конвективном перемещении стоков. Наиболее существенные изменения в грунтах вызываются растворами кислот и щелочей, способствующих их химическому набуханию. Установлено, что в зависимости от концентрации растворов электролитов может протекать осмотическая усадка, а также набухание грунтов по пяти возможным моделям в зависимости от соотношения концентраций фильтрующего и порового растворов и физического состояния грунта.

5. На основе экспериментальных данных установлено влияние положительных температур на развитие деформаций и изменение прочности в малоуплотненных глинистых отложениях. Термовлагоперенос имеет наибольшее значение в литифицированных тонкопористых отложениях; в зависимости от направления потока влаги (под сооружение или вне его) он может вызывать деформации как положительного, так и отрицательного знака.

6. Развитие микроорганизмов в глинистых грунтах негативно сказывается на состоянии и показателях физико-механических и водных свойств, способствуя переходу глинистых разностей в квазипластичные среды с проявлением тиксотропных свойств.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. *Возный П. А., Душенков В. Д., Чураев Н. В.* Термоосмотическое течение воды в пористых стеклах // Сб. докладов IV конференции по поверхностным силам «Поверхностные силы в тонких пленках». М.: Наука, 1979, с. 438–443.

2. Грунтоведение / Е. М. Сергеев, Г. А. Голодковская, Р. С. Зиангиров и др. / М.: изд-во МГУ, 1973, 595 с.

3. *Дашко Р. Э., Александрова О. Ю., Котюков П. В., Шидловская А. В.* Особенности инженерно-геологических условий Санкт-Петербурга // Развитие городов и геотехническое строительство, 2011, № 13, с. 25–71.

4. *Зиангиров Р. С.* Объемная деформируемость глинистых грунтов. М.: Наука, 1979, 164 с.

5. *Злочевская Р. И., Королев В. А.* Температурный фактор при формировании физико-механических н физико-химических свойств водонасыщенных глин различной плотности // Связанная вода в дисперсных системах, вып.4. М.: изд-во МГУ, 1977, с. 34–58.

6. *Королев В. А.* Роль температурного фактора при формировании электро-поверхностных и физико-механических свойств водонасыщенных глинистых грунтов. Автореф. дисс... канд. геолого-минер. наук. М.: изд-во МГУ, 1977, 20 с.

7. *Николаева С. К., Королев В. А.* О роли температуры в процессе тиксотропного структурообразования глинистых грунтов // Инженерная геология, 1981, № 5, с. 37–47.

8. *Смирнов А. Д.* Сорбционная очистка воды. Л.: Химия, 1982, 168 с.

9. *Чижик В. И.* Изучение микроструктуры растворов электролитов методом ядерной магнитной релаксации. Автореф. дисс… докт. физ.-мат, наук. Л.: изд-во ЛГУ, 1982, 46 с.

УДК 624.131

О ПЕНЕТРАЦИОННЫХ ИСПЫТАНИЯХ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ

© 2013 г. Е. Н. Богданов

Трест геодезических работ и инженерных изысканий,
улица Зодчего Росси, д. 3–1, Санкт-Петербург, 191023, Россия
trust@grii.ru

В статье изложены теоретические и методические вопросы пенетрационных испытаний грунтов ненарушенного сложения. Рассматривается: методика проведения и обработки пенетрационных испытаний глинистых грунтов коническими наконечниками с разными углами при вершине; связь результатов пенетрационных испытаний с прочностными свойствами грунтов *естественного* сложения; связь результатов пенетрационных испытаний коническими и пирамидальными наконечниками с разными углами при вершине; роль пенетрационных испытаний в проведении сдвиговых и 3-осных испытаний грунтов *естественного* сложения; связь пенетрационных испытаний глинистых грунтов со статическим зондированием и несущей способностью свай. Высказывается необходимость возвращения данного метода в практику лабораторного и полевого изучения физико-механических свойств грунтов.

Пенетрационные испытания, как перспективное направление в исследовании прочностных свойств грунтов, активно развиваемое в 60–70-е годы, в наше время не находят достойного применения.

Метод необыкновенно универсальный, применимый в поле и лаборатории, *способный* стать контрольным по качеству поступаемых в лабораторию монолитов и качеству результатов сдвиговых и 3-осных испытаний и быть *самостоятельным* при определении прочностных свойств глинистых грунтов *естественного* сложения, *не имеющий* ограничений по состоянию глинистых грунтов, скорее наоборот, необходимый для применения на самых слабых и самых прочных грунтах, *позволяющий* в сочетании с характеристиками физико-механических свойств, получаемых другими методами, дать завершающую комплексную оценку проведенных исследований, включая оценку генезиса грунта, *могущий* стать связующим с данными статического зондирования, способствовать интерпретации результатов зондирования, заменить статическое зондирование, когда последнее исчерпало свои возможности, приблизить расчет несущей способности свай (конических, пирамидальных и других) по прочностным свойствам грунтов.

Те немногие организации, которые используют пенетрацию, ограничиваются определением показателя консистенции C_B грунта ненарушенного сложения для сравнения с официально принятым показателем текучести J_L грунта нарушенного сложения. Следует напомнить, что предел текучести находится методом пенетрации (конус Васильева), но это узкое, ограниченное применение метода.

Между тем более важной характеристикой пенетрационных испытаний глинистых грунтов следует признать удельное сопротивление пенетрации (R, кг/см^2). К тому же существует связь между R и прочностными свойствами грунта c и φ в виде зависимости

$$c = K_\varphi R \quad (1),$$

где K_φ — коэффициент пропорциональности как функция угла внутреннего трения грунта φ и угла при вершине конуса α, т. е. применяемого наконечника.

За стандартный принят наконечник с углом при вершине 30°, но с тем же успехом могут применяться и применялись как конические наконечники с углами при вершине 17°30′, 45°, 60°, 90° и с любым другим углом, так и пирамидальные наконечники.

Преимущество R перед C_B очевидно. Мало написать, что C_B < -0,27, что глубина погружения конуса Бойченко < 1 мм и что грунт твердой консистенции, куда как разумнее определить конкретную величину R, которая для этого C_B может оказаться, к примеру, и 10 и 30 кг/см^2. Мало написать, что C_B = 0,55, грунт очень мягкопластичной консистенции, а вот то, что R = 0,17 кг/см^2 приблизит к пониманию, какой может быть величина сцепления, учитывая, как будет показано, что для стандартного конуса значения K_φ для всех значений угла внутреннего трения, иначе для всех состояний грунта, менее 1.

Из формулы (1) следуют выводы:

1. Слабому грунту с малым значением φ соответствует большее значение K_φ, прочному грунту с высоким φ — меньшее значение K_φ.

2. При равном значении R грунты разного состава будут иметь собственную, но не произвольную пару значений c и φ, а подчиняющиеся зависимости (1), т. е. $c_1/K_{\varphi 1} = c_2/K_{\varphi 2}$.

Таким образом, успешному применению метода пенетрационных испытаний должно способствовать решение задач:

1. Методика проведения пенетрационных испытаний для получения инвариантного (независимого) значения величины удельного сопротивления пенетрации.

2. Связь результатов пенетрации с прочностными свойствами связных грунтов для установления значений K_{φ}.

3. Связь между пенетрационными испытаниями разными наконечниками (коническими и пирамидальными) и разными углами при вершине.

Эти задачи с разным успехом решались в 30–70-х годах многими исследователями. Выделим лишь немногих: Шведская геотехническая комиссия, Ф. Л. Андрухин, П. А. Ребиндер, В. Г. Березанцев, В. Ф. Разоренов и его школа, М. П. Воларович, Г. Д. Потрашков, Е. Ф. Мосьяков, А. Г. Рудь, К. Б. Шляпин, П. Л. Клемяционок, Ю. А. Ельцов, Е. Н. Богданов. Список далеко не полный.

Досадно, что целому направлению в изучении грунтов не нашлось места в нормативных документах, ни тогда, ни сейчас, когда вышел новый ГОСТ на определение прочностных и деформационных свойств грунтов (взамен ГОСТ 12248-96). Притом, что имеется ГОСТ 20276-99 на метод испытания грунтов вращательным срезом, метод совсем не интерпретируемый и несоизмеримо затратный при проведении испытаний.

Почему же пенетрационные испытания оказались преданы забвению? Главное, на наш взгляд, в отсутствии единого взгляда на связь с прочностными свойствами грунтов. Для того чтобы ввести пенетрационные испытания в повседневную лабораторную практику, надо, прежде всего, решить вопрос обоснованности определения прочностных свойств грунтов методами, закрепленными в ГОСТе: сдвиговыми и 3-осными испытаниями. На наш взгляд, она не правомочна, так как, по сути, постулируется «очень удобная» точка зрения, в соответствии с которой прочностные свойства грунтов лишены физического смысла и непознаваемы, «вещь в себе», а то и совсем — нет механических свойств, есть реакция грунтов на внешние воздействия. Между тем, ГОСТ 12248 предусматривает большое число методик проведения испытаний, не находящих разумного объяснения того, что каждая из них отражает и когда следует применить ту или иную методику. С какой методикой сравнивать, если иметь в виду, что пенетрационные испытания проводятся на грунтах естественного или исходного состояния, для которых методика определения прочности действующими нормами не предусмотрена. Означает ли это, что пенетрационные испытания (а также статическое зондирование, штамповые испытания) применять незачем, как не отражающие работу грунтов в основании сооружений, по современным взглядам непременно изменяющих состояние. Или неверны представления об изменении физико-механических свойств грунтов под нагрузкой от сооружения любого веса? Так или иначе, для интерпретации результатов пенетрационных испытаний методика раздельного определения прочностных свойств должна обеспечивать неизменность исходного состояния грунтов. По нашему убеждению, такая методика призвана заменить бездоказательно существующие методики проведения сдвиговых и 3-осных испытаний и вернуть механическим свойствам грунтов утраченный ими физический смысл.

Остановимся на рассмотрении каждой из поставленных задач 1–3 в виде, нашедшем отражение в работах Е. Н. Богданова.

1. Методика проведения пенетрационных испытаний связных грунтов

Пенетрационные испытания можно вести *погружением* наконечника (чаще конического) постоянного веса (прибор 1-го типа) или ступенчато-возрастающей нагрузкой, или непрерывно возрастающей нагрузкой (приборы 2-го и 3-го типа).

Приборы 1-го типа позволяют дать сравнительную оценку грунтов по глубине погружения конуса и по показателю консистенции C_B (при применении конуса Бойченко П. О. весом 300 г). Например, показателю текучести $J_L = 0{,}40$ соответствует $C_B = 0{,}26$. Хорошо это или плохо? Неопределенно. По J_L грунт тугопластичной консистенции, по C_B — мягкопластичной. Что за этим стоит? Казалось бы, наоборот, грунту ненарушенного сложения следовало иметь более надежную консистенцию. Другой пример. Грунт твердой консистенции может иметь J_L и минус 0,4, и минус 0,8, а будет записано, что $C_B <$ минус 0,27, иного не предусмотрено. Как на практике применить эти цифры? Да никак. Тем не менее, применение пенетрации конусом постоянного веса в поле и лаборатории следует рекомендовать всегда и даже настаивать на этом.

Пенетрация выполняется с зачищенной поверхности образца грунта или грунта, помещенного в кольцо сдвигового прибора, что позволяет анализировать и увязывать результаты пенетрации с результатами сдвиговых (и 3-осных) испытаний и, в итоге, с прочностными свойствами грунтов.

Нами в работе [1] показано, что одному значению J_L грунтам разного генезиса соответствуют разные значения C_B, т. е. зависимость между J_L и C_B является генетическим признаком грунта. Отсюда следует вывод, что принципиально неверны основанные на J_L, независимо от генезиса, построения по переходу к механическим свойствам грунтов и к расчетным сопротивлениям свай, приводимые в нормативных документах (СП 50–101–2004, СП 50–102–2003). Еще раньше [2] было внесено предложение по определению предела текучести конусом Васильева по одному погружению, меньше или больше 10 мм.

Пенетрационные испытания на приборах 2-го и 3-го типов позволяют определять удельное сопротивление пенетрации R, а при некотором уровне познания — прочностные и деформационные свойства испытуемого грунта, т. е. грунта естественного сло-

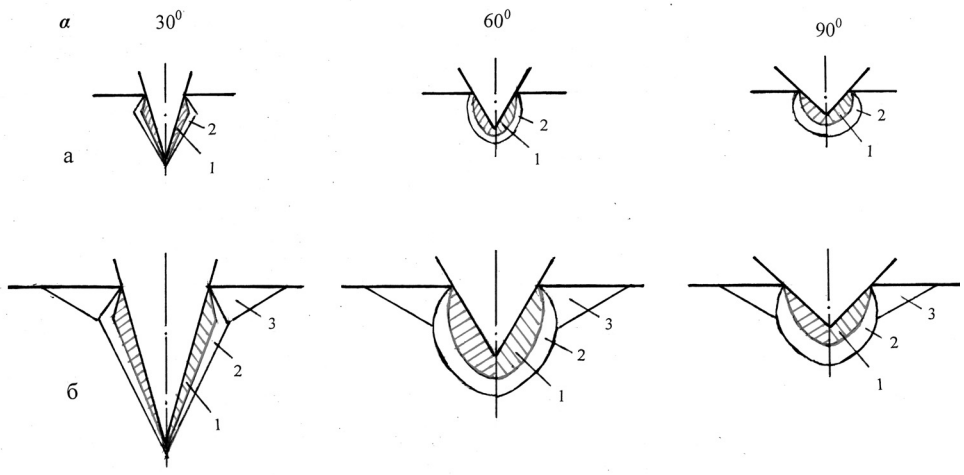


Рис.1. Допредельное (а) при $h < h_{акт}$ и предельное (б) при $h > h_{акт}$ состояния грунта при погружении конусов с углами при вершине 30^0 (1), 60^0 (2), 90^0 (3) 1. Зона уплотнения. 2. Зона пластических деформаций. 3. Зона выпора.

жения. Испытания обязательно проводятся на грунте, помещенном в кольцо, габариты которого (диаметр и высота) должны соответствовать состоянию грунта, углу при вершине наконечника, предполагаемой глубине погружения наконечника. Для этого следует понять, что происходит при погружении наконечника (в частности, конусного) в грунт.

Известно, для того чтобы определить прочностные свойства, требуется довести грунт до разрушения с характерными для данного состояния грунта деформациями. Так и при погружении конуса в грунт, сопровождаемом при раздвижке грунта возникновением зон уплотнения и пластических деформаций, свидетельством доведения грунта до предельного состояния становится появление зоны выпора и зоны сдвига. Разрушение грунта наступает после погружения конуса, превышающем некоторую глубину, названную нами активной $h_{акт}$ [3]. При $h < h_{акт}$ величина R, как отражение внутреннего сопротивления грунта, непостоянна, тем больше, чем меньше глубина погружения, и снижается по мере приближения к $h_{акт}$. При $h > h_{акт}$ идет воспроизводство предельного состояния с выходом на постоянную величину удельного сопротивления пенетрации R, независимую от последующей глубины погружения конуса и определяемую как

$$R = P/h^2 \quad (2).$$

Как пример, может показаться, что при погружении конуса Бойченко весом 0,3 кг на глубину 1 мм ($<< h_{акт}$) R составит 30 кг/см^2, тогда как в действительности не превысит 14–15 кг/см^2. Принято, что на границе текучести конус Васильева весом 76 г погружается на 10 мм, что как бы соответствует R = 0,076 кг/см^2, тогда как по Бойченко R = 0,060 кг/см^2 при h = 22,5 мм ($> h_{акт}$), что и является правильным.

Возникновение вокруг погружаемого конуса зон уплотнения и пластических деформаций при $h < h_{акт}$, а в последующем при $h > h_{акт}$ и зон выпора и сдвига для конусов с углами при вершине 30°, 60° и 90° отражено на рис. 1. Для остроугольных наконечников грунтовое ядро формируется в виде конуса, по высоте лишь ненамного превышающего высоту наконечника. Для наконечников с углами при вершине свыше 45° образуется грунтовое ядро в форме эллипсоида вращения, близкого к сфере для конуса с углом при вершине 90°.

Исследования [4] позволили установить соотношение между высотой уплотненного ядра и глубиной погружения наконечника $h_я/h = 1/\cos \alpha/2$ или диаметром погруженной части наконечника $h_я/d = 1/2\sin \alpha/2$ (3).

Так, для наконечников с углами при вершине 60° и 90° $h_я/h$ и $h_я/d$ оказываются соответственно равными 1,16 и 1,00, 1,42 и 0,71.

Впереди уплотненного ядра образуется зона пластических деформаций, по мощности примерно вдвое превышающая толщину ядра от низа наконечника (см. рис. 1).

При исследованиях на тонкослоистых средах видно, что в пределах уплотненного ядра вдоль боковой поверхности наконечника и ниже в зоне пластических деформаций слои изгибаются вниз. Последующее погружение наконечника сопровождается прорезанием слоев грунта, что означает наличие зоны сдвига на контакте конус — грунт, и образованием узкой зоны сдвига между ядром и грунтом. После погружения конуса на глубины свыше активной приповерхностные слои грунта изгибаются вверх в направлении дневной поверхности, в область минимального сопротивления. Так образуется зона выпора, а грунт входит в фазу предельного равновесия. Разделом между зонами выпора и зонами уплотнения и пластических деформаций является нейтраль, выше ее деформации направлены от оси симметрии, ниже — к оси симметрии.

Глубина и диаметр зоны выпора зависят от состояния грунта и определяются формулами:

$$h_в = d/2\ tg\ (45 + \varphi/2)$$
$$D = d\ [1 + 2\ tg^2\ (45 + \varphi/2)] \quad (4).$$

Таблица 1

Результаты пенетрационных испытаний связных грунтов

Наименование грунта	Геол. индекс	WL	Wp	Ip	W	IL	Св	R'	R	Ф	c	E
Суглинок ленточный текучий (по Св очень мягко-пластичный)	lg III b	0.37	0.25	0.12	0.38	1.07	0.55	0.18	0.17	6	0.08	50
Суглинок тугопластичный (по Св тугопластичный)	lg III lz	0.28	0.20	0.08	0.23	0.44	0.08	1.20	0.82	18	0.20	120
Супесь твердая (по Св полутвердая)	g III lz	0.20	0.15	0.05	0.14	0.28	0.12	5.2	3.6	29	0.51	280
Кембрийская глина твердая (по Св твердая)	Cm	0.41	0.27	0.14	0.17	-0.70	<-0.27	>30	12.4	27	1.86	380

Для грунтов с углами внутреннего трения от 0 до 30° глубина зоны выпора $h_в$ изменяется от 0,5 ***d*** до 1,0 ***d***, зона выпора ***D*** распространяется в пределах от 3,0 ***d*** до 7,0 ***d.***

Выявленные закономерности, наряду с необходимостью учета активной глубины и предполагаемой глубины погружения наконечника от некоторого числа ступеней нагрузки, следует учитывать при выборе размеров кольца для проведения пенетрационных испытаний, что обеспечит получение стабильного, постоянного значения удельного сопротивления пенетрации ***R.*** Это еще одно из существенных достоинств метода, — по сути, выполняется множество испытаний с рядом значений ***R***, постоянных при правильно проведенном испытании или искаженных из-за нарушений, что легко устанавливается и отбраковывается.

Величина активной глубины $h_{акт}$ зависит от прочности, иначе от исходного состояния грунта, и применяемого наконечника, снижается с ростом прочности и возрастанием угла при вершине. На рис. 2 приведен график зависимости $h_{акт}$ от величины удельного сопротивления пенетрации. Грунтам текучей консистенции соответствует максимальная активная глубина, при внедрении конусов с углами при вершине 30°, 60° и 90^0 равная 19, 9 и 6 мм соответственно, с падением до 4–2 мм для грунтов весьма прочных. Пенетрационные испытания конусом постоянного веса (в частности, конусом Бойченко) всегда приводят к неверному, обычно завышенному, значению удельного сопротивления пенетрации и не могут быть использованы для этой цели без установленной опытом корректуры.

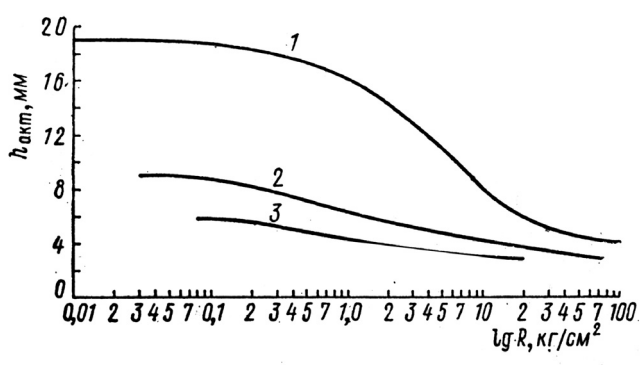


Рис. 2. Зависимость активной глубины $h_{акт}$ от удельного сопротивления пенетрации ***R*** при погружении конусов с углами при вершине 30^0 (1), 60^0 (2), 90^0 (3).

При проведении пенетрационных испытаний ступенчато-возрастающей нагрузкой количество ступеней нагрузки после преодоления активной глубины не должно быть менее 4–6, а общее количество ступеней от начала опыта может составить 8–10. Обработку результатов испытаний можно вести в координатах P — h^2, R — h [5], но проще, нагляднее и определеннее в логарифмических координатах P — h, так как из уравнения (2) следует

$$\lg P = \lg R + 2 \lg h \quad (5).$$

В качестве примера на рис. 3 приведены некоторые результаты испытаний связных грунтов разного исходного состояния. Инвариантность значений удельного сопротивления пенетрации наблюдается на участках прямых с угловым коэффициентом, равным 2. До выхода на эти участки $h < h_{акт}$, угловой коэффициент менее 2, опытные данные должны быть исключены из рассмотрения (но это не нарушение, а еще не наступление инвариантности). Имея график подобного вида, нет необходимости проводить вычисления ***R***. Значение удельного сопротивления пенетрации берется по графику, численно равно нагрузке на пересечении вертикали при $h = 10$ мм с экспериментальной прямой.

Результаты лабораторных определений физических свойств и пенетрационных испытаний некоторых

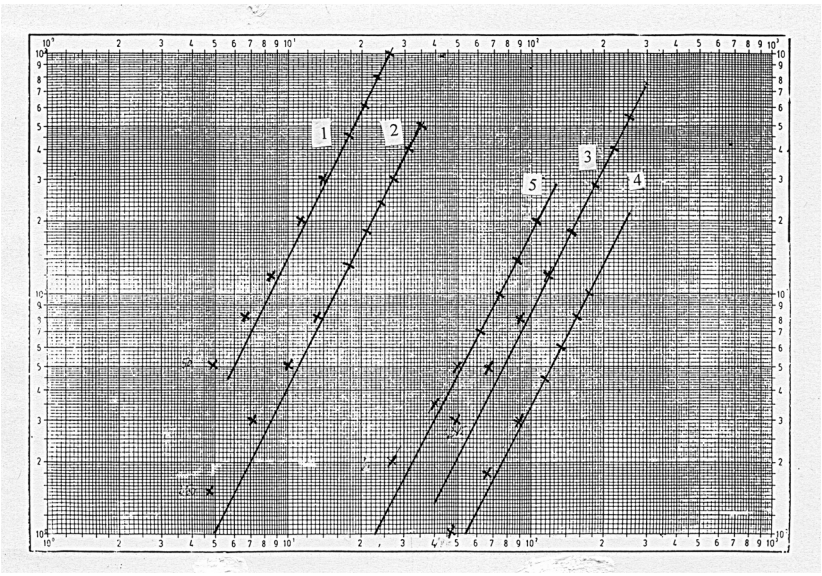


Рис. 3. Представление результатов пенетрационных испытаний грунтов в логарифмических координатах $P - h$. Значения $P_{нач}$, $h_{акт}$, R: - 1. 0,05 кг, 19 мм, 0,14 кг/см^2; 2. 0,15 кг, 18 мм, 0,39 кг/см^2; 3. 0,30 кг, 16 мм, 0,82 кг/см^2; 4. 1,0 кг, 12 мм, 3,30 кг/см^2; 5. 2,0 кг, 6 мм, 17,4 кг/см^2.

исследованных грунтов, а также результаты интерпретации приведены в таблице 1. В таблице, помимо R, для сравнения приведено значение R', определенное по глубине погружения конуса Бойченко весом 300 г. Размерность R, R', c, E — кг/см^2.

Выбор начальной и последующих ступеней нагрузки зависит от исходного состояния грунта и представлений об активной глубине. Помощь в выборе ступеней может оказать предварительная пенетрация конусом Бойченко. Из приведенных графиков (рис. 2) видно, что начальная ступень нагрузки для слабых грунтов может составить первые десятки граммов, для прочных – килограммы, общая нагрузка – от менее 1 кг до десятков кг. Испытания не следует вести равными ступенями. Каждая последующая ступень может превышать предыдущую в 1,3–1,5 раза, что отражается на логарифмическом графике примерно равными отрезками. В процессе испытания рекомендуется вести построение графика, что повышает надежность испытания и подводит к принятию решения об окончании испытания.

Каждая последующая ступень нагрузки выдерживается до условного затухания, равного для конуса с углом при вершине 30° 0,1 мм/мин, 60° — 0,05 мм/мин, 90° — 0,03 мм/мин.

В работе [3] рассмотрены зависимость глубины погружения конуса во времени от ступеней нагрузки и показатель скорости погружения как приращение площади боковой поверхности наконечника за единицу времени. От ступени к ступени меняется характер погружения, возрастает время и скорость погружения, что свидетельствует о постепенном развитии пластических деформаций в грунте, приводящих в конечном итоге к предельному состоянию при превышении активной глубины. При этом происходит снижение удельного сопротивления пенетрации вплоть до предельного устойчивого значения, сохраняемого при дальнейшем погружении из-за многократно повторяющегося развития предельного состояния, сопровождаемого фазой выпора.

При начальных ступенях нагрузки на конус с углом при вершине 30° время до условного затухания деформаций не превышает 0,5–1 мин. После превышения $h_{акт}$ время возрастает до 1,5–5 мин. Аналогично скорость погружения изменяется от 0,5–12 до 2,5–30 мм^2/мин. Меньшие значения времени и скорости погружения принадлежат грунтам твердой консистенции, большие — грунтам текучей консистенции, что находится в полном соответствии с характером деформирования грунтов разного состояния.

2. Связь результатов пенетрационных испытаний глинистых грунтов с прочностными свойствами

После проведения пенетрационных испытаний и определения инвариантного значения удельного сопротивления пенетрации R, как и в случае с сопротивлением одноосному сжатию $\sigma_{сж}$, понятно стремление разложить величину R на составляющие — угол внутреннего трения φ и сцепление c. Уравнение (1) известно, следует установить значения K_φ как функции угла внутреннего трения φ, а далее, задавшись по некоторым соображением величиной угла внутреннего трения, определить величину сцепления грунта. Полученные значения φ и c можно сопоставить с аналогичными значениями φ и c, определенными по результатам сдвиговых и 3-осных испытаний. Кроме того, можно и нужно применить их для анализа и отбраковки отдельных результатов этих испытаний, что следует отнести к еще одному из достоинств метода пенетрационных испытаний.

Многочисленные теоретические решения по установлению значений K_φ, основанные на различных представлениях о взаимодействии наконечника с грунтом, не привели и не могли привести к практическому применению по причине отсутствия убеждений относительно методики проведения сдвиговых и 3-осных испытаний.

Вновь повторим, что пенетрационные испытания проводятся на грунтах естественного сложения, тогда как существующие методики проведения сдвиговых и

Таблица 2

Значения переходных коэффициентов K_α

Автор исследований	Kα для конуса с углом при вершине α		
	45°	60°	90°
В. Ф. Разоренов, условие d = const	0,418	0,215	0,072
П. Л. Клемяционок, теория, φ = 0 - 20°	0,467–0,295	0,254–0,245	—
Г. Д. Потрашков,теория, φ = 0 - 20°	0,476–0,529	0,272–0,332	0,114–0,161
А. Г. Рудь, Е. Ф. Мосьяков, В. Д. Шитов	0,506	0,287	0,120
Т. М. Томилина, Л. К. Петров, А. И. Верзал	0,60–0,45	0,38–0,24	0,19–0,10
В. А. Ларюков	0,62–0,41	0,42–0,26	—
П. Л. Клемяционок, опыты	—	0,35–0,31	0,23–0,11

3-осных испытаний всегда, за редким исключением, изменяют исходное состояние грунта. Таким образом, пенетрационные испытания получат признание, если будет разработана, признана и найдет применение методика определения прочностных свойств грунтов естественного (исходного) сложения.

Такая методика впервые предложена И. П. Ивановым в 1975 г. [5], теоретически и практически разработана Е. Н. Богдановым, изложена во многих статьях [6–10]. Предлагаемая методика сводится к проведению испытаний в диапазоне нормальных или боковых давлений, зависимом от исходного состояния грунта.

Более того, обосновывается [4, 7–10], что предусмотренные ГОСТ методики проведения сдвиговых и 3-осных испытаний принципиально неверны и должны быть заменены единой методикой естественной прочности. Грунты, как и любые другие материалы, реализуют возможности, заложенные природой. Сооружением нельзя уплотнить грунт, можно только довести его до разрушения. Хотите от грунта большего, преобразуйте исходное состояние до начала строительства, т. е. создайте другой грунт.

Неслучайно решения давали существенно отличающиеся значения коэффициентов K_φ [11]. Так, для конуса с углом при вершине 30° по П. А. Ребиндеру — 4,436 и 1,109, по Н. Н. Агранат, М. П. Воларовичу, М. Ф. Широкову — 0,959; при изменении угла внутреннего трения от 0 до 20° по Г. Д. Потрашкову — 1,11–0,51, по В. Г. Березанцеву – 0,87–0,376, по П. Л. Клемяционку — 0,63–0,22. Аналогичная ситуация прослеживается для конусов с углами при вершине 45°, 60°, 90°. К примеру, для конуса с углом при вершине 60° значения K_φ по Г. Д. Потрашкову — 0,302–0,169, по В. Г. Березанцеву — 0,182–0,073, по П. Л. Клемяционку — 0,160–0,054.

Как видно, имеются противоречивые данные, не позволяющие остановиться на выборе решения, пригодного для наконечников с любым углом при вершине и для грунтов разного состояния, к тому же учитывая отсутствие правильной методики определения прочностных свойств.

В работах [4, 11] рассмотрен значительный материал по параллельным испытаниям грунтов наконечниками с разными углами при вершине с установлением соотношения между ними, иначе переходных коэффициентов. Результаты таких испытаний не требуют знания прочностных свойств, но способствуют выявлению общих закономерностей пенетрационных испытаний и сокращению количества сопоставительных со сдвиговыми (по методике естественной прочности) испытаний.

Значение переходного коэффициента K_α для наконечника с любым углом при вершине α по отношению к стандартному конусу с углом при вершине 30° определяется выражением

$$K_\alpha = K_{\varphi\alpha} / K_{\varphi 30} = R / R_\alpha \quad (6).$$

По наиболее принятой точке зрения считается, что переходный коэффициент K_α является постоянной величиной, не зависящей от свойств (состояния) грунтов. По В. Ф. Разоренову [12], разноугольные наконечники при одинаковой нагрузке на них погружаются в грунт до одинакового диаметра (условие d = const при P = const.). Условию d = const соответствует

$$K_\alpha = (tg\ 15° / tg\ \alpha/2)^2 \quad (7).$$

Соблюдение данного условия позволило бы с равным успехом проведение испытаний наконечником с любым углом при вершине и означало бы отказ от представления результатов пенетрационных испытаний в виде удельного сопротивления пенетрации R с заменой на сопротивление вдавливанию, аналогичное лобовому сопротивлению при зондировании, равное

$$\sigma = P / F \quad (8),$$

где, F — площадь основания погруженной части наконечника.

Таблица 3

Значения коэффициентов K_α и K_φ (по данным Е. Н. Богданова).

φ, град	Kα для конусов с углами α			Kφ для конусов с углами α			
	45°	60°	90°	30°	45°	60°	90°
0	0,559	0,350	0,173	0,650	0,364	0,234	0,112
10	0,508	0,303	0,129	0,380	0,193	0,115	0,049
20	0,461	0,255	0,096	0,222	0,102	0,057	0,021
30	0,418	0,215	0,072	0,130	0,054	0,028	0,0094

Некоторые исследователи (А. Г. Рудь, Е. Ф. Мосьяков, В. Д. Шитов), отмечая в опытах не выполняемость условия d = const, предложили ввести поправки при сохранении постоянства значений K_α.

И это при том, что теоретические решения В. Г. Березанцева, Г. Д. Потрашкова, П. Л. Клемяционка приводили к зависимости K_α от угла внутреннего трения, а экспериментальные значения K_α большинства исследователей отрицают их постоянство. В таблице 2 приведены теоретические и экспериментальные значения K_α, для конусов с углами при вершине 45°, 60°, 90°, некоторых исследователей, дающие представление об этой стороне пенетрационных испытаний. Подробнее см. в работах [4, 11].

Из таблицы 2 видно, что условие d = const в экспериментах, действительно, чаще не выполняется и не должно выполняться по вполне понятной причине.

К грунтам текучей консистенции с углом внутреннего трения, заведомо равным 0°, становится применим закон Архимеда. Тогда разноугольные наконечники от равной нагрузки на них погружаются до одинакового объема погруженных частей (условие V = const при P = const.). При этом выражение для K_α приобретает вид:

$$K_\alpha = \sqrt[3]{\left[\frac{\mathrm{tg}15^0}{\mathrm{tg}\alpha/2}\right]^4} \qquad (9).$$

Условие V = const приводит к значениям K_α для конусов с углами при вершине 45°, 60° и 90°, соответственно равным 0,559, 0,359 и 0,173, что не противоречит значениям, приведенным в таблице 2, и подтверждается многими экспериментами.

Сдвиговые испытания по методике естественной прочности грунтов и пенетрационные испытания конусами с углами при вершине 30° (в значительном объеме), 60° и 90° [11, 13] позволили сделать следующие выводы.

1. Условие V = const подтверждается для грунтов текучей консистенции с углом внутреннего трения 0°.

2. Условие d = const распространятся на связные грунты твердой консистенции с углом внутреннего трения, равным 30°.

3. Получены обобщенные значения коэффициентов K_α для конусов с углами при вершине 45°, 60°, 90° и K_φ для конусов 30–90°, приведенные в таблице 3. Переходные коэффициенты являются переменными величинами, зависящими от угла внутреннего трения грунта.

4. Между углом внутреннего трения и логарифмом переходных коэффициентов K_α, так же как и логарифмом коэффициентов пропорциональности K_φ, существует линейная зависимость.

5. Зависимость коэффициентов K_α от угла внутреннего трения делает возможным определение прочностных свойств связных грунтов естественного сложения методом двух пенетраций наконечниками с углами при вершине, отстоящими по величине. К примеру, конуса с углами α 30° и 90° или 17°30′ (применялся такой пенетрометр) и 60°.

6. Отвергается поддерживаемый в кругу некоторых специалистов взгляд на глинистые грунты как на идеально связные, лишенные угла внутреннего трения вне зависимости от состояния грунта.

Как результат обобщения и осмысления предшествующего опыта всех известных исследований, опыта автора в проведении сдвиговых испытаний по методике естественной прочности и пенетрационных испытаний, в таблице 3 приведены значения коэффициентов пропорциональности K_φ для конусов с углами при вершине 30°, 45°, 60° и 90° и переходных (в сравнении с конусом 30°) коэффициентов K_α для конусов с углами при вершине 45°, 60° и 90°.

Следует отметить, что при применении конуса с большими углами при вершине возрастает ч*увствительность* к определению угла внутреннего трения. Так, если для конуса с α=90° отношение K_φ при φ=0° и φ=30^0 равно 11,91, для α=30° — 5,00, то для α=17°30′ составляет 3,45.

3. Связь между пенетрационными испытаниями разными наконечниками (коническими и пирамидальными) и разными углами при вершине

Установленные закономерности позволяют выйти на определение значений коэффициентов K_α и K_φ для наконечников с любым углом при вершине в диапазоне углов внутреннего трения от 0 до 30°. Так, для конуса с углом при вершине 22°30′ находим по формулам (9) и (7) диапазон K_α от 1,81 до 1,49, диапазон K_φ от 0,967 до 0,236 против приведенного в работе [14] значения K_α=1,50, правда, независимого от состояния грунтов.

В работе [15] для конуса с углом при вершине 120° по испытаниям глин выявлено значение $K_\alpha = 0{,}06$, что лежит, по нашим данным, в диапазоне K_α от 0,083 до 0,024.

Наличие линейной зависимости между логарифмом коэффициента пропорциональности K и углом внутреннего трения для конуса с любым углом при вершине дополняется тем, что все прямые пересекаются в полюсе, что позволяет описать единой зависимостью $K = f(\alpha, \varphi)$, приведенной в работе [11]. Становится возможным проведение пенетрационных испытаний конусом с любым углом при вершине.

Помимо конических наконечников находили и могут находить применение пирамидальные 4-гранные наконечники, на пенетрационные испытания которыми также распространяются выявленные выше закономерности.

Е. Ф. Мосьяков [16] проводил испытания пирамидами с углами между ребрами β (плоскими углами) 30°, 45°, 60°, что соответствует углам между гранями α {углам при вершине} 31°, 49°, 70° 30′, так как имеет место зависимость $\mathbf{tg}\,\beta/2 = \mathbf{sin}\,\alpha/2$.

Условие постоянства объемов погруженной части V = const приводит к выражению для коэффициента перехода $K_{\alpha п}$ от результатов испытаний пирамидальным наконечником с любым углом между гранями к результатам стандартным конусом с углом при вершине 30°, отличающегося от выражения (9) появлением множителя , иначе

$$K_{\alpha п} = 0{,}851\, K_\alpha, \quad (10),$$

где K_α, — коэффициент перехода для конического штампа с равным углом заострения α пирамидальному штампу.

Аналогично условие постоянства площадей погруженной части штампов F = const (взамен условия d = const) приводит к необходимости введения множителя $\pi/4$ в выражение (7), тогда

$$K_{\alpha п} = 0{,}785\, K_\alpha \quad (11).$$

Пользуясь этими данными, могут быть определены значения коэффициентов пропорциональности $K_{\varphi п}$ для любого пирамидального наконечника и угла внутреннего трения от 0 до 30°, построены линейные зависимости в полулогарифмическом масштабе, написано единое уравнение для $K_{\varphi п} = f(\alpha, \varphi)$.

Е. Ф. Мосьяков полагал, что значения $K_{\alpha п}$ для пирамидальных наконечников с углами между ребрами β 30°, 45°, 60° должны быть равны соответственно 0,75, 0,37, 0,19. Наши расчеты в диапазоне φ = 0–30^0 дают 0,812–0,729, 0,419–0,272, 0,233–0,112.

Таким образом, подтверждается возможность проведения пенетрационных испытаний пирамидальными наконечниками, что становится особенно важным при испытании весьма прочных грунтов, скальных пород и других материалов, например металлов (к сожалению, металловеды отказались от применения алмазной пирамиды, не решив проблему выхода на постоянное значение удельного сопротивления пенетрации).

Пенетрационные испытания способны помочь в разрешении многих задач, связанных не только с определением механических свойств грунтов, но и с определением несущей способности свай (для начала конических и пирамидальных) и с интерпретацией данных статического зондирования.

4. Пенетрационные испытания и прочностные свойства связных грунтов

Знание величины удельного сопротивления пенетрации и числа пластичности даже при небольшом опыте позволяет назначить ориентировочное, но присущее данному состоянию грунта значение угла внутреннего трения и вслед за этим определить значение сцепления. Примеры приведены в таблице 1.

Достоверность определения φ и c повышается при проведении пенетрационных испытаний наконечниками с разными углами при вершине или пенетрационного испытания и испытания методом одноосного сжатия (для прочных грунтов соосными пуансонами). Известное выражение

$$\sigma_{сж} = 2\,c * \mathrm{tg}(45 + \varphi/2) \quad (12)$$

может быть заменено выражением

$$\mathbf{c} = K_{сж}\,\sigma_{сж} \quad (13),$$

в котором между логарифмом $K_{сж}$, как и логарифмом $K\varphi$, и углом внутреннего трения грунта существует линейная зависимость с граничными значениями $K_{сж}$, равными 0,50 при φ = 0° и 0,29 при φ = 30°. Отношение $\sigma_{сж} / R_{3\theta}$ не остается постоянным, изменяется с углом внутреннего трения в диапазоне от 1,30 (при φ = 0°) до 0,45 (при φ = 30°). Из опытов следует, что для глин твердой консистенции удельное сопротивление пенетрации стандартным конусом раза в два превышает сопротивление одноосному сжатию, что является дополнительным подтверждением сомнительности взгляда на глинистые грунты как на идеально связную среду, лишенную угла внутреннего трения независимо от состояния.

Пенетрационные испытания, проведенные до начала сдвиговых (3-осных) испытаний, способны помочь в выборе диапазона нормальных (боковых) давлений, предвосхитить результат каждого конкретного испытания, оценить надежность получаемых результатов и выполнить с пониманием отбраковку некоторых из них как до передачи из лаборатории, так и при статистической обработке результатов в составе вы-

деленного инженерно-геологического элемента. Последний момент весьма важен, так как позволяет не находиться в плену статистической обработки, приводящей каждый раз для одного и того же грунта к разным значениям прочностных свойств, что отчасти способствует бытующему представлению об отсутствии в прочностных свойствах физического смысла и, как следствие, их непознаваемости. Можно не удивляться, что в отчетах приводятся любые, самые необъяснимые, значения угла внутреннего трения и сцепления, часто по принципу — пиши что хочется.

5. Пенетрационные испытания связных грунтов и несущая способность свай

Было время, когда находили успешное применение пирамидальные и конические сваи. Забивные сваи равного по длине сечения при погружении прорезают грунты, что на неопределенное время снижает несущую способность по боковой поверхности. Сваи даже с малым углом при вершине работают в распор, что обеспечивает повышенную несущую способность, возрастающую с ростом угла при вершине. Для расчета несущей способности пирамидальных и конических свай рассматривались схемы, основанные либо на общепринятой формуле расчета забивных свай с добавлением сопротивления отпору либо на многофункциональной зависимости с привлечением таких параметров, как объем зоны деформации и зоны уплотнения, модуль деформации уплотненного грунта и т. д. Очевидна условность предлагаемых схем расчета, которая и не могла приводить к сходимости с результатами испытаний свай статическими нагрузками.

Однако задача определения нагрузки на пирамидальные и конические сваи есть обратная задача по определению удельного сопротивления пенетрации [17]. Известным прочностным свойствам грунта естественного сложения и геометрии сваи соответствует

$$P = c\,h^2 / K\varphi \quad (14).$$

Для усеченных свай, прорезающих несколько слоев,

$$P = c\,h(2l - h) / K\varphi + \sigma\,F, \quad (15),$$

где l — расстояние от кровли рассматриваемого слоя до условной вершины сваи, σF — несущая способность нижнего конца сваи.

Закономерности пенетрационных испытаний, распространяемые, как было показано ранее, на наконечники с любым углом при вершине, могут стать основой для выхода на определение несущей способности свай по прочностным свойствам связных грунтов, несущей способности по боковой поверхности при $\alpha \rightarrow$ к 0°, несущей способности нижнего конца и плоского штампа при $\alpha \rightarrow$ к 180°. Предложения по оценке несущей способности свай конических, пирамидальных и постоянного сечения по прочностным свойствам содержатся в работах [4, 17, 18].

6. Связь пенетрационных испытаний глинистых грунтов со статическим зондированием

Нормативный документ по интерпретации данных статического зондирования отсутствует, притом, что такая задача постоянно ставится. Приводимая в СП 11–105–97 таблица 5 рекомендуемого приложения «И», по выходу на угол внутреннего трения и сцепление связных грунтов в зависимости от величины лобового сопротивления, не имеет права на применение, так как φ и c определены по методике консолидированно-дренированного сдвига, т. е. с неоднократными изменениями исходного состояния грунта. Между тем, зонд при статическом зондировании, как и наконечник при пенетрации, погружается в грунт естественного сложения. Таким образом, интерпретация данных статического зондирования станет возможной после признания необходимости определения прочностных свойств по методике естественной прочности грунтов.

На данном этапе разумно искать точки соприкосновения зондирования и пенетрации. Здесь намечаются два направления, одинаково пригодные для рассмотрения.

1. Установить эмпирическую зависимость между удельным сопротивлением пенетрации стандартным конусом или конусом с углом при вершине 60° и лобовым сопротивлением при статическом зондировании в широком диапазоне состояний грунтов. А далее пользоваться всеми закономерностями, изложенными выше. Кроме того, направление позволит решить проблему с грунтами твердой консистенции, для которых зондирование становится невыполнимым.

2. Понять природу соотношения между удельным сопротивлением пенетрации и лобовым сопротивлением для каждого конкретного состояния грунта.

При зондировании используется конус с углом при вершине 60°, площадью основания F = 10 см^2, с определением сопротивления вдавливания или лобового сопротивления $q = P / F$. Результаты пенетрационных испытаний также должны быть представлены в виде сопротивления вдавливания. От удельного сопротивления пенетрации стандартным конусом переходим к удельному сопротивлению пенетрации конусом с углом при вершине 60° по соотношению $R_{60} = K_{\alpha}, R$, находим усилие погружения зондировочного конуса высотой 30,9 мм (h^2 = 9.55 см^2) $P = R_{60}\,h^2$ и, наконец, сопротивление вдавливания $\sigma = P / F$, которое и следует сопоставить с q. Понятно, что q должно существенно превышать σ, так как при зондировании происходит только уплотнение грунта, как следствие, $P_q >> P_{\sigma}$. Эту задачу надлежит решать.

Таковы проблемы пенетрационных испытаний

связных грунтов, их несомненные достоинства и направления развития. Однако широкие возможности метода пенетрации и статического зондирования не смогут быть востребованы, пока не будет признана несостоятельность официально применяемых в настоящее время методов определения механических свойств грунтов, за которыми незримо стоят методы расчета оснований и фундаментов.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. *Богданов Е. Н.* К вопросу об оценке физического состояния глинистых грунтов // Материалы семинара «Проблемы инженерной геологии». СПб.: СПб. Горный институт, 1996, с. 10–16.

2. *Бархатов А. Ф., Богданов Е. Н.* К методике определения пределов пластичности связных грунтов // Вопросы научно-технической направленности инженерно-строительных изысканий. Свердловск, 1974, с. 39–42.

3. *Богданов Е. Н.* Исследование инвариантности удельного сопротивления пенетрации связных грунтов // Грунтоведение и инженерная геология, вып. 1. Л.: изд-во ЛГУ, 1976, с. 94–105.

4. *Богданов Е. Н.* Исследование закономерностей пенетрационных испытаний связных грунтов и их приложение к расчету свай. Диссертация на соискание ученой степени к. т. н. Л.: ЛИИЖТ, 1977, 271 с.

5. *Иванов И. П.* Определение показателей сопротивления сдвигу грунтов, характеризующих их естественную прочность // Вестник ЛГУ, 1975, № 6, с. 73–79.

6. *Богданов Е. Н., Руднева И. Е.* О методиках сдвиговых испытаний грунтов // Грунтоведение и инженерная геология, вып. 2. Л., 1980, с. 112–119.

7. *Богданов Е. Н., Богданов А. Е.* Механические свойства грунтов как причина кризиса механики грунтов // Проблемы современной инженерной геологии. Записки Горного института. Т. 153. СПб.: СПб. Горный институт, 2003, с. 131–136.

8. *Богданов Е. Н.* Грунты как причина аварий зданий и сооружений // Материалы Международной конференции «Город и геологические опасности» Ч. I. СПб., 2006, с. 25–33.

9. *Богданов Е. Н.* К изучению механических свойств грунтов // Тезисы межрегиональной конференции «Особенности инженерно-геологических изысканий и определение физико-механических свойств грунтов для проектирования зданий и сооружений повышенного уровня ответственности». СПб., 2008. с. 96–102.

10 *Богданов Е. Н.* Механические свойства связных грунтов требуют пересмотра // Проектирование и инженерные изыскания. 2012, № 3(17), с. 22–29.

11. *Богданов Е. Н.* Связь результатов пенетрационных испытаний различными конусами с прочностными характеристиками связных грунтов // Грунтоведение и инженерная геология, вып. 1. Л.: изд-во ЛГУ, 1976, с. 105–113.

12. *Разоренов В. Ф.* Пенетрационные испытания грунтов. М.: Стройиздат, 1968, 183 с.

13. *Богданов Е. Н., Иванов И. П., Руднева И. Е.* Применение пенетрации при сдвиговых испытаниях грунтов естественной прочности // Современные методы определения механических характеристик слабых грунтов. Л.: ЛДНТП, 1979, с. 52–56.

14. *Никифоров А. А., Ро М. А.* Пенетрометры ВСЕГИНГЕО // Труды ВСЕГИНГЕО. Вопросы инженерной геологии. Сер. 26. М., 1964, с. 84–105.

15. *Томилина Т. М., Петров Л. К., Верзал А. И.* Метод измерения твердости глин конусом // Сб. науч. работ Минского НИИСМ БССР, вып. 6. Мн.: изд-во АН БССР, 1957, с. 173–182.

16. *Мосьяков Е. Ф.* Пенетрационные испытания глинистых грунтов штампами различной формы // Основания, фундаменты и механика грунтов. К.: Будивельник, 1971, с. 50–53.

17. *Богданов Е. Н.* О несущей способности пирамидальных и конических свай // Изв. вузов «Строительство и архитектур», 1976, № 10, с. 35–41.

18. *Богданов Е. Н.* Проблемы оценки несущей способности свай // Водные пути и гидротехнические сооружения, сб. трудов СПбГУВК. СПб., 2000, с. 78–87.

УДК 625.12

ОХЛАЖДЕНИЕ МАССИВА МНОГОЛЕТНЕМЕРЗЛЫХ ГРУНТОВ В ОСНОВАНИИ ДОРОГ ПУТЕМ РЕГУЛИРОВАНИЯ ПРИРОДНЫХ ПОТОКОВ ХОЛОДА И ТЕПЛА

© 2013 г. В. Г. Кондратьев

Забайкальский государственный университет,
ул. Александро-Заводская, 30, Чита, 672039, Россия
НПП «ТрансИГЭМ», ул. Б. Академическая, 47-1-73, Москва, 125008, Россия
v_kondratiev@mail.ru

Введение. В криолитозоне, занимающей около 65 % территории России, эксплуатация железных и автомобильных дорог сопряжена со значительными, всевозрастающими и часто неэффективными материальными и трудовыми затратами, в частности на текущее содержание и ремонты дорог. В основном это связано с многочисленными деформациями земляного полотна вследствие осадок при оттаивании льдистых грунтов их основания (рис. 1, 2).

Высокая деформативность дорог в криолитозоне в значительной степени обусловлена тем, что действовавшие на протяжении многих десятилетий технические указания по изысканиям, проектированию и постройке автомобильных и железных дорог в районах вечной мерзлоты не требовали гарантированного сохранения многолетнемерзлых грунтов в основании земляного полотна, не всегда обоснованно полагая, что так называемая «оптимальная высота насыпи» и бермы ограничат глубину оттаивания грунтов основания, а запас по высоте и ширине насыпи, а также досыпка балласта в первые годы эксплуатации позволят компенсировать возможные осадки. На БАМе эти предположения не подтвердились, а бермы, в основном, оказали противоположный эффект, так как способствовали увеличению размеров чаши оттаивания грунтов под насыпью и, соответственно, величины и продолжительности осадки.

Проблема деформаций земляного полотна дорог на сильнольдистых вечномерзлых грунтах на протяжении многих десятилетий является актуальной не только в России [31, 6, 28, 33, 15, 3, 1], но также в США [42] (рис. 3), Канаде [38] и Китае (рис. 4) [43, 39].

Характеризуемые ниже способы укрепления основания земляного полотна дорог на вечномерзлых грунтах [10, 20–23] основаны на регулировании природных охлаждающих и отепляющих факторов таким образом, чтобы в земляном полотне и на прилегающей территории уменьшался приход тепла и увеличивался его расход, гарантированно сохраняя многолетнемерзлое состояние грунтов основания или [18] на превентивном оттаивании льдистых грунтов с одновременным замещением их непросадочной грунтовой массой.

Характер и причины деформаций дорог в криолитозоне. Деформации дорог на льдистой вечной мерзлоте (рис. 1–4) обычно имеют длительный характер и, как правило, обусловлены деградацией вечной мерзлоты в основании земляного полотна под воздействием поглощенной земляным полотном солнечной радиации, инфильтрации летних осадков в тело насыпи, увеличения толщины снежного покрова у основания насыпи и на прилегающей территории. На косогорных участках этому также способствует фильтрация поверхностных и подземных вод в тело и основание земляного полотна (рис. 5).

Таким образом, при строительстве и эксплуатации дорог в криолитозоне возникает необходимость сохранения грунтов основания земляного полотна в многолетнемерзлом состоянии или, если процесс деградации вечной мерзлоты под земляным полотном уже происходит, прекращения этого процесса. Все это требует дополнительного охлаждения грунтов основания земляного полотна с помощью естественного или искусственного холода.

Основные закономерности формирования температурного режима. горных пород в слое годовых колебаний температуры. Температурный режим верхних горизонтов земной коры, в частности, в слое годовых его колебаний (рис. 6), определяется структурой радиационно-теплового баланса поверхности, тепловым влиянием наземных покровов (снег, растительность, вода), теплопотоком из недр земли, а также процессами тепломассопереноса в массиве горных пород [4, 5].

Основными параметрами, характеризующими температурный режим горных пород в слое годовых его колебаний, являются среднегодовая температура (t) и амплитуда годовых колебаний температур (A) на следующих 4 уровнях:

1) на поверхности земли, т. е. на поверхности покровов на границе с атмосферой (t_0 и A_0);

2) на поверхности почвы под снежным, растительным или водным покровами ($t_{пп}$ и $A_{пп}$);

3) на подошве слоя сезонного промерзания (оттаивания) пород (t и A);

4) на подошве слоя годовых колебаний температур ($t_{ср}$).

Рис. 1. Деформации пути Забайкальской ж. д., 6278-й км, февраль 2011 г.

Рис. 2. Деформации пути Восточно-Сибирской ж. д., 1833-й км, май 2010 г.

Рис. 3. Деформации пути Аляскинской ж. д., район Фербенкса, июль 2008 г.

Рис. 4. Деформации пути Цинхай-Тибетской ж. д., август 2006 г.

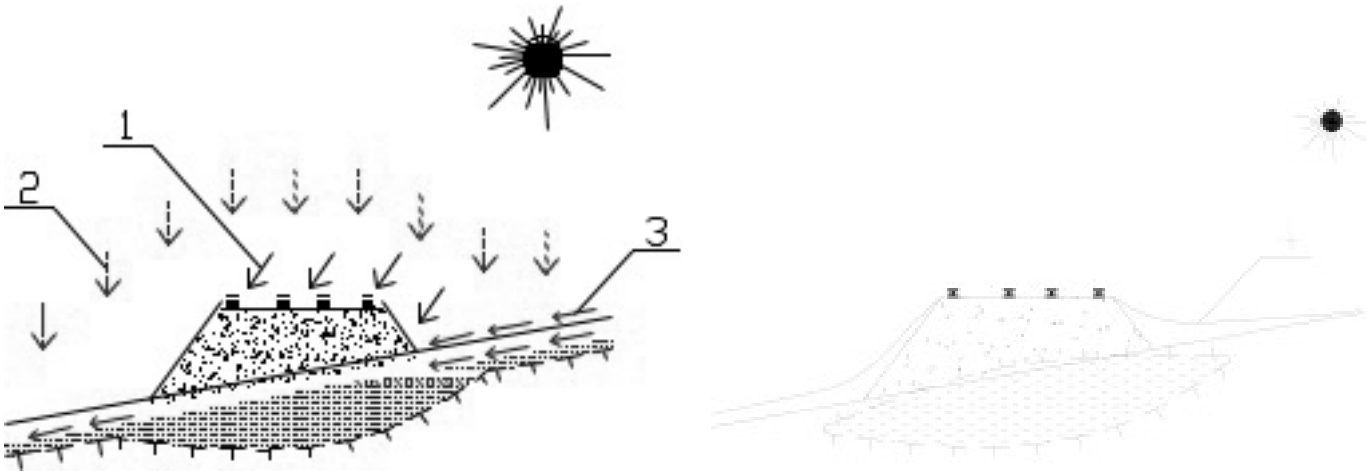


Рис. 5. Основные отепляющие факторы, приводящие к оттаиванию многолетней мерзлоты в основании насыпи: а — летние: 1 — солнечная радиация, 2 — атмосферные осадки, 3 — поверхностные и подземные воды; б — зимние: 4 — снежный покров

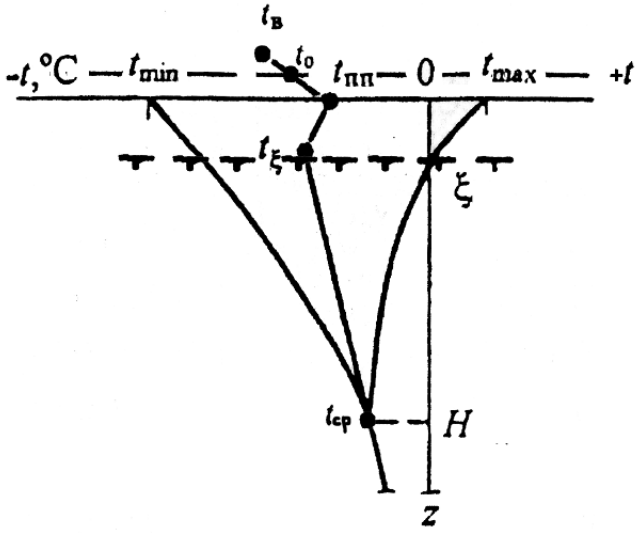


Рис. *6.* Параметры температурного режима грунтов в слое годовых его колебаний:

$t_в$, t_0, $t_{пп}$, $t_ξ$, $t_{ср}$ — *среднегодовые температуры*: воздуха: *на поверхности покровов, на поверхности почвы, на подошве слоя сезонного оттаивания грунтов мощностью* ξ, на подошве слоя годовых колебаний температуры *мощностью H*; t_{min} *и* t_{max} — *распределение минимальных и максимальных температур в слое годовых колебаний температуры*

На каждом из этих уровней различны набор и относительная роль факторов природной среды в формировании температуры горных пород. Так, на поверхности земли доминирующую роль играет климат района, а на подошве слоя годовых колебаний температуры к влиянию климата добавляется существенное влияние геолого-гидрогеологических факторов.

Температурный режим земной поверхности на границе с атмосферой определяется, в основном, климатическими факторами (составляющими радиационного баланса, температурным режимом и влажностью воздуха, облачностью, летними и зимними осадками) и характером поверхности (рельефом, крутизной и экспозицией склонов, значением альбедо, величиной проходящих через поверхность теплооборотов и т. п.). Его отличает наибольшая динамичность в естественной обстановке и при техногенных воздействиях. От температуры воздуха ($t_в$), измеряемой на метеостанциях обычно на высоте 2 м, температура земной поверхности (t_0) отличается на величину радиационной поправки (t_R), т. е.:

$$t_0 = t_в + t_R$$

Температурный режим поверхности почвы под растительным, снежным и водным покровами также существенно зависит от климатических факторов и особенностей поверхности, указанных выше. Однако решающее значение здесь имеет теплоизоляционное влияние покровов, которое сокращает амплитуду температурных колебаний и смещает ось этих колебаний. В связи с большой изменчивостью климатических условий и характеристик покровов имеет место высокая динамичность среднегодовой температуры ($t_{пп}$) и амплитуды годовых колебаний ($A_{пп}$) температуры поверхности почвы как во времени, так и в пространстве. Расчет температурного режима на поверхности почвы обычно сводится к введению поправок к среднегодовой температуре (t_0) и амплитуде годовых колебаний температуры земной поверхности (A_0) за счет влияния снега ($t_{сн}$, $A_{сн}$), растительности ($t_р$, $A_р$) и водного покрова ($t_{вод}$, $A_{вод}$):

$$t_{пп} = t_0 + t_{сн} +/- t_р + t_{вод},$$

$$A_{пп} = A_0 - A_{сн} - A_р - A_{вод}$$

Температурный режим на подошве слоя сезонного промерзания (оттаивания) грунтов () отличается от такового на его поверхности вследствие тепломассопереноса в этом слое при инфильтрации атмосферных осадков и циркуляции грунтовых или надмерзлотных вод, а также температурной сдвижки, возникающей при знакопеременных периодических изменениях температуры грунта, и разности его теплофизических характеристик в талом и мерзлом состояниях.

Таким образом, *t* и *A* формируются под влиянием комплекса географических и геологических факторов, среди которых основными являются литологические особенности и влажность горных пород. С учетом влияния инфильтрации летних осадков ($t_{ос}$) и температурной сдвижки *(t*) среднегодовая температура пород на глубине может быть представлена как

$$t = t_{пп} +/- t + t_{ос}.$$

Изменчивость *t* во времени и в пространстве достаточно высокая, но все же меньше, чем изменчивость t_0 и $t_{пп}$.

Температурный режим грунтов на подошве слоя годовых колебаний температуры (*H*) характеризуется только одним параметром — значением температуры ($t_{ср}$), т. к. амплитуда колебаний температуры на глубине *H* по определению не превышает 0,1°. Отличие $t_{ср}$ от *t* обусловлено геотермическим градиентом (*g*) в слое H, связь между ними выражается:

$$t_{ср} = t + g\ (H -).$$

Температурный режим грунтов на подошве слоя годовых колебаний является наиболее устойчивым. После изменения условий теплообмена на поверхности вследствие естественных изменений природных факторов или в результате техногенного воздействия соответствующий температурный режим на глубине H обычно устанавливается только через 10–15 лет.

Основные принципы управления температурным режимом грунтов. Принципы управления мерзлотным процессом, в том числе температурой пород, сформулированы В. А. Кудрявцевым и Э. Д. Ершовым [25]. Они же составили классификационную схему приемов по направленному изменению мерзлотных условий [26] и выделили четыре группы приемов управления мерзлотными условиями:

1-я группа — мероприятия позволяют направленно изменять процессы тепло- и массообмена на верхней границе мелиорируемого слоя;

2-я группа — мероприятия направлены на регулирование процессов тепло- и массообмена в грунте посредством изменения его состава и свойств;

3-я группа — мероприятия применяются для изменения температурного режима и теплового состояния пород с помощью дополнительных источников и стоков тепла;

4-я группа — мероприятия позволяют изменять процессы тепло- и массообмена на нижней границе мелиорируемого слоя.

Применительно к массиву грунтов, на котором расположено земляное полотно, интерес представляют первые три группы приемов управления мерзлотными условиями, причем наиболее перспективна 1-я группа, позволяющая направленно изменять тепло- и массообмен на дневной поверхности.

По М. И. Будыко [2], теплообмен на поверхности земли при динамическом равенстве прихода и расхода солнечной радиации описывается уравнением теплового баланса за год:

$$(Q+q)\ (1-) = I + LE + P,$$

где *Q* — прямая, *q* — рассеянная солнечная радиация;

– альбедо поверхности;

I — эффективное излучение поверхности земли;

LE — затраты тепла на процессы испарения и конденсации влаги на поверхности земли;

P — турбулентный теплообмен между поверхностью земли и приземным слоем воздуха.

Левая часть уравнения выражает приход коротковолновой радиации к поверхности земли, правая — расход превращенной энергии. При динамическом равенстве прихода и расхода энергии за последовательные годовые периоды среднегодовая температура поверхности пород остается неизменной. При отсутствии динамического равновесия прихода и расхода тепла за теплый и холодный полупериоды года среднегодовая температура поверхности пород изменяется, вследствие чего могут происходить процессы деградации (в случае превышения прихода над расходом тепла) или аградации мерзлоты (в противоположном случае).

В полупериод нагревания поглощенная грунтом коротковолновая радиация *(Q+q) (1-) - LE - P* больше суммарного эффективного излучения *I* на величину B_1 — количества тепла, пришедшего в грунт, т. е.:

$$(Q_1+q_1)\ (1-_1) - LE_1 - P_1 = I_1 + B_1$$

В полупериод охлаждения эффективное излучение преобладает над поглощаемой коротковолновой радиацией на величину B_2 — количества тепла, отданного грунтом, т. е.:

$$(Q_2+q_2)\ (1-_2) - LE_2 - P_2 = I_2 - B_2.$$

Эти зависимости позволяют анализировать эффективность способов управления тепловым режи-

мом пород, основанных на уменьшении (увеличении) прихода тепла (положительного теплооборота B_1) или на увеличении (уменьшении) расхода (отрицательного теплооборота B_2), или на регулировании того и другого совместно. Так, для сохранения грунтов в многолетнемерзлом состоянии необходимо стремиться к уменьшению прихода тепла и увеличению его расхода, а для предотвращения промерзания талых (немерзлых) грунтов следует добиваться увеличения прихода тепла и уменьшения его расхода.

Таким образом, для сохранения многолетнемерзлого состояния массива грунтов в основании дорог следует:

уменьшать поступление на его поверхность прямой и рассеянной солнечной радиации, например, затенением;

увеличивать альбедо поверхности, например, окраской в светоотражающий цвет;

увеличивать эффективное излучение, например, снегоочисткой поверхности охлаждаемого массива грунтов и прилегающей территории;

увеличивать турбулентный теплообмен и испарение.

Предотвращение инфильтрации летних осадков в массив грунта и фильтрации поверхностных или надмерзлотных вод с нагорной стороны также способствует сохранению многолетнемерзлого состояния массива грунтов.

Активные способы охлаждения основания земляного полотна с помощью регулирования природных потоков тепла и холода. Эти способы позволяют понижать температуру грунтов и сохранять их в многолетнемерзлом состоянии путем регулирования соотношения охлаждающих и отепляющих факторов и укреплять земляное полотно на сильнольдистых вечномерзлых грунтах с помощью снегоочистки и окраски [21], солнцеосадкозащитного навеса [20], охлаждающих труб [22], пленочного экрана [10], специальных устройств для аккумуляции холода [23].

Снегоочистка и окраска. Способ предотвращения оттаивания массива многолетнемерзлых грунтов с помощью снегоочистки и окраски в соответствии с патентом на изобретение № 1764371 [21] заключается в следующем.

В первой половине зимы (с момента установления устойчивого снежного покрова и до момента инверсии знака теплопотока) производят систематическое удаление снега с защищаемого массива грунтов. Момент инверсии знака теплопотока определяется по данным ближайшей метеостанции, когда среднесуточная температура воздуха становится устойчиво выше аналогичной температуры поверхности почвы. Ширина очищаемой от снега полосы, как правило, должна быть больше удвоенной глубины сезонного оттаивания грунтов, но меньше мощности слоя годовых колебаний температуры грунтов для оголенной поверхности. Снегоочистка может осуществляться любым способом: механическим, газодинамическим, с помощью авиационного двигателя, установленного на транспортном средстве повышенной проходимости.

Весной после схода снега производят окраску поверхности защищаемого массива грунтов в белый цвет. Окрашенная поверхность должна хорошо отражать солнечную радиацию в весенне-летний период, поэтому при существенном загрязнении (порядка 60 %) защищаемой поверхности окраску следует обновлять.

Вместо окрашивания возможно также специальное использование щебня естественного белого цвета (рис. 7).

Положительный эффект достигается тем, что устранение теплоизолирующего влияния снега в первой половине зимы резко усиливает тепловой поток из массива грунтов в атмосферу — происходит их интенсивное охлаждение. Существенное увеличение альбедо поверхности (а), покрытой новой (а=75 %) или старой (а=55 %) белой краской, по сравнению с естественной поверхностью мари (а=25 %), и в особенности с нарушенной в процессе прокладки трубопровода поверхностью (а=15 %), уменьшает количество поглощенной солнечной радиации и сокращает летний прогрев массива грунтов. Усиление зимнего охлаждения массива грунтов и уменьшение его летнего прогрева сохраняют его в мерзлом состоянии. Предотвращение деградации многолетней мерзлоты в основании земляного полотна обеспечивает его стабильность.

Идея о понижении температуры грунтов осветлением их дневной поверхности высказывалась неоднократно [9, 32]. П. Ф. Швецов [32] относил осветление поверхности для уменьшения инсоляции к мероприятиям, имеющим целью охлаждение грунта с переходом из области положительной температуры в область отрицательной, то есть он полагал, что тем самым можно формировать, а не только сохранять многолетнемерзлую толщу.

Первым сообщением о реальном применении белой краски для повышения альбедо поверхности была информация Фулвилдера и Айткена [37] об успешном уменьшении глубины оттаивания грунта летом путем окрашивания поверхности асфальтового покрытия взлетно-посадочной полосы в аэропорту Туле (Гренландия).

Позднее на Аляске проводились эксперименты по увеличению альбедо дорожного покрытия автомобильных дорог [34, 35], показавшие, что эффект применения окрашенных поверхностей оказывается разным в зависимости от географической широты местности, облачности, скорости ветра и транспорта, абразивного эффекта. Движение автомобилей увеличивает нагревание полотна дорог в летнее время. Кроме того, автомобильные шины, особенно шипо-

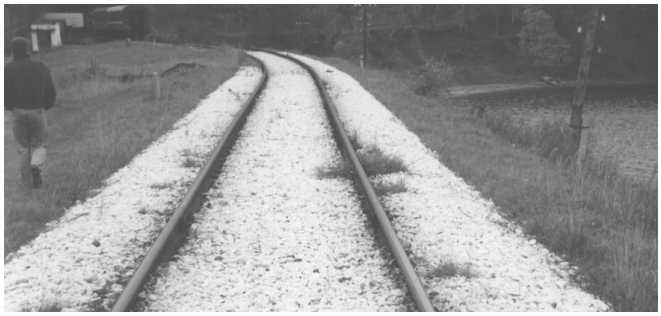


Рис. 7. Участок Кругобайкальской железной дороги с балластом из белого мрамора, сентябрь 1998 г.

Рис. 8. Служебное здание с проветриваемым подпольем на ст. Икабьекан Восточно-Сибирской ж. д.

ванные, стирают краску. Несмотря на это, окрашивание дорог снизило среднюю температуру дорожного покрытия приблизительно на 1°С, а также уменьшило количество осадок поверхности, связанных с долговременным оттаиванием вечной мерзлоты.

Исследованиями на моделях насыпей [40] установлено, что коэффициент поглощения видимого излучения в летний период для естественного гравия составляет 0,85, а для окрашенного в белый цвет — 0,3. При этом температуры поверхности естественного и окрашенного гравия отличались на 5,5°.

Считается [40], что использование белой и желтой красок на аэродромах Аляски может понизить среднюю температуру поверхности грунта на 1–2°С. Практическое применение окрашивания, однако, сдерживается тем, что оно противоречит требованиям нанесения на поверхность взлетно-посадочной полосы белых и желтых полос [42].

Железнодорожный путь лишен этих ограничений, поэтому снегоочистка и окраска поверхности земляного полотна имеют перспективу применения на железных дорогах в криолитозоне. Пока же они использовались при разработке технико-экономического обоснования стабилизационных мероприятий для отдельных участков БАМа и Забайкальской ж. д., а также рассматривались в качестве превентивных мероприятий для подъездного железнодорожного пути Улак — Эльга [17].

Солнцеосадкозащитный навес. В соответствии с патентом на изобретение № 1740555 [20], способ охлаждения массива грунта с помощью солнцеосадкозащитного навеса заключается в следующем. Для предотвращения отепляющего влияния прямой солнечной радиации и летних осадков, а также резкого снижения теплоизолирующего влияния снежного покрова и соответствующего увеличения расхода тепла зимой над массивом грунта сооружается солнцеосадкозащитный навес.

Положительный эффект применения навеса достигается тем, что под ним, при сохранении возможности интенсивного зимнего охлаждения массива грунта, исключаются инфильтрация летних осадков и прямая солнечная радиация, являющиеся обычно основными причинами деградации мерзлоты и осадки оттаявшего грунта на относительно ровных участках местности.

Охлаждающее воздействие навеса на массив грунта аналогично влиянию естественно вентилируемого наружным воздухом подполья зданий и сооружений, основанием которых служат вечномерзлые грунты. Проветриваемое подполье, впервые сооруженное в 1907 г. при строительстве путейского здания на ст. Могзон Забайкальской ж. д. [30], широко используется в мировой практике и является наиболее простым и надёжным способом сохранения грунтов основания в мерзлом состоянии (рис. 8).

Н. Н. Романовский [29] предлагал использовать навесы для создания мерзлотных поясов для борьбы с наледями на железных и автомобильных дорогах и сообщал об установке ряда экспериментальных навесов и проведении систематических наблюдений в районе проектировавшейся тогда железной дороги Хребтовая — Усть-Илимск.

Деревянный навес для защиты от снега и инсоляции низового откоса земляной плотины на р. Наледной, в сочетании с воздушной замораживающей системой из 30 колонок и вентилятора среднего давления, был успешно применен в районе Норильска [24]. В результате всего за два зимних сезона был полностью проморожен подрусловой талик глубиной 6,5 м под плотиной высотой 7, длиной 60 и шириной по верху 5 м.

Интересные эксперименты проведены на Аляске для разработки наиболее экстремальных методов лечения земляного полотна автодороги в районах вечной мерзлоты путем охлаждения откосов [44]. Проверялось три метода:

1) сооружение на откосах дороги навеса из дерева и фанеры для затенения грунта в течение лета и предохранения от влияния снега как теплоизоляционного покрова зимой;

2) периодическая (один раз в месяц) очистка от снега в течение зимы участка бермы размером 6 на 21 м;

3) установка на откосах насыпи термосифонов с длиной испарителя 10,5 и радиатора 2,4 м.

Рис. 9. Солнцеосадкозащитный навес над основной площадкой и юго-восточным откосом выемки на экспериментальном полигоне СЗФ АН МЖД КНР на склоне г. Фэнхо.
Тибет, июль 2000. Фото Чжан Лусина

Рис. 10. Солнцеосадкозащитный навес над северо-западным откосом выемки на экспериментальном полигоне СЗФ АН МЖД КНР на склоне г. Фэнхо.
Тибет, июль 2000. Фото Чжан Лусина

С навесами было два опытных участка. На одном участке на южном откосе дороги были размещены семь навесов, каждый длиной 9,6 м и шириной 3,6 м, что позволило закрыть 25,2 м вдоль и 9,6 м поперек насыпи. На другом участке навес имел размеры 4,2 на 7,2 м. Навесы были приподняты над землей на 0,6 м.

Наибольшую эффективность из проверяемых методов показали навесы. Они, по мнению авторов экспериментов, могут быть достаточными для охлаждения насыпей на 3–5° в течение нескольких лет. Снегоочистка также показала значительную пользу, однако она, как считают авторы, может потребовать больших усилий в годы обильных снегопадов.

В России солнцеосадкозащитный навес по патенту на изобретение № 1740555 использован в опытно-экспериментальном проекте земляного полотна строящейся железнодорожной линии Томмот — Якутск, при технико-экономическом обосновании стабилизации одного из участков действующей Забайкальской ж. д., а также рассматривался в качестве альтернативного способа стабилизации земляного полотна подъездного железнодорожного пути Улак — Эльга и железнодорожной линии Томмот — Кердем [17].

В Китае по нашему предложению в 2000 г. Северо-Западным филиалом Академии наук Министерства железных дорог Китая (СЗФ АН МЖД КНР) начата опытно-экспериментальная проверка дорожной выемки с навесами на Цинхай-Тибетском нагорье. Были построены три модели навеса для изучения влияния его на температурный режим грунтов основной площадки, юго-восточного (рис. 9) и северо-западного (рис. 10) откосов выемки.

Натурные наблюдения с июля 2000 г. по август 2001 г. показали, что средняя за год температура поверхности грунтов под навесом на 8°С ниже, чем вне навеса, а в январе 2001 г. эта разница температур составляла 6–15°С.

В 2005 г. навес из панелей-сэндвичей был сооружен на откосах насыпи (рис. 11) непосредственно на Цинхай-Тибетской железной дороге.

Навесы на откосах насыпи по данным натурных наблюдений [41] могут понижать температуру грунтов на 3–5°С (рис. 12) и обеспечивать стабильность земляного полотна на сильнольдистых вечномерзлых грунтах.

В Китае с сентября 2003 г. также проводятся обширные опытно-экспериментальные исследования влияния солнцеосадкозащитных навесов на температурный режим автодорог на Цинхай-Тибетском нагорье: Цинхай-Тибетского шоссе (национальное шоссе № 109) (рис. 13–14) и Цин Кан шоссе (национальное шоссе № 214) (рис. 15–16).

Так, Главная государственная лаборатория по строительству на мерзлых грунтах Института инженерных и экологических исследований холодных и аридных районов АН КНР провела натурные эксперименты по применению солнцеосадкозащитных навесов на опытно-экспериментальном полигоне «Белухэ» вблизи Цинхай-Тибетского шоссе [36]. Экспериментальная модель навеса из двуслойной фанеры толщиной 12 мм и размерами 1,22 на 2,44 м была размещена на откосе насыпи в 40 см над ее поверхностью (рис. 17).

Измерения радиационного баланса и теплопотоков в грунт под и вне навеса (рис. 17–18) в период с 27.07.2010 г. по 1.12.2010 г. показали, что радиационный баланс поверхности насыпи в среднем составляет 300–350 Вт/м^2, а под солнцеосадкозащитным навесом — 30–45 Вт/м^2, т. е навес способен снизить радиационный баланс на 80–90%, а летом и до 95 %.

Под навесом тепловой поток в насыпь на глубине 5 и 10 см составляет соответственно 38 и 25 Вт/м^2, в то время как вне навеса — соответственно 95–100 и 40–52 Вт/м^2, т. е. солнцеосадкозащитный навес снижает теплопотоки в насыпь на 50–75%. Температура поверхности грунтов под навесом оказалась на 6–8°С ниже, чем вне навеса.

Экспериментальные исследования позволили китайцам сделать вывод о том, что использование солнцеосадкозащитных авесов позволяет быстро и эффективно снизить радиационный баланс и тепловые потоки в насыпь, понизить температуру грунтов и обеспечить устойчивость земляного полотна до-

Рис. 11. Солнцеосадкозащитные навесы на откосах насыпи Цинхай-Тибетской ж. д. на участке льдистых грунтов в основании, август 2006 г.

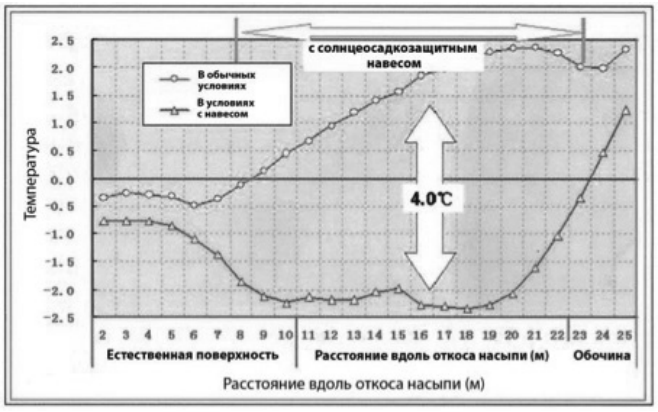


Рис. 12. Понижение среднегодовой температуры грунтов откосов насыпи с помощью солнцеосадкозащитного навеса [41]

Рис. 13. Сооружение солнцеосадкозащитного навеса на Цинхай-Тибетском шоссе, сентябрь 2003 г.

Рис. 14. Солнцеосадкозащитный навес на Цинхай-Тибетском шоссе (по Фэн Вень Цзе, 2011)

Рис. 15. Солнцеосадкозащитные навесы на Цин-Кан шоссе (по Фэн Вень Цзе, 2011)

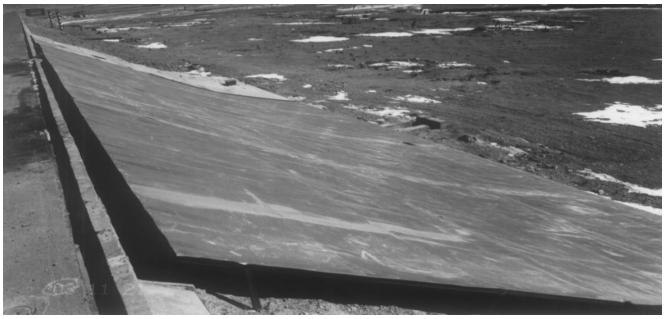


Рис. 16. Солнцеосадкозащитный навес на Цин-Кан шоссе (по Фэн Вень Цзе, 2011)

Рис. 17. Модель солнцеосадкозащитного навеса на опытно-экспериментальном полигоне «Белухэ» (по Фэн Вень Цзе, 2011)

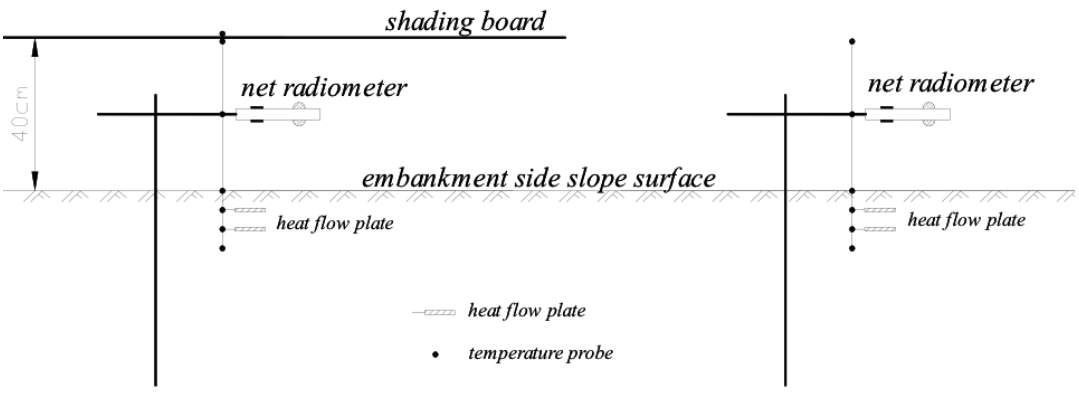


Рис. 18. Схема установки датчиков измерения радиации и тепловых потоков под и вне солнцеосадкозащитного навеса на опытно-экспериментальном полигоне «Белухэ» (по Фэн Вень Цзе, 2011)

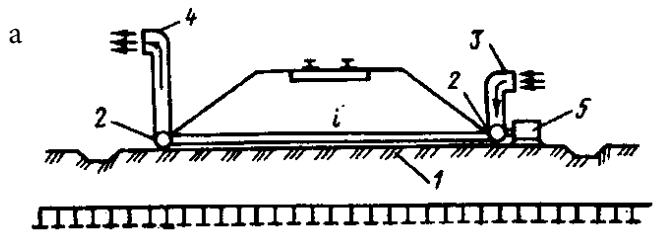


Рис. 19. Система охлаждающих труб в основании насыпи: в разрезе (а) и в плане (б); 1 и 2 — охлаждающие и магистральные трубы; 3 и 4 — входной и выходной патрубки;
5 — вентилятор.

Рис. 20. Поперечные вентилируемые железобетонные трубы в основании земляного полотна Цинхай-Тибетской ж. д. на участках льдистых грунтов

рог в районах распространения многолетнемерзлых грунтов.

В 2007 г. ТрансИГЭМ выполнил теплотехническое обоснование применения навесов для предотвращения деградации сильнольдистых многолетнемерзлых грунтов в основании земляного полотна строящейся железной дороги Томмот — Кердем на примере пяти участков (трех насыпей высотой по оси пути 3,48; 6,64 и 7,31 м и двух выемок глубиной 2,38 и 5,5 м) [17]. Для этих же участков были выполнены теплотехнические расчеты охлаждающего влияния каменной наброски на откосы насыпей и выемок. Расчеты показали высокую эффективность применения солнцеосадкозащитных навесов для охлаждения грунтов тела и основания земляного полотна и предотвращения деградации подстилающих многолетнемерзлых грунтов, в особенности в сочетании с доломитовой обсыпкой (покраской) поверхности основной площадки и противофильтрационной пленкой под ней: глубина залегания кровли многолетнемерзлых грунтов по оси пути по сравнению с каменной наброской уменьшается на 28–40 %, в среднем на 34,6 %; охлаждение насыпи и грунтов основания происходит значительно быстрее. Уже через 5 лет грунты основания и значительной части тела насыпи оказываются в многолетнемерзлом состоянии, тогда как под каменной наброской и через 5 лет все еще сохраняется талик, а его полное промерзание происходит лишь через 50 лет.

Выполненные исследования позволяют утверждать, что солнцеосадкозащитный навес может стать основным противодеформационным устройством для земляного полотна дорог, а также подземного трубопровода на участках льдистых многолетнемерзлых грунтов. Под навесом создаются возможности интенсивного зимнего охлаждения массива грунта и исключаются инфильтрация летних осадков и прямая солнечная радиация.

Поперечные охлаждающие трубы. Укрепление основания земляного полотна в соответствии с патентом № 2010919 [21] достигается посредством размещения системы охлаждающих труб в нижней части насыпи так, чтобы грунты основания сохранялись в многолетнемерзлом состоянии. Вариант конструкции насыпи с охлаждающей системой показан на рис. 19.

Охлаждающая система состоит из одного или нескольких рядов охлаждающих труб, уложенных поперек насыпи, через которые пропускается хладагент (холодный или охлажденный воздух, воздушно-газовая смесь) путем естественной или принудительной вентиляции. Диаметр труб, шаг их укладки и количество рядов определяются с помощью теплотехнических расчетов.

Естественная вентиляция в зимний период осуществляется через открытые торцевые отверстия охлаждающих труб или через специальные патрубки. Для усиления естественной вентиляции отверстия

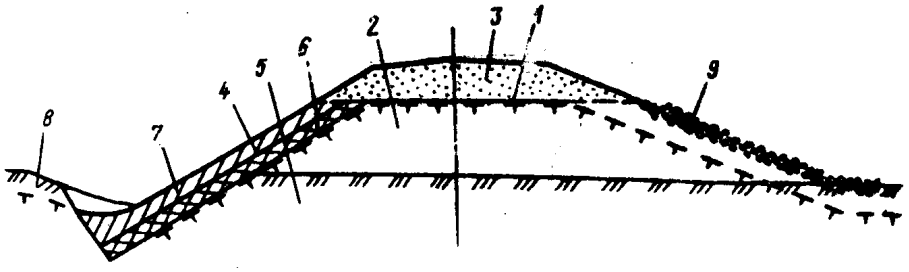


Рис. 21. Конструкция насыпи с пленочным экраном: 1 — полимерная пленка; 2 — мерзлое ядро насыпи; 3 — сливная призма; 4 — берма; 5 — сильнольдистое основание насыпи; 6 и 7 — теплоизоляционный и противофильтрационный слои бермы; 8 — подошва сезонно-талого слоя; 9 — каменная наброска

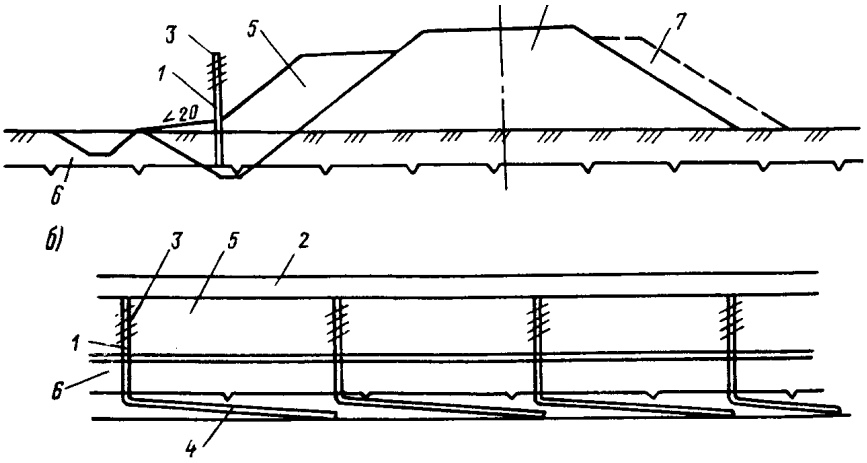


Рис. 22. Конструкция насыпи с устройствами для аккумуляции холода в поперечном и продольном разрезах: 1 — устройство для аккумуляции холода; 2 — насыпь; 3 и 4 — воздушный и грунтовый теплообменники; 5 — противофильтрационная берма; 6 — подошва сезонно-талого слоя; 7 — каменная наброска

входных и выходных патрубков могут быть расположены на разных уровнях. Этому же способствует укладка труб с наклоном в низовую сторону земляного полотна или применение труб конической формы.

Принудительная вентиляция осуществляется с помощью магистральных труб, входного и выходного патрубков и вентилятора. Это позволяет при необходимости производить дополнительное охлаждение летом с помощью воздушно-газовых смесей, например, воздушно-азотной, и обеспечить стабильность земляного полотна даже в аномально теплые годы.

Укладка теплоизоляции, например плит «Пеноплэкс», над охлаждающими трубами, особенно в случае низких насыпей, может значительно повысить охлаждающее воздействие на нижележащие грунты.

Это техническое решение использовано в опытно-экспериментальном проекте земляного полотна на 383-м км Амуро-Якутской магистрали и при эскизной проработке стабилизационных мероприятий для деформирующегося участка 6277–6278 км Забайкальской ж. д. Реально же вентилируемые трубы, причем достаточно широко, применены на Цинхай-Тибетской железной дороге (рис. 20).

На весенне-летний период для предотвращения поступления теплого воздуха отверстия труб или патрубки должны быть закрыты.

Пленочный экран. На косогорных участках для сохранения основания земляного полотна в многолетнемерзлом состоянии необходимо предотвратить отепляющее влияние не только солнечной радиации и атмосферных осадков, но и поверхностных и надмерзлотных вод, стекающих к насыпи с нагорной стороны.

В соответствии с патентом №1807173 [10], влияние поверхностных и надмерзлотных вод устраняется путем устройства противофильтрационного экрана (рис. 20) из полимерной пленки на границах мерзлого ядра со сливной призмой и с бермой с верховой стороны. Для надежной консервации мерзлого ядра и сильнольдистого основания насыпи берма сооружается из теплоизоляционного и противофильтрационного слоев и врезается в основание на глубину, превышающую мощность сезонно-талого слоя. Откос насыпи с низовой стороны укрепляется каменной наброской, также способствующей консервации мерзлого ядра и основания насыпи, причем при южной экспозиции откоса каменный материал должен иметь естественный или специально созданный светоотражающий цвет. Сливная призма должна иметь уклон в низовую сторону для удаления атмосферных вод.

Технология сооружения насыпи следующая. В конце лета — осенью возводят ядро из связных

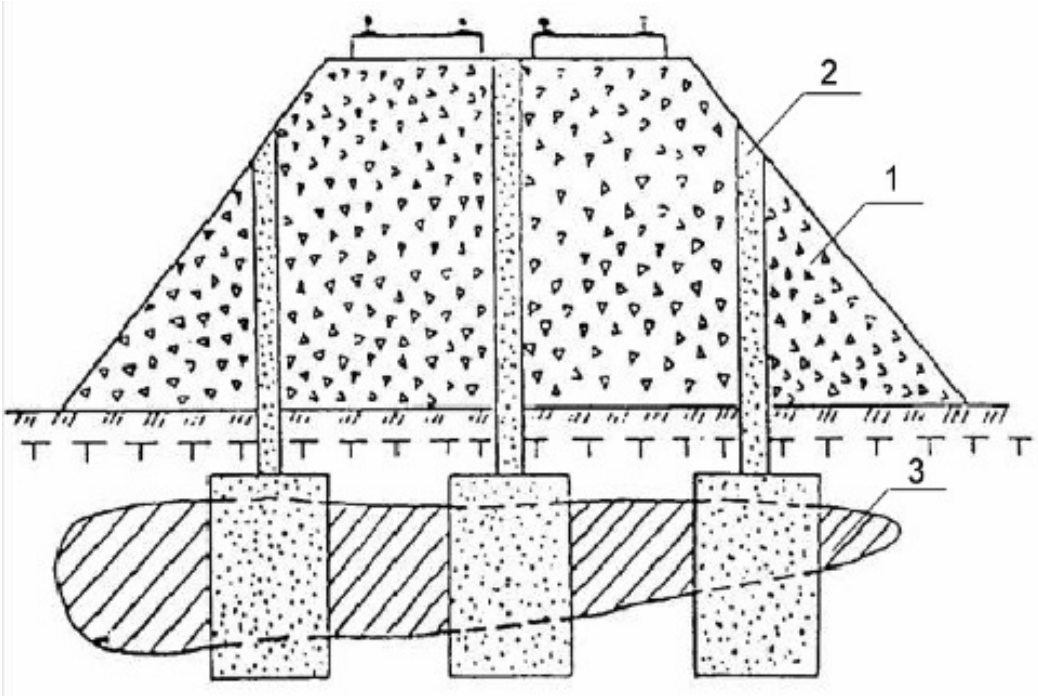


Рис. 22. Принципиальная схема замещения подземного льда в основании насыпи гидродинамическим способом: 1 — насыпь; 2 — скважина; 3 — линза льда (льдистого грунта)

грунтов (суглинков, супеси) и с нагорной стороны осуществляют врезку в основание на глубину, превышающую мощность сезонно-талого слоя (от поверхности водоотводной канавы) на 0,5–0,7 м. Низовую часть ядра покрывают наброской из морозостойкого фракционного камня со средним диаметром 0,3–0,5 м. По окончании полного промораживания ядра или в конце зимы во врезку и на мерзлое ядро настилают пленочный экран. Затем формируют верховую берму из теплоизоляционного и противофильтрационного слоев. Первый слой отсыпается из песчано-щебенистых грунтов, а второй — из укатанных глинистых или суглинистых отложений. Общая мощность этих слоев должна превышать глубину сезонного оттаивания, для уменьшения которой целесообразно берму покрывать мхом, дерном, торфом и другими теплоизоляторами. Затем формируется основная площадка насыпи со сливной призмой. Если низовой откос насыпи обращен в южную сторону, а наброска выполнена из темноцветного камня, то для уменьшения влияния солнечной радиации она окрашивается в белый цвет.

На основе этого изобретения Мосгипротрансом и Читинским политехническим институтом в 1991 г. был разработан эскизный проект сохранения многолетнемерзлого состояния грунтов основания земляного полотна одного из участком железнодорожной линии Тында — Ургал. Затем, в 1994 г., Мосгипротранс использовал это решение при разработке эскизного проекта и технологии сооружения насыпи на участках с поперечным уклоном местности и сильнольдистыми вечномерзлыми грунтами, а также рабочей документации двух опытных участков Амуро-Якутской магистрали.

Аналогичные проблемы успешно решались Читинским политехническим институтом с помощью противофильтрационного пленочного устройства в соответствии с авторским свидетельством № 1434814 [7] при строительстве и эксплуатации плотин для оборотного водоснабжения при разработках дражных полигонов в Якутии.

Продольные устройства для аккумуляции холода. Основным недостатком описанной конструкции с противофильтрационным экраном из полимерной пленки является трудоемкость работ в условиях эксплуатируемых дорог и ограничение применения преимущественно новым строительством. Характеризуемая ниже конструкция (рис. 21) лишена указанного недостатка. Она может использоваться как при новом строительстве, так и на действующих линиях.

В соответствии с патентом на изобретение № 2059752 [23], технология сооружения насыпи следующая. В конце лета — осенью возводят ядро насыпи из талых связных грунтов (суглинков, супеси) и с нагорной стороны осуществляют врезку в основание на глубину, превышающую мощность сезонно-талого слоя (от дна водоотводной канавы) на 0,5–0,7 м и устанавливают устройства для аккумуляции холода по схеме, указанной на рис. 13. Затем формируют противофильтрационную берму из уплотненных глинистых или суглинистых отложений. Для уменьшения глубины сезонного оттаивания грунтов целесообразно покрывать берму мхом, дерном, торфом

или другими теплоизоляторами после замораживания насыпи, перед наступлением теплого периода. Установка охлаждающих устройств может быть произведена и после сооружения верховой бермы с помощью вертикального и наклонного бурения или рытья канав (прорезей).

Насыпь может сооружаться и из дренирующего грунта. При этом его отсыпка выполняется в зимнее время, а летом с нагорной стороны отрывается траншея на 0,5–0,7 м ниже верхней границы многолетнемерзлых пород. В ней устанавливаются устройства для аккумуляции холода. Производится засыпка траншеи талыми глинами или суглинками, которые тщательно уплотняются. Из них же формируется противофильтрационная берма.

Низовой откос насыпи покрывают наброской из фракционного морозостойкого камня со средним диаметром 0,3–0,5 м. Если этот откос насыпи обращен в южную сторону, а наброска выполнена из темноцветного камня, то для уменьшения весенне-летнего прогрева насыпи солнечной радиацией откос покрывается белой краской (светоотражающим покрытием).

Превентивное оттаивание льдистых грунтов. В некоторых случаях, в особенности на участках с температурой грунтов около 0° С может оказаться целесообразным вместо постоянного поддерживания отрицательной температуры грунтов основания земляного полотна принять превентивные меры по принудительному оттаиванию или замене сильнольдистых массивов непросадочной грунтовой массой.

Укрепление основания земляного полотна, в соответствии с патентом № 2010919 [18], достигается посредством разрушения и удаления сильнольдистых вечномерзлых грунтов или залежей льда в основании гидродинамическим способом через специальные скважины (рис. 22), по которым производится также одновременное замещение возникающих полостей талым грунтом с необходимыми свойствами, например, песком или грунтово-цементной смесью.

В таком случае исключаются опасные осадки насыпи при любых тепловых воздействиях и изменениях.

Способ осуществляют следующим образом. Через тело насыпи бурят рабочую скважину, проходящую насквозь через линзу льдистого грунта. Скважину оборудуют кондуктором, погружаемым до подошвы насыпи.

Затем в скважину опускают ниже подошвы линзы струйный монитор, оборудованный боковыми соосными соплами — жидкостным и воздушным, герметизирующим и вихревым устройствами, изливающим и приемным патрубками, внешней выдачной трубой, вертлюгом, шлангами для подвода размывающей жидкости, сжатого воздуха, замещающего грунта и сбросным шлангом, оборудованным на нижнем конце регулятором. Далее производят разрушение льдистого грунта струей размывающей жидкости, например, теплой водой или соляным раствором, в потоке сжатого воздуха при медленном вращении монитора вокруг вертикальной оси и медленном подъеме его снизу вверх, с образованием цилиндрической полости.

При этом в образовавшейся полости устанавливается свободная поверхность жидкости, выше которой располагается пространство, заполненное сжатым воздухом. Разрушенный грунт в виде пульпы обрушивается вниз и благодаря повышенному гидростатическому давлению в полости поступает в приемный патрубок монитора. При этом закрученная струя жидкости, поступающая через вихревое устройство в нижней части монитора, создает вихревой поток, который благодаря эффекту поперечной циркуляции способствует перемещению размытого грунта к приемному патрубку. Далее пульпа размытого грунта удаляется по выдачной трубе и сбросному шлангу. Одновременно через изливающий патрубок в полость подают пульпу замещающего грунта (песка) высокой консистенции, которая заполняет выработанное пространство по мере разработки полости.

После завершения разработки полости монитор поднимают в скважину, прекращают подачу размывающей жидкости, продолжая подавать сжатый воздух и пульпу замещающего грунта до тех пор, пока песок в заметных количествах не начнет выходить из сбросного шланга в сливной лоток. После этого прекращают подачу замещающего грунта, а подачу сжатого воздуха продолжают до полной очистки от песка сбросного тракта и выноса свободной воды, выдавленной в верхнюю часть заполняемой полости. В результате образуется грунтовая (песчаная) свая. После завершения создания грунтовой сваи монитор извлекают из скважины, ее заполняют грунтовой пульпой высокой консистенции и извлекают кондуктор.

Так же образуют и последующие грунтовые сваи. В случае достаточно близкого примыкания друг к другу грунтовых свай на месте массива льдистого грунта образуется сплошное укрепленное грунтовое основание.

Если замещающий грунт представлен мелким или пылеватым песком или содержит большое количество глинистых частиц, то для быстрой принудительной консолидации замещающего грунта вместо напорной воды следует подавать цементный раствор с содержанием цемента, обеспечивающим необходимую прочность на сжатие замещающего материала.

Способ укрепления основания земляного полотна путем превентивного оттаивания льдистых грунтов и замещения их непросадочной грунтовой массы является радикальным и позволяет заблаго-

временно предотвратить его деформации на слабых, просадочных при оттаивании грунтах.

Эти технические решения прошли определенную апробацию путем публикации статей и докладов в отечественных и зарубежных изданиях, специальных монографий [13, 14, 17], а также использования в опытно-экспериментальных проектах строящихся Амуро-Якутской железнодорожной магистрали и подъездного железнодорожного пути Улак — Эльга [17], при технико-экономическом обосновании стабилизационных мероприятий для Забайкальской ж. д.[12], при разработке технических предложений по стабилизации земляного полотна на некоторых участках Восточно-Сибирской ж. д.[17], а также федеральной автомобильной дороги «Амур» Чита — Хабаровск. Некоторые технические решения, в частности солнцеосадкозащитный навес, а также вентилируемые трубы, реально применены в Китае при строительстве Цинхай-Тибетской ж. д. [16, 39, 41] и реконструкции Цинхай-Тибетского шоссе.

В 2005 г. ТрансИГЭМ на основе перечисленных выше изобретений по заказу РЖД разработал «Технические решения для укрепления основания земляного полотна железнодорожного пути на участках сильнольдистых многолетнемерзлых грунтов, в том числе на участках БАМ» и «Методические рекомендации по опытно-экспериментальному применению новых технических решений для укрепления основания земляного полотна железнодорожного пути на участках сильнольдистых многолетнемерзлых грунтов». Обе разработки рассмотрены и утверждены Департаментом пути и сооружений ОАО «РЖД».

С 2009 г. начато опытное применение солнцеосадкозащитных навесов Ново-Чарской дистанцией пути Восточно-Сибирской ж. д. на Центральном участке БАМа [19, 17].

В заключении подчеркнем, что эксплуатационная надежность земляного полотна с оптимальными материальными и трудовыми затратами на содержание железнодорожного пути в области распространения вечной мерзлоты и глубокого сезонного промерзания грунтов, в первую очередь, предопределяется правильностью (обоснованностью) выбора конструктивно-технологических решений и способов производства строительных работ при сооружении земляного полотна или его лечения. На участках льдистых многолетнемерзлых грунтов, если их невозможно заблаговременно вырезать или оттаять и заменить непросадочной грунтовой массой, земляное полотно должно проектироваться только с сохранением грунтов основания в постоянно мерзлом состоянии на весь период эксплуатации участка. Описанные выше технические решения позволяют это сделать и обеспечить тем самым стабильность земляного полотна на льдистых вечномерзлых грунтах.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. *Ашпиз Е. С., Хрусталёв Л. Н.* Предупреждение многолетнего оттаивания мерзлоты в основании насыпи с применением теплоизоляции // Тр. Шестой научно-технической конференции с международным участием «Современные проблемы проектирования, строительства и эксплуатации земляного полотна железных дорог». М.: МИИТ, 2009, с. 123–125.
2. *Будыко М. И.* Тепловой баланс земной поверхности. Л.: Гидрометеоиздат, 1956.
3. *Бушин А. В.* О задачах по обеспечению надежности земляного полотна железных дорог в современных условиях // Ж.-д. транспорт. Сер. «Путь и путевое хозяйство». М.: ЭИ/ЦНИИТЭИ МПС, 1992. Вып. 5–6.
4. *Достовалов Б. А., Кудрявцев В. А*. Общее мерзлотоведение. М.: изд-во МГУ, 1967.
5. *Ершов Э. Д.* Общая геокриология: Учебник. М.: изд-во МГУ, 2002.
6. *Еленевский В. В. и Низовкин Г. А.* Железнодорожное строительство в условиях мерзлоты. М.: Трансжелдориздат, 1936.
7. *Зайцев С. В., Костромин М. В., Зимбовский А. Н.* Плотина из местных материалов на высокольдистых основаниях в суровых климатических условиях. Авторское свидетельство на изобретение № 1434814, 1988.
8. Изыскания и проектирование трассы Байкало-Амурской магистрали: Справочно-методическое пособие / Под ред. Д. И. Федорова. М.: Транспорт, 1977.
9. *Кагановская С. Е.* Некоторые вопросы охраны окружающей среды в связи с устройством насыпей и пористых подсыпок на вечномерзлых грунтах // Охрана окружающей среды в связи с хозяйственным освоением области распространения многолетнемерзлых пород. Якутск,1975.
10. *Кондратьев В. Г.* Насыпь на участках с поперечным уклоном местности и сильнольдистыми вечномерзлыми грунтами. Патент на изобретение № 1807173, 1993.
11. *Кондратьев В. Г.* Новые способы укрепления основания железнодорожного земляного полотна на сильнольдистых вечномерзлых грунтах // Ж.-д. транспорт. Сер. «Строительство. Проектирование». М.: ЭИ/ЦНИИТЭИ МПС, 1995. Вып. 1.
12. *Кондратьев В. Г.* Технико-экономическое обоснование стабилизации земляного полотна на сильнольдистых вечномерзлых грунтах одного из участков Забайкальской железной дороги // Ж.-д. транспорт. Сер. «Строительство. Проектирование». М.: ЭИ/ЦНИИТЭИ МПС, 1996. Вып. 2.
13. *Кондратьев В. Г.* Активные способы укрепления основания земляного полотна на вечномерзлых грунтах Чита: Забтранс, 2001.
14. *Кондратьев В. Г.* Стабилизация земляного полотна и опор контактной сети и воздушных линий на вечномерзлых грунтах. Чита: ЧитГУ, 2005.

15. *Кондратьев В. Г.* Вековая, но не вечная же проблема железных дорог на вечной мерзлоте // Транспорт Российской Федерации, 2008, № 3–4 (16–17), с. 58–61.
16. *Кондратьев В. Г.* Цинхай-Тибетская железная дорога: грандиозная попытка решить проблему стабильности земляного полотна на вечной мерзлоте // Геотехника, 2011, № 1.
17. *Кондратьев В. Г.* Стабилизация земляного полотна на вечномерзлых грунтах. – Чита: Забтранс, 2011.
18. *Кондратьев В. Г., Бройд И. И.* Способ укрепления основания земляного полотна на сильнольдистых вечномерзлых грунтах. Патент на изобретение № 2074928, 1994.
19. *Кондратьев В. Г., Валиев Н. А*. Воздействие криогенных процессов и явлений на земляное полотно БАМ на участке Наледный — Хани и возможные пути его защиты // Тр. Седьмой научно-технической конференции с международным участием «Современные проблемы проектирования, строительства и эксплуатации земляного полотна железных дорог». Чтения, посвященные 106-летию профессора Г. М. Шахунянца. М.: МИИТ, 2010, с. 114–117.
20. *Кондратьев В. Г., Королев А. А., Карлинский М. И., Позин В. А., Розанов А. С.* Железнодорожный путь на сильнольдистых вечномерзлых грунтах. Патент на изобретение № 1740555, 1992.
21. *Кондратьев В. Г., Королев А. А., Карлинский М. И., Позин В. А., Розанов А. С.* Способ укрепления основания земляного полотна на сильнольдистых грунтах. Патент на изобретение № 1764371, 1992.
22. *Кондратьев В. Г., Карлинский М. И., Савельев Б. А., Соколов А. В.* Насыпь на сильнольдистых вечномерзлых грунтах. Патент на изобретение № 2010919, 1993.
23. *Кондратьев В. Г., Кобзев В. А., Гусаков В. А.* Насыпь на косогорных участках местности с сильнольдистыми многолетнемерзлыми грунтами. Патент на изобретение № 2059752, 1993.
24. *Кудояров Л. И. и др.* Плотины из грунтовых материалов в районах Крайнего Севера и вечной мерзлоты. Л.: ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева, 1973.
25. *Кудрявцев В. А., Ершов Э. Д.* Принципы управления мерзлотными процессами // Мерзлотные исследования. М.: изд-во МГУ, 1969. Вып. IX.
26. *Кудрявцев В. А., Ершов Э. Д.* Классификационная схема приемов по направленному изменению мерзлотных условий // Мерзлотные исследования. М.: изд-во МГУ, 1969 Вып. IX.
27. *Минайлов Г. П.* Способы понижения температуры вечномерзлых грунтов на железных и автомобильных дорогах путем применения каменной наброски. Автореферат диссертации на соискание ученой степени кандидата технических наук. М., 2003.
28. *Перетрухин Н. А., Потатуева Т. В.* Взаимодействие земляного полотна и вечномерзлых грунтов. Томск: изд-во Том.ун-та, 1987.
29. *Романовский Н. Н.* О новом методе создания мерзлотных поясов для борьбы с наледями при помощи навесов // Мерзлотные исследования», вып. III. М.: изд-во МГУ, 1963.
30. *Стаценко В. П.* Части зданий. СПб.,1912.
31. *Сумгин М. И.* Вечная мерзлота почвы в пределах СССР. Владивосток, 1927; изд. 2. М., 1937.
32. *Швецов П. Ф.* К основным положениям об инженерных приемах управления тепловым и механическим взаимодействием почв и горных пород с возведенными на них и в них сооружениями. Рукопись. Фонды Ин-та мерзлотоведения АН СССР, 1954.
33. *Яковлев В. Е.* Текущее содержание и капитальный ремонт земляного полотна в условиях БАМ ж. д. // Ж. д. транспорт. Сер. «Путь и путевое хозяйство». М.:ЭИ/ЦНИИТЭИ МПС, 1992. Вып.5–6.
34. *Berg R. L., Aitken G. W*. Some passive methods of controlling geocryological conditions in roadway construction // Proc. North American Contribution 2nd International Conference on Permafrost. Yakutsk, USSR, 1973.
35. *Berg R. L., Esch D. C.* Effect of color and texture on the surface temperature of asphalt concrete pavements // Proc. 4th International Conference on Permafrost. Fairbanks, Alaska, 1983.
36. *Feng W., Ma W., Sun Zh. and et al.* Radiation effect analysis of awning measure on the embankment slope field test in cold regions // Permafrost engineering. Proceeding of the IX international symposium, 3–7 September 2011, Mirny, Russia. Якутск, 2011.
37. *Fulwilder C. W., Aitken G. W.* Effect of surface color on thaw penetration beneath a pavement in the Arctic // Proc. 1st International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements. Ann Arbor, Michigan, 1963.
38. *Hayley D. W.* Maintenance of a railway grade over permafrost in Canada // Proc. 5th Int. Conf. On Permafrost. Vol. 3, 1988.
39. *Lin Zhanju, Niu Fujin, Xu Zhiying et al.* Roadbed Diseases and Their Development States along the Qinghai-Tibet Railway // Proceeding of the Eighth International Symposium on Permafrost Engineering. 15–17 October, 2009. Xi'an, Cnina. P. 489–501.
40. *Jahns H. O. et al.* Permafrost protection for pipelines // Rohre — Rohrleitungsban — rohrleitungstransport, 1974, 13, № 6.
41. *Niu Fujin, Shen Yongping.* Guide of Field Excursion after Asian Conference on Permafrost (Aug. 10–16, 2006). Lanzhou, China, 2006, 28 p.
42. Roads and airfields in cold regions. ASCE, New York, 1996.
43. *Wu Ziwang and et al.* Roadbed engineering in permafrost regions. Lanzhou University, 1988.
44. *Zarling J. P., Breley A. W.* Thaw stabilization of roadway embankments constructed over permafrost. Report NO FHWA-AK-RD-81-20, 1986.

УДК 624.131.1: 620.193.8

СОВРЕМЕННОЕ СОСТОЯНИЕ БЕТОННЫХ СООРУЖЕНИЙ ЧЕБОКСАРСКОЙ ГЭС ПО РЕЗУЛЬТАТАМ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ И МИКРОБИОЛОГИЧЕСКИХ ИССЛЕДОВАНИЙ

© 2012 г. Р. Э. Дашко, Н. А. Перевощикова

НМСУ «Горный», В.О., 21-я линия, д. 2, 199106, Санкт-Петербург, Россия
regda2002@mail.ru

Рассмотрены результаты комплексных исследований, выполненных Горным университетом в период 2010–2012 гг. на Чебоксарской ГЭС и направленных на изучение причин разрушения бетонных сооружений и их взаимосвязь с инженерно-геологическими условиями гидроузла. Выявлены коррозионные процессы в бетонах и металлах, вызванные активной жизнедеятельностью биодеструкторов — микромицетов и бактерий, которые привносятся как со стороны водохранилища, так и с восходящим перетеканием минерализованных напорных вод татарского отдела пермской системы. Выделены дополнительные факторы, способствующие интенсивному развитию микробиоты и вызывающие деструкцию бетонных сооружений Чебоксарской ГЭС.

Ключевые слова: Чебоксарская ГЭС, водохранилище, водосливная плотина, здание машинного зала, трещиноватость бетонных сооружений, глины татарского отдела пермской системы, напорные подземные воды, формы разрушения бетонов, микромицеты, бактерии, биокоррозия.

Чебоксарская низконапорная гидроэлектростанция руслового типа расположена в среднем течении р. Волги у города Новочебоксарска Чувашской Республики. Водохранилище ГЭС занимает территорию трех субъектов федерации — республик Чувашия и Марий Эл, а также Нижегородской области. Чебоксарская ГЭС является частью Волжского каскада гидроэлектростанций, представляя собой его пятую ступень, последнюю по времени создания (ввод в эксплуатацию всех гидроагрегатов произошел в 1986 году).

К основным бетонным сооружениям ГЭС относятся водосливная плотина (ВСП), разделенная на 2 секции, и здание машинного зала (МЗ), состоящего из 9 секций, как одни из самых важных сооружений гидроузлов, обеспечивающих подпор вод водохранилища и предназначенных для выработки электроэнергии. В составе подпорного фронта к бетонным конструкциям принадлежит также и двухниточный шлюз, примыкающий к правому берегу р. Волги.

По результатам диагностической службы Чебоксарской ГЭС, в настоящее время наблюдается активное развитие трещиноватости в стенах машинного зала и теле водосливной плотины. Наибольшая дезинтеграция бетонных конструкций зафиксирована в секциях 6 и 7 машинного зала и в обеих секция водосливной плотины (рис. 1). Длина отдельных трещин в здании машинного зала достигает 49 м, а трещины в пределах водосливной плотины имеют аналогичную протяженность — 50 м.

К основным причинам развития неравномерных деформаций ВСП можно отнести асимметричный профиль сооружения, и, как следствие, неравномерное распределение напряжений в основании сооружения, которое расположено на полиминеральных неравномерно карбонатизированных глинах серии «Е» татарского отдела пермской системы (рис. 2). Содержание карбонатов в отложениях варьируется от 1 до 25 %, глины местами переходят в мергели. Особенности распределения карбонатов по площади и глубине разреза в трещиноватых глинах основания ВСП приводят к тому, что характеристики прочности и показатели деформационных свойств могут меняться на порядки. Трещиноватость татарских глин была зафиксирована еще на стадии изысканий, а в зоне сопряжения здания машинного зала и водосливной плотины было обнаружено тектоническое нарушение в виде сброса, в районе которого трещиноватость пород существенно возрастает. Кроме того, тектонические нарушения были установлены, по результатам аномалий, связанными с восходящим перетеканием минерализованных напорных вод глубоких горизонтов татарского отдела (секции 1, 2 и 3 машинного зала).

В основании здания машинного зала соотношение карбонатных и глинистых пород татарского отдела серии «Д», представленного толщей переслаивания известняков с мергелями и маломощными прослоями глин, существенно различается (рис. 3). Наличие разномодульных пород в основании МЗ определяет развитие трещин различной направленности в теле сооружения за счет неравномерного развития осадок. Следует учитывать и постоянные вибрационные нагрузки от оборудования, работающего в машинном зале в непрерывном режиме, которые способствуют накоплению усталостных напряжений и, соответственно, ускоряют развитие трещин в бетонных сооружениях.

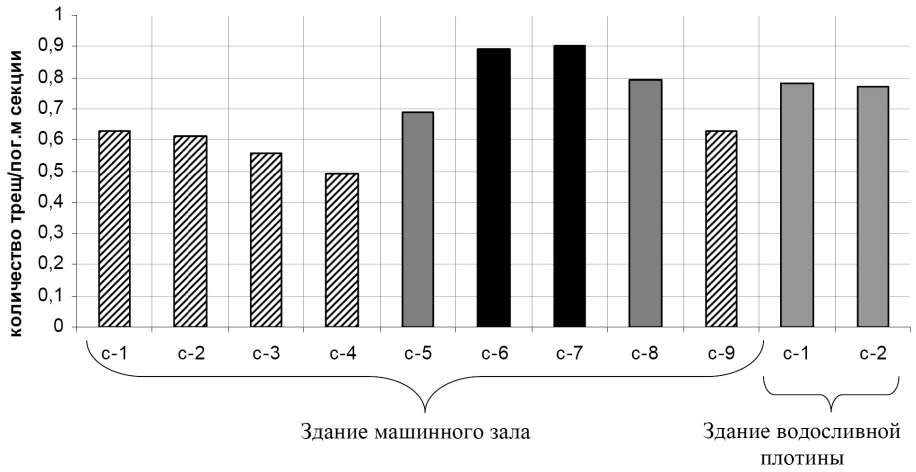


Рис. 1. Гистограмма развития трещиноватости бетонов в секциях машинного зала и водосливной плотины

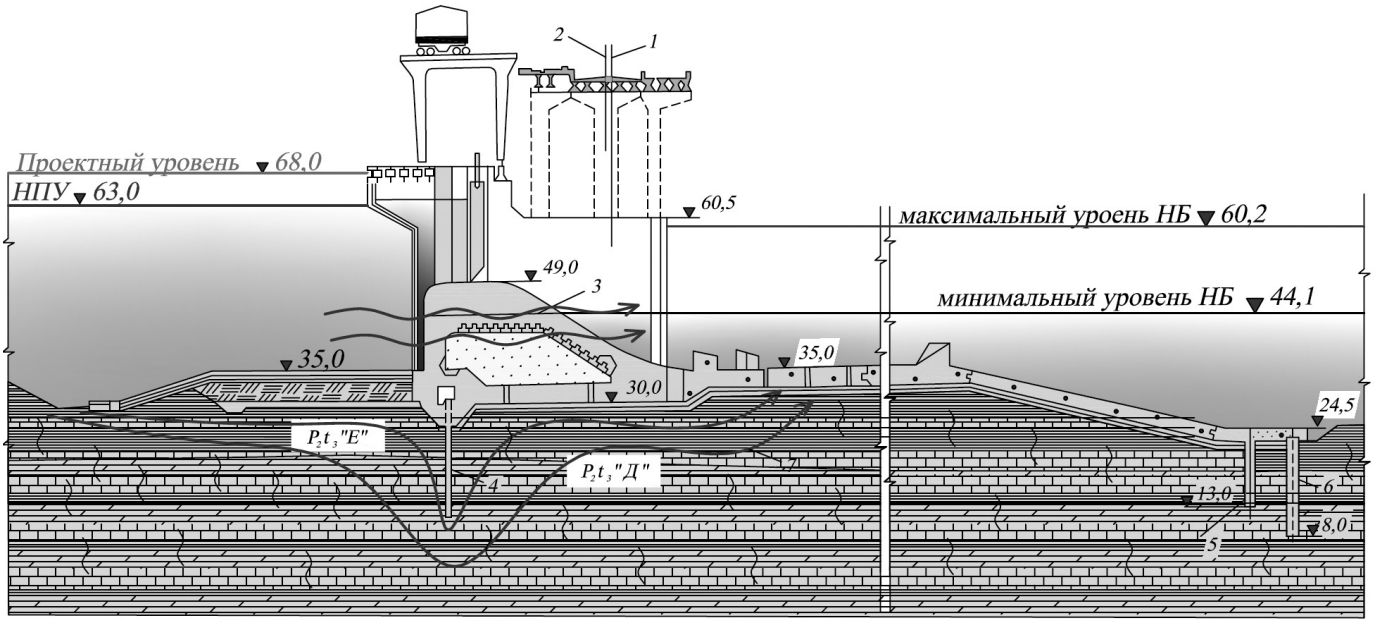


Рис. 2. Схематический поперечный разрез основания и здания водосливной плотины Чебоксарской ГЭС [5]
1 – ось агрегатов ГЭС; 2 – ось автомобильной дороги; 3 – порог водослива; 4 – разгрузочные скважины; 5 – железобетонная стенка-локализатор размыва.

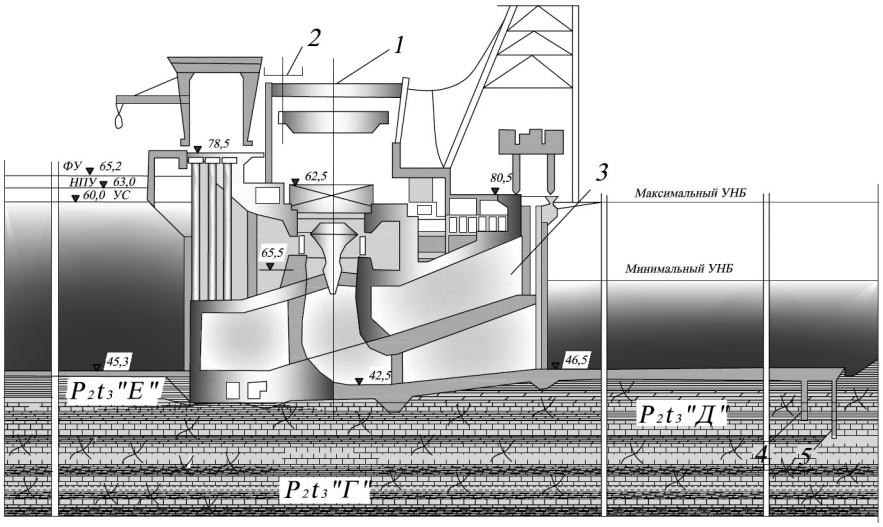
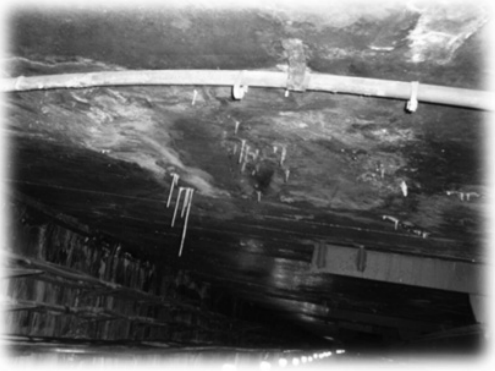


Рис. 3. Схематический поперечный разрез основания здания машинного зала Чебоксарской ГЭС [5]
1 - ось автомобильной дороги;
2 – ось железной дороги;
3 - водосброс; 4 – железобетонная стенка-локализатор размыва;
5 – ряд буронабивных свай.

Таблица 1

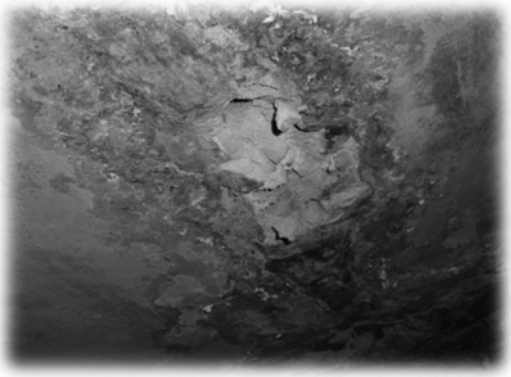
Формы разрушения бетонных конструкций по данным специализированной съемки, выполненной в 2012 г.



Формирование натечных форм на потолочине и высолов со стороны верхнего бьефа (секция-1, МЗ)

Образование высолов на стене со стороны нижнего бьефа (секция-9, МЗ)

Образование сталактитов на потолочине (секция-5, МЗ)



Разрушение бетона по недавно отремонтированной продольной трещине (секция -2, МЗ).

Интенсивный капеж в месте сопряжения потолочины и стены, образование высолов (секция-1, ВСП)

Отбор проб нарушенных конструкционных материалов в ходе проведения специализированной съемки на Чебоксарской ГЭС.

Таблица 2

Агрессивность вод водохранилища к бетону согласно СНиП 2.03.11-85

Показатель агрессивности		Опробование поверхностных вод в 2012 г		Коррозионный процесс
		Верхний бьеф	Нижний бьеф	
Агрессивность по содержанию бикарбонатной щелочности	0–1,05 мг-экв/л	2,0	3,0	Отсутствует
Агрессивность по водородному показателю	pH < 6,5	7,8	7,78	Отсутствует
Агрессивность по содержанию магнезиальных солей	Mg2+ > 1000 мг/л	8,0 мг/л	2,0 мг/л	Отсутствует
Агрессивность по содержанию едких щелочей	K+ + Na+ > 30 г/л	1,6 мг/л	25,8 мг/л	Отсутствует
Сульфатная агрессивность	SO42- > 1000 мг/л	10 мг/л	10 мг/л	Отсутствует

Для наблюдения за развитием осадок бетонных сооружений, в сухой потерне Чебоксарской ГЭС установлены геодезические марки, размещенные со стороны верхнего и нижнего бьефов (рис. 4). Характер развития накопленных осадок в машинном зале показал, что наибольшая величина осадки отмечается в секции-1 МЗ верхнего бьефа (МП71) и превышает 100 мм. Максимальная величина осадки в нижнем бьефе составила 105 мм и была зафиксирована также в 1-й секции МЗ по марке МП77.

Осадки здания водосливной плотины в верхнем и нижнем бьефах по установленным маркам постепенно возрастают от 25 до 50 мм. Максимальная величина осадки плотины в нижнем бьефе составила 62 мм (МП173). Наибольшие значения осадок марок, установленных в верхнем бьефе, зафиксированы по маркам МП175 и МП165, которые расположены вблизи контактной зоны с земляной плотиной, поскольку проявляется совместное влияние массы двух плотин на концентрацию напряжений в породах основания.

Несмотря на почти 30-летний срок эксплуатации ГЭС, осадки бетонных сооружений не затухают во времени, так как в основании здания машинного зала и водосливной плотины залегают водонеустойчивые карбонатные и карбонатно-глинистые породы. Фильтрация вод водохранилища через трещиноватую толщу пород основания способствует растворению и выщелачиванию карбонатов из глинистых пород, вследствие чего снижается модуль общей деформации и происходит размягчение карбонатных пород.

Три этапа специализированной съемки, проведенной в период с 2010 по 2012 г. под руководством Р. Э. Дашко силами преподавателей и аспирантов кафедры гидрогеологии и инженерной геологии Горного университета в пределах сухой потерны здания машинного зала и водосливной плотины, позволили выделить основные виды разрушения бетонов.

Среди наиболее часто встречающихся в сухой потерне выделены следующие процессы:

– **капеж** — водопроявление в виде капель, поступающих из кровли и со стенок потерны;

– **течь** — разгрузка фильтрующейся воды в виде сплошного потока по трещинам либо по стыкам между секциями;

– **высачивание** — разгрузка вод с меньшим расходом через фильтрующий бетон и трещины с формированием увлажненной поверхности стен и потолка;

– **интенсивное высачивание** — разгрузка вод через фильтрующий бетон и трещины с формированием пленки воды на поверхности;

– **высол** — соляной налет светлого цвета, образующийся на поверхности бетона;

– **нарост (натечная форма)** — минеральные и минерально-органические образования, возникающие в местах высачивания и/или течей в виде сталактитов, сталагмитов и почковидных образований;

– **вынос** — аккумулированные на бетонах сцементированные натеки неправильной формы за счет выщелачивания тампонажного раствора.

Наличие трещин в бетонных сооружениях предопределяет фильтрацию достаточно агрессивных вод водохранилища через тело водосливной плотины и здание машинного зала.

Выявленные дефекты и разрушения (табл. 1) свидетельствуют об интенсивном разрушении бетонных конструкций и наличии коррозионного процесса по отношению к конструкционным материалам, хотя, согласно нормативным документам, воды водохранилища неагрессивны по отношению к бетонам здания МЗ и ВСП (табл. 2)

Полученные результаты позволяют сделать вывод, что разрушение материалов происходит за счет иных коррозионных агентов. В водных втяжках, приготовленных из разрушенного бетона, сталактитов и высолов, отобранных в сухой потерне под машинным залом и водосливной плотиной, отмечаются повышенные значения минерализации, кото-

Таблица 3

Результаты химического анализа водных вытяжек и микробиологического исследования проб разрушенных материалов (бетонов) и натечных форм

Показатель, мг/л	Здание ГЭС									Здание ВСП	
	Секция-1 сталактиты	Секция-2 разр. бетон	Секция-3 сталактиты	Секция-4 разр. бетон	Секция-5 сталактиты	Секция-6 разр. бетон	Секция-7 сталактиты	Секция-8 материал для ремонтн. работ	Секция-9 разр. бетон	Секция-1 высолы	Секция-2 разр. бетон
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
pH	5.9	7.4	7.4	7.0	7.0	8,6	8,0	11,2	11,1	10,8	10,7
Сухой остаток, мг/л	983	2830	2274	3498	1978	3283	1072	2850	1911	1452	1625
Ca2+ ,мг/л	68	532	44	185	85	34	54	682	487	385	354
Mg2+,мг/л	14	66	9,8	40	9,2	3,9	3,6	36	39	58	41
Кремниевая кислота, мг/л	0,59	1,1	6,4	0,56	20	22	2,2	3,9	1,1	2,1	2,4
Al3+,мг/л	0,81	1,5	0,24	0,044	0,15	0,37	0,70	0,11	0,17	0,59	0,84
NH4+,мг/л	2,7	1,0	5,8	6,7	2,9	31	3,0	5,4	5,2	1,1	4,2
NO3-,мг/л	47	4,2	23	72	<0,5	1,3	3,8	1,0	2,6	<0,5	<0,5
ХПК, мгO2/л	102	223	517	85	569	793	70	102	154	28	63
БПК5, мгO2/л	34	50	172	32	186	480	32	20	28	6,4	19
Перманганатная окисляемость, мгO2/л	73	87	391	55	258	708	49	38	38	21	55
OH-, мг/л	<5	<5	<5	<5	<5	<5	<5	374	272	94	26
Результаты микробиологического исследования											
Количество микромицетов, КОЕ	12500*	н/опр	500*	н/опр	500*	н/опр	450	12000*	9500	11500*	н/опр
Численность бактерий, КОЕ											
Гетеротрофные бактерии	2,8* 105	н/опр	н/опр	н/опр	н/опр	н/опр	9,0* 105	н/опр	4,0* 104	н/опр	н/опр
Железобактерии	1,6* 105						6,0* 106		0		
Тионовые бактерий	0						0		5,5* 105		

* Примечание: серым цветом выделены пробы с наиболее высоким содержанием КОЕ/г

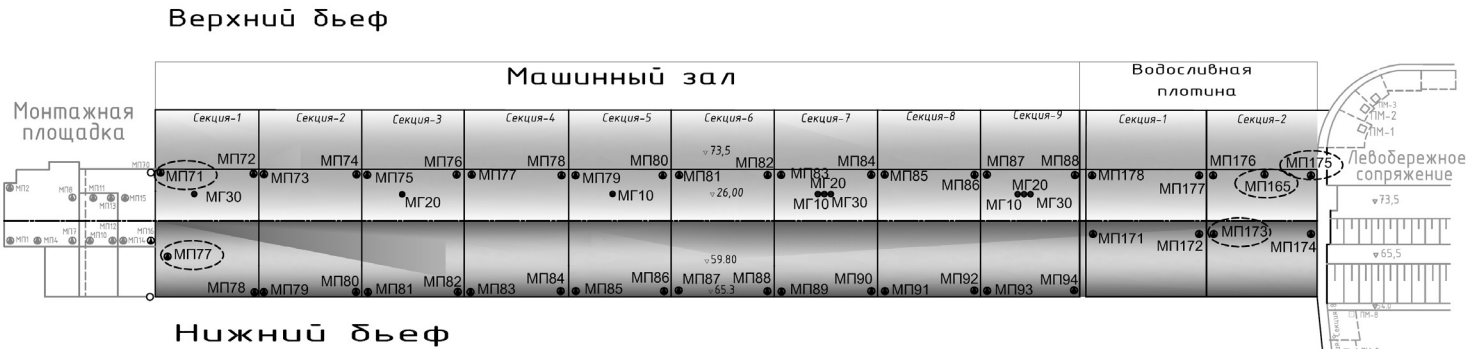


Рис. 4. Схема расположения контрольно-измерительной аппаратуры Чебоксарской ГЭС (марки, рассмотренные в описательной части отмечены пунктирным овалом)

рые достигают значений 3500 мг/л (секция-4, МЗ), что говорит об интенсивности процесса разрушения бетонных сооружений ГЭС (табл. 3). Разрушение бетонов и цементных растворов происходит за счет растворения цементных материалов — силикатов и алюминатов кальция, что приводит к выносу ионов кальция и магния. Содержание в водных вытяжках щелочноземельных элементов изменяется от 34 мг/л до 682 мг/л по кальцию и от 3,6 мг/л до 66 мг/л по магнию, при этом наибольшие значения характерны для разрушенного бетона секции-2 машинного зала и материала, используемого для ремонтных работ в секции-8 машинного зала. Разрушение цементов в бетоне, как правило, сопровождается переходом силикатов и алюминатов кальция в водорастворимые соединения. Содержание кремниевой кислоты в пробах варьируется в пределах от 0,56 мг/л до 22,0 мг/л и алюминия до 1,5 мг/л (см. табл.3).

Отмечено наличие в исследуемых пробах высокого содержания органики, характеризуемое величиной химического потребления кислорода (ХПК) и достигающее 793 мгO_2/л (см. табл.3). Наибольшая величина ХПК отмечена в водной вытяжке из разрушенного бетона (секция-6, МЗ). Стоит отметить, что именно в этой секции по данным диагностической службы зафиксирована наибольшая трещиноватость бетонных сооружений. Во всех проанализированных пробах содержание трудноокисляемой органики, определяемой по разности между величиной ХПК и перманганатной окисляемостью, в 2–3 раза больше, чем легкоокисляемой. Трудноокисляемая органика в водных вытяжках обычно имеет биогенное происхождение за счет жизнедеятельности микроорганизмов, клетки которых и продукты их метаболизма на 60–65 % состоят из микробного белка, а фермент — на 100 % из белковых веществ, которые относятся к трудноокисляемым соединениям.

Величина биологического потребления кислорода ($БПК_5$) характеризует деятельность только аэробных форм микроорганизмов, которые присутствуют во всех исследуемых пробах. Стоит отметить, что максимальное значение ХПК и $БПК_5$ увязывается с максимальным содержанием в водной вытяжке кремниевой кислоты (секция-3, секция-5 и секция-6 МЗ) как косвенное свидетельство участия биотической компоненты при разрушении бетонов.

Исследования, направленные на изучение численности и видового разнообразия микроорганизмов в пробах разрушенного бетона, натечных форм и сталактитов, отобранных параллельно с пробами для приготовления водных вытяжек, выявили активных биодеструкторов в исследуемых образцах.

Сопоставление результатов химического состава водных вытяжек, приготовленных из проб разрушенного бетона, с данными микробиологического анализа подтверждает наличие биокоррозионных процессов при разрушении бетонов. Количество колониеобразующих единиц (КОЕ) в отдельных образцах достигает высоких значений 11500–12500 КОЕ/г (секция-1, секция-8 МЗ и секция-1 ВСП), что свидетельствует о прямом участии микроорганизмов в деструкции бетонов Чебоксарской ГЭС (см. табл. 3).

Результаты исследований, выполненных сотрудниками Горного университета на протяжении трех лет (2010–2012 гг.), позволили выделить основные источники поступления микробиоты в подземное пространство основания Чебоксарской ГЭС:

– Донные отложения водохранилища, в которых численность колониеобразующих единиц (КОЕ) в одном грамме донных отложений водохранилища достигала высоких значений — 5000 КОЕ/г (по результатам исследований в 2011 г.).

– Восходящие минерализованные воды глубоких водоносных горизонтов татарского отдела, что подтверждают результаты определения микробной массы в отложениях серии «Е» (рис. 5).

– Потоки вентиляционного воздуха и человек.

Исследованы также факторы, которые являются катализаторами микробной деятельности. Микробиологическое изучение гидроизоляционного материала на основе сольвента, состоящего из смеси легких углеводородов и используемого для ремонтных работ в сухой потерне, показало высокую численность микромицетов — активных биодеструкторов

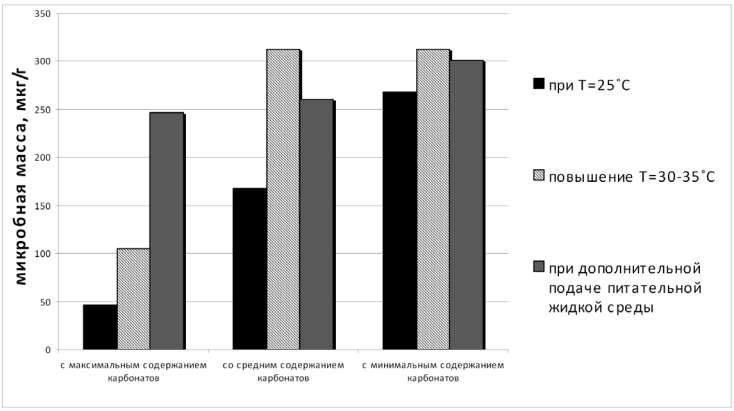


Рис. 5. Определение микробной массы с использованием метода Бредфорд в татарских глинах серии «Е» при различных условиях проведения опыта

конструкционных материалов. По результатам проведенных работ в 2010 г. выявлено высокое значение численности микромицетов — 4400 КОЕ/г. В 2011 г. материал для ремонтных работ был сменен на двухкомпонентный раствор «SIKA» (компоненты «А» и «В»), который также не является абсолютно биоустойчивым, так как в компоненте «В» встречены обильные колонии бактерий, но численность микромицетов снизилась до 50 КОЕ/г.

Кроме того, в сухой потерне круглый год поддерживается высокая влажность воздуха (около 90 %), а также остается постоянная достаточно высокая температура (24–25º С) за счет отепляющего эффекта от непрерывно работающего оборудования в машинном зале. Таким образом, создаются все условия (влажность, температура, питательный и энергетический субстрат) для комфортного существования и активного развития микробиоты в бетонных сооружениях Чебоксарской ГЭС.

По результатам комплексных исследований, выполненных Горным университетом на Чебоксарской ГЭС, необходимо наблюдение не только за развитием осадок и проявлением трещиноватости основных бетонных сооружений ГЭС, отслеживанием которых занимается диагностическая служба, но необходим анализ и оценка причин развития деформаций конструкций, связанных с инженерно-геологическими особенностями строения основания, наличием неравномерно карбонатизированных глин, мергелей и известняков, физико-механические параметры которых снижаются во времени вследствие фильтрации агрессивных вод водохранилища через слоистую и трещиноватую толщу.

Разрушение бетонов на Чебоксарской ГЭС происходит с активным участием микроорганизмов, а учитывая, что скорость биокоррозионных процессов на порядки превышает скорость физико-химических и химических процессов разрушения бетонов и металлов, необходимы меры по снижению негативного воздействия основных биодеструкторов бетонных конструкций — бактерий и микромицетов.

Кроме того, на Чебоксарской ГЭС необходим тщательный подбор материалов, используемых для ремонтных работ, которые должны быть устойчивы к воздействию определенных групп микроорганизмов — деструкторов бетонных конструкций. Такой подбор должен быть реализован за счет применения биоцидных и биостатных добавок. Альтернативным способом может быть подбор бактерий и микромицетов — антагонистов по отношению к деструкторам строительных материалов, но не вызывающих биокоррозионных процессов. Учитывая, что адаптационные свойства микроорганизмов к изменению окружающей среды достаточно высокие, постоянный мониторинг с участием специалистов-микробиологов за состоянием бетонных сооружений и развитием биокоррозионных процессов в них необходим и после принятия вышеописанных мер.

Авторы статьи выражают огромную благодарность Николаю Николаевичу Шабалину — начальнику диагностической службы Чебоксарской ГЭС за предоставленные материалы и помощь в проведении исследований, а также Дмитрию Юрьевичу Власову — доктору биологических наук, заведующему лабораторией микологии и альгологии Санкт-Петербургского государственного университета за проведение всех микробиологических исследований и ценные рекомендации.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. *Дашко Р. Э.* Микробиота в геологической среде: ее роль и последствия // Сергеевские чтения: Матер. годичной сессии Научного совета РАН по проблемам геоэкологии, инженерной геологии и гидрогеологии. М.: ГЕОС, 2000, с. 72–78.

2. *Дашко Р. Э., Шидловская А. В., Александрова О. Ю., Перевощикова Н. А.* Инженерно-геологическая и микробиологическая оценка особенностей разрушения бетонных сооружений Чебоксарской ГЭС // Инженерные изыскания, 2012, № 2, с. 15–19.

3. *Дашко Р. Э., Перевощикова Н. А.* Геоэкологические аспекты повышения безопасности эксплуатации Чебоксарской ГЭС // Сергеевские чтения: Матер. годичной сессии Научного совета РАН по проблемам геоэкологии, инженерной геологии и гидрогеологии. М.: ГЕОС, 2013, с. 239–244.

4. *Ларионов А. Д.* Чебоксарская плотина на р. Волге / А. Д. Ларионов, С. П. Егоров, Н. П. Ларионова // Геология и плотины. 1962, т. 8, с. 78–104.

5. *Макаров В. Б.* Чебоксарская гидроэлектростанция / В. Б. Макаров, Л. Т. Фридлянов // Труды Гидропроекта. 2002, № 7, с. 28–40.

6. *Тихонов А. И., Лагутин В. А., Илларионов И. Е. и др.* Геолого-гидрогеологические условия района Чебоксарской ГЭС и оценка их воздействия на устойчивость гидротехнических сооружений // Инженерные изыскания, 2009, № 7, с. 27–31.

УДК 624.131

ОПЕРАТИВНАЯ ОЦЕНКА ЭФФЕКТИВНОСТИ ХИМИЧЕСКИХ РЕАГЕНТОВ ПРИ УКРЕПЛЕНИИ ДИСПЕРСНЫХ ГРУНТОВ ПУТЕМ СИНТЕЗА НЕОРГАНИЧЕСКИХ ВЯЖУЩИХ ВЕЩЕСТВ

© 2013 г. В. М. Кнатько, М. В. Кнатько, Е. В. Щербакова, М. А. Лаздовская

Санкт-Петербургский государственный университет
Университетская наб., 7/9, Санкт-Петербург, 199034, Россия
marartur08@mail.ru

В статье рассматриваются методические обоснования оперативной оценки эффективности химических реагентов при укреплении дисперсных грунтов в результате синтеза неорганических вяжущих веществ с использованием экспериментально определяемого (устанавливаемого) критерия эффективности ИRτw, кг/см2 (МПа), что обеспечивает минимизацию трудозатрат на проведение единичного эксперимента и получение достоверного оценочного критерия. Выполненные специальные исследования подтвердили четкое отражение влияния изменения вещественного состава грунтовой смеси на величину показателя ИRτw. Благодаря этому разработана химико-технологическая классификация группового фракционного состава дисперсных грунтов с оценкой их физико-химической активности как минерального сырья для синтеза неорганических вяжущих веществ согласно ТСВВ.

Эффективность добавок химических реагентов при укреплении дисперсных грунтов путем синтеза неорганических вяжущих веществ зависит от множества факторов, влияние которых подробно рассмотрено в работах [1, 2]. Поэтому для оперативной оценки степени эффективности добавок конкретного вида химического реагента по отношению к укрепляемому дисперсному грунту нами разработана специальная методика, обеспечивающая минимизацию трудозатрат на выполнение необходимых экспериментальных исследований. В данном случае они сводятся по существу к проведению единичного эксперимента, позволяющего установить предел прочности при сжатии водонасыщенного образца ($R^{\tau}w$, кг/см^2) из грунтовой смеси, включающей добавку исследуемого химического реагента (Д, %) при четко фиксируемых исходной влажности смеси (W, %) и времени выдерживания образца (τ, сутки) в камере 100-% влажности. Результаты данного эксперимента позволяют вычислить количественную характеристику $И_{R^{\tau}w}$, представляющую собой удельный индекс прочности или критерий эффективности применяемого реагента по отношению к укрепляемому грунту. При этом необходимо отметить, что исходная влажность исследуемой смеси реагент-грунт (W, %) и дозировка реагента (Д, %) являются важнейшими технологическими параметрами, от которых зависят удобообрабатываемость дисперсного грунта, однородность состава и уплотнения грунтовой смеси и в конечном итоге физико-механические и химические свойства укрепленного грунта. Оба указанных параметра взаимозависимы, так как их связывает между собой численное значение условной (для порошковых добавок) концентрации реагента (C = D/W) во взаимодействующей системе реагент-грунт.

Влияние параметров W и Д, как следует из многочисленных экспериментальных исследований, на прочность при сжатии водонасыщенных образцов из обработанного химическим реагентом грунта ($R^{\tau}w$, кг/см^2) в заданный временной интервал (τ) можно выразить в общем виде зависимостью:

$$R^{\tau}w = f(Д/W) = f(C).$$

Используя конкретные значения $R^{\tau}w$, W и Д, полученные согласно вышеуказанному опыту, вычислим коэффициент пропорциональности ($И_{R^{\tau}w}$) между этими величинами согласно приведенной зависимости:

$R^{\tau}w = f(Д/W) = И_{R^{\tau}w} \cdot (Д/W)$, откуда $И_{R^{\tau}w} = (R^{\tau}w \cdot W)/Д$, кг/см^2 (МПа).

Анализ полученной формулы для вычисления коэффициента $И_{R^{\tau}w}$ показывает:

— численное значение $И_{R^{\tau}w}$ прямо пропорционально произведению величин прочности $R^{\tau}w$ на исходную влажность смеси W и обратно пропорционально дозировке реагента Д и имеет размерность аналогичную прочности;

— при одном и том же значении прочности $R^{\tau}w$ величина $И_{R^{\tau}w}$ тем больше, чем выше исходная влажность смеси W и чем меньше дозировка реагента Д.

Из приведенной выше функции прочности $R^{\tau}w = f(C) = И_{R^{\tau}w} \cdot (Д/W)$ вполне очевидно, что система реагент-грунт тем эффективнее или оптимальнее, чем выше значение коэффициента $И_{R^{\tau}w}$.

Наряду с этим принципиально важным является то, что вычисленный по полученной формуле коэффициент пропорциональности $И_{R^{\tau}w}$ отражает не только взаимосвязь между величинами $R^{\tau}w$, W и Д

Таблица 1

Влияние гранулометрического и химического состава дисперсного грунта и его фракций на прочностные показатели образцов минеральных смесей, обработанных реагентами

Минеральная смесь (грунт и его фракции), мм	Химический состав, % в пересчете на сухое вещество						Компоненты смеси			Прочностные показатели	
	W	ППП	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	Реагент	Д, %	W, %	Rw, кг/см^2	$И_{R^{\tau}w}$ = ($R^{\tau}w \cdot W$)/Д, кг/см^2 (τ=28 сут)
Тяжелый пылеватый суглинок; содержание частиц: 2-0,05 - 24,4% 0,05-0,001 - 52,8% <0,001 – 22,8%	1,33	3,8	66,33	15,20	7,45	1,14	H_3PO_4	3	18	20,0	126
							H_2SiF_6	3	18	29,0	175
							Известь	5	22	20,5	90
Песчано-пылеватая фракция 1,0-0,05 – 49% 0,05-0,001 – 45,3% <0,001 – 5,7%	0,54	2,28	74,03	12,30	4,30	1,14	H_3PO_4	3	12	32,4	130
							H_2SiF_6	3	12	44,8	180
							Известь	5	16	23,6	76
Пылевато-илисто-глинистая фракция 0,1-0,05 – 4,7% 0,05-0,001 – 77,9% <0,001 – 17,4%	0,75	3,65	67,20	15,73	6,43	1,00	H_3PO_4	3	23	17,4	133
							H_2SiF_6	3	23	18,4	140
							Известь	5	27	19,8	107
Илисто-глинистая фракция 0,1-0,05 – 8,2% 0,05-0,001 – 56,6% <0,001 – 35,2%	3,33	8,2	50,00	21,46	12,40	0,60	H_3PO_4	3	25	17,5	145
							H_2SiF_6	3	25	25,8	215
							Известь	5	29	18,9	110

в приведенной выше функции прочности укрепленного грунта ($R^{\tau}w = f(Д/W)$). Величина этого коэффициента отражает при прочих равных условиях также влияние всех характерных для обработанного грунта химико-технологических особенностей (химического и минерального составов, степени дисперсности, уплотняемости смеси и т. д.), т. е., всех возможных внутрисистемных факторов, от которых зависит прочность укрепляемого грунта согласно проведенному опыту. Следовательно, произведение численного значения прочности при сжатии укрепленного грунта в водонасыщенном состоянии ($R^{\tau}w$) в заданный промежуток времени (τ) на исходную влажность смеси (W), деленное на величину использованной дозы реагента (Д), представляет собой важную химико-технологическую характеристику исследуемой системы реагент-грунт. В то же время численное значение коэффициента $И_{R^{\tau}w}$ является фактически индексом прочности системы реагент-грунт или критерием ее эффективности (или оптимальности) по отношению к использованному виду химического реагента. В самом деле, из формулы $И_{R^{\tau}w} = R^{\tau}w \cdot W/Д$, кг/см^2 следует, что эта величина показывает некоторую условную характеристику прочности ($R^{\tau}w \cdot W$), приходящуюся на 1 % дозировки реагента. Поэтому, выполнив соответствующие опыты и вычислив значение $И_{R^{\tau}w}$ для различных видов реагентов в случае использования конкретного грунта, можно при прочих равных условиях сделать заключение о том, какой реагент более эффективен для укрепления данного грунта. Аналогично указанному, при использовании одного и того же реагента для укрепления различных видов грунтов, после выполнения соответствующих опытов и вычисления значений $И_{R^{\tau}w}$ можно сделать заключение о том, какой из этих грунтов наиболее оптимален по своим химическим, минеральным и другим характеристикам для укрепления исследуемым реагентом.

Для экспериментального подтверждения сделанных заключений о значимости критерия $И_{R^{\tau}w}$ при оперативной оценке степени эффективности добавок химических реагентов, укрепляющих дисперсные грунты, были выполнены специальные исследования по укреплению дисперсного грунта и

Таблица 2

Химико-технологическая классификация группового фракционного состава дисперсных грунтов

Наименование групп суммарных фракций	Размер частиц в пределах фракций, мм	Содержание по весу, %	Характеристика агрегатной структуры	Преобладающий химический и минеральный состав	Физико-химическая активность как сырья для ТСВВ (условная оценка по 10-балльной шкале)
Крупно-песчаные гравелистые	> 1	30-70	Крупно-скелетная макро-агрегатная	Силикатный + хемосорбционные пленки алюмосиликатов	0,01-0,1
Песчано-пылеватые	1-0,25	20-40	Мелко-скелетная макро-агрегатная	Силикатный + хемосорбционные и цементирующие пленки алюмосиликатов	0,1-1
Пылевато-илисто-глинистые	0,25-0,001	10-20	Микро-агрегатная	Силикатный+ цементирующие пленки алюмосиликатов	1-3
Илисто-глинистые	0,001-0,0001	3-10	Грубо-дисперсная	Силикатный-алюмосиликатный	3-9
Глинистые	< 0,0001	0,5-2	Коллоидная	Алюмосиликатный	9-10

Примечания:
1. Термин «силикатный» равнозначен общепринятому в технологии неорганических вяжущих веществ «кремнеземистый», аналогично «алюмосиликатный» - «глиноземистый».
2. Условная оценка физико-химической активности частиц групп фракций указана с учетом их удельной поверхности, агрегатного состояния, валового химического состава и соотношения R2O3:SiO2 и других окислов, имеющих важное значение для ТСВВ.
3. ТСВВ – теория синтеза вяжущих веществ.

отдельных его фракций добавками различных химических реагентов. В опытах использовался тяжелый пылеватый суглинок и по отдельности его фракции: песчано-пылеватая, пылевато-илисто-глинистая и илисто-глинистая. Гранулометрический и валовый химический составы тяжелого пылеватого суглинка и его фракций приведены в таблице 1. В качестве химических реагентов применялись добавки ортофосфорной кислоты (H_3PO_4) и кремнефтористоводородной кислоты (H_2SiF_6), а также молотая негашеная известь в количестве, достаточном для получения водоустойчивых образцов 28-суточного эксикаторного выдерживания. Использованные в опытах указанные выше химические реагенты обеспечивают синтез укрепляющих дисперсный грунт следующих неорганических вяжущих веществ, соответственно: фосфатферрумалюмосиликатных, фторферрумалюмосиликатных и кальцийферрумалюмосиликатных [1, 2, 3]. Исходная влажность смесей реагент-грунт варьировалась в пределах оптимальных значений жидкой фазы в грунтовых смесях при формовании образцов-цилиндров размером d=h=50 мм на приборе стандартного уплотнения конструкции СоюзДорНИИ (табл. 1).

После испытания на прочность при сжатии водонасыщенных образцов указанных серий были вычислены значения критерия эффективности $И_{R^{\tau}_{w}}$ для каждой смеси (табл. 1). Анализ полученных величин критерия эффективности $И_{R^{\tau}_{w}}$ показал, что наибольшие его значения для всех испытанных смесей получены для добавок кремнефтористоводородной кислоты ($И_{R^{\tau}_{w}}$ = 140-:-215), на втором месте по величине критерия эффективности оказались добавки ортофосфорной кислоты ($И_{R^{\tau}_{w}}$ = 126-:-145) и на третьем месте — добавки молотой негашеной извести

($И_{R\,w}^{\tau}$ = 76-:-110). При этом наибольшие значения критерия $И_{R\,w}^{\tau}$ для каждого из испытанных химических реагентов получены при укреплении илисто-глинистой фракции, отличающейся наибольшим содержанием полуторных оксидов (ΣAl_2O_3, Fe_2O_3 — 33,86 %) и пониженным содержанием кремнезема SiO_2 — 50,0 % (табл. 1).

Меньшие значения критерия $И_{R\,w}^{\tau}$ получены:

— для добавки H_2SiF_6 при укреплении пылевато-илисто-глинистой фракции($И_{R\,w}^{\tau}$ = 140кг/см^2);

— для добавки H_3PO_4 при укреплении тяжелого пылеватого суглинка ($И_{R\,w}^{\tau}$ = 126 кг/см^2);

— для добавки молотой негашеной извести при укреплении песчано-пылеватой фракции ($И_{R\,w}^{\tau}$ = 76 кг/см^2), отличающейся пониженным содержанием полуторных оксидов (ΣAl_2O_3, Fe_2O_3 — 16,6 %) и повышенным содержанием кремнезема SiO_2 — 74,03 %.

Рассмотренные результаты анализа полученных значений критерия эффективности $И_{R\,w}^{\tau}$ для трех видов химических реагентов, использованных для укрепления грунтовых смесей, и характерных видов фракций дисперсного грунта, убеждают в том, что данный показатель четко отражает влияние изменения вещественного состава укрепленного химическими реагентами грунта и других его внутрисистемных свойств, прежде всего, минерального состава грунта.

Необходимо особо отметить, что максимальные значения прочности при сжатии ($R^{\tau}w$) водонасыщенных образцов для каждого из трех химических реагентов получены при укреплении песчано-пылеватой фракции (табл. 1), что обусловлено положительным влиянием повышенного удельного содержания песчаной фракции (d = 1,0–0,05 мм — 49 %), выполняющей роль скелетной фазы при формировании структуры материала.

Анализируя результаты полученных прочностных показателей при укреплении добавками химических реагентов песчано-пылеватой и пылевато-илисто-глинистой фракций дисперсного грунта, отличающихся повышенным удельным содержанием пылеватых частиц (d = 0,05–0,001 мм — от 45,3 до 77,9 %) и пониженным удельным содержанием глинистых частиц (d<0,001 мм — от 5,7 до 17,4 %), следует отметить, что полученные высокие прочностные показатели обусловлены интенсивным кислотно-щелочным гидролизом пылеватых частиц, обеспечившим необходимый минеральный ресурс для синтеза соответствующих неорганических вяжущих веществ (табл. 1).

Учитывая особенности вещественного состава дисперсных грунтов, характер их агрегатной структуры, преобладающего химического и минерального состава применительно к группам суммарных фракций, а также с учетом результатов исследований эффективности укрепления данных грунтов добавками химических реагентов различной природы (кислых и щелочных), оказалось возможным разработать химико-технологическую классификацию группового фракционного состава дисперсных грунтов (табл. 2).

Благодаря указанной классификации представляется возможным более объективно учитывать потенциальный минеральный ресурс данных грунтов и их суммарных фракций при использовании добавок химических реагентов для их укрепления в результате синтеза неорганических вяжущих веществ.

Также необходимо отметить, что указанная химико-технологическая классификация группового фракционного состава дисперсных грунтов имеет существенное преимущество по сравнению с метрической системой классификации и оценки роли группового фракционного и вещественного состава дисперсных грунтов при их укреплении химическими реагентами.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. *Кнатько В. М.* Теория синтеза неорганических вяжущих веществ в дисперсных грунтах. Л.: изд-во ЛГУ, 1989, 91 с.

2. *Кнатько В. М.* Укрепление дисперсных грунтов путем синтеза неорганических вяжущих веществ. Л., изд-во ЛГУ, 1989, 272 с.

3. *Кнатько В. М., Щербакова Е. В., Кнатько М. В.* Искусственное воспроизводство природных процессов минералообразования — перспективное направление обезвреживания и утилизации промышленных отходов // Энергия, экономика, техника, экология. 2001, № 12, с. 29–35.

4. *Кнатько В. М., Щербакова Е. В., Кнатько М. В.* Уникальные свойства глинистых пород и их роль для формирования теоретических основ искусственного литогенеза и инженерной геоэкологии // Вест. СПбГУ, сер. 7, 2002, вып. 4 (№ 31), с. 16–23.

5. Грунтоведение / Под ред. Трофимова В. Т. 6-е изд., перераб. и доп. М.: изд-во МГУ, 2005, 1024 с.

УДК 624.131:551.49

Гидрогеомеханическая модель дренажа и деформации массива консолидируемых техногенных грунтов

© 2013 г. М. В. Лехов

Геологический факультет Московского государственного университета им. М. В. Ломоносова, Ленинские горы, Москва, 119234, Россия
mvlekhov@geol.msu.ru

Статья посвящена разработке модели фильтрационной консолидации сильно сжимаемых иловых грунтов в массиве. Специфически важным для рассматриваемых условий является нелинейность задачи, обусловленная переменными параметрами, их зависимостью от деформации и упругой фильтрации. Численный эксперимент показывает чрезвычайно резкую дифференциацию уплотнения из-за высоких избыточных напоров и формирования в основании кольматирующего слоя. Длительное время массив остается предельно разуплотненным. Описание содержит апробированный алгоритм численного решения МКЭ, который лежит в основе программы моделирования.

Введение

Изучение фильтрационной консолидации, разработка средств математического моделирования дает возможность дать прогноз масштаба и темпа деформации, дренажа и изменения свойств грунтов. Задача актуальна для практики депонирования илового осадка сточных вод (ОСВ) в массивах, устраиваемых наземным способом, и в котлованах. Депонирование является кардинальным средством утилизации осадка, ликвидации полей фильтрации для рекультивации занятых ими громадных территорий.

Накопление осадка — депонирование в массивах или естественное осаждение в водоемах — происходит в условиях полного начального обводнения, предельного разуплотнения и взвешивания. Определяющим фактором консолидации массы является возрастание собственного веса, которое влечет за собой отжим фильтрата и уплотнение порового пространства. Процесс осложняется неравномерным изменением компрессионных и фильтрационных свойств. Следствием является торможение уплотнения. Площадь продолжает оставаться трясиной и непригодна для использования.

Модель процесса описывает область с изменяющимся размером, подвижной границей и требует параметрической обоснованности, осложненной нелинейной взаимозависимостью плотности, пористости, проницаемости, сжимаемости. Длящийся десятилетиями процесс нуждается в адекватной схематизации граничных условий на подошве и на кровле. Они претерпевают изменение под влиянием как внешних факторов, технических и природных, так и самого процесса фильтрационного отжима.

Основанная на численном решении дифференциального уравнения фильтрации в упругой деформируемой среде модель реализована в виде компьютерной программы. Исследования позволили дать оценку эффективности конструктивного решения, рассчитать оседание и фильтрацию из массива депонирования в Марьино, пионерного объекта в Москве.

Модель разработана для имитации разных конструкций — на фильтрующем ложе, с применением противофильтрационных экранов, под водой, под насыпью, в непроницаемых бункерах, с испаряющей свободной поверхностью. Это дает возможность сравнить варианты по двум главным показателям — деформации оседания поверхности массива и выходу фильтрата в подземные воды.

1. Депонирование осадка сточных вод

Очистка сточных вод производит осадок, который после обезвоживания имеет черты, характерные для илов как органоминерального субстрата, образующегося из суспензии. Характерная особенность — высокое 60–70-% содержание активного ила, используемого и образующегося в процессе биологической очистки. Обезвоживание осадка — понятие условное. Несмотря на вековую историю технологии, до недавнего времени снижение объемной влажности до 80 % уже считалось успешным из-за чрезвычайно трудной водоотдачи, обусловленной коллоидной и гигроскопической связностью воды. При такой влажности в осадке возникают некоторые прочностные свойства и с ним могут производиться транспортно-погрузочные операции. В Москве и крупных городах захоронение, депонирование в траншеях, площадках и полигонах является одной из преобладающих форм утилизации осадка, производимого в крупных масштабах.

Необходимость утилизации осадка возникла одновременно с созданием организованной город-

Рис. 1.1. Карта 1931 г. и фотография 1960 г. Люблинских полей на левом берегу р. Москвы

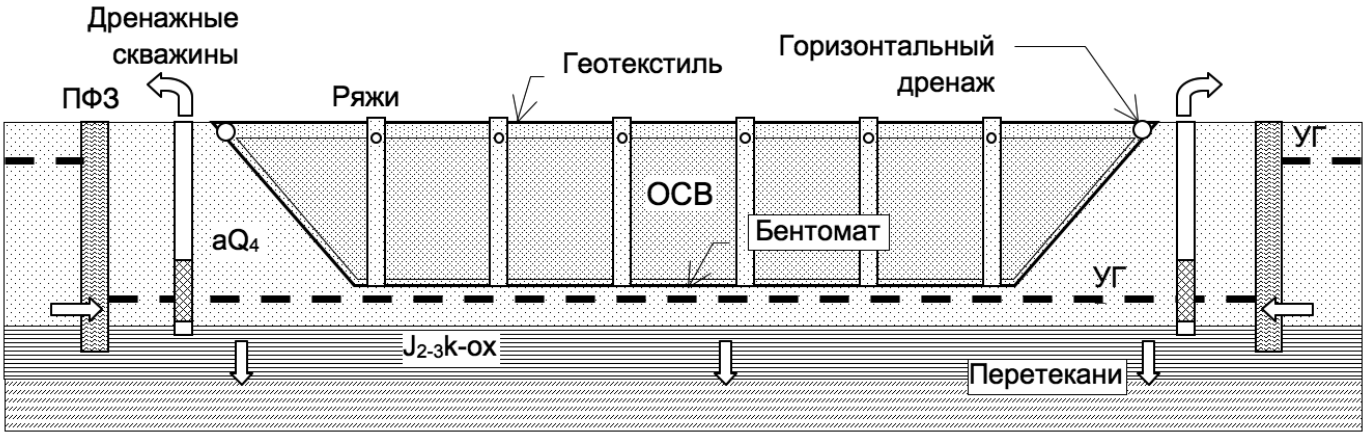


Рис. 1.2. Защитные мероприятия массива депонирования в Марьино

ской канализации и сооружений по очистке промышленных, бытовых, а впоследствии — дождевых и талых стоков.

Обширные пространства высоких пойм левого берега р. Москвы в 1898 г. были отведены под поля орошения (позже поля фильтрации), называемые Люблинскими (рис. 1.1а), куда вывозился осадок. Поля были устройством простейшей очистки сточных вод — осаждения, биологической деградации органического вещества, минерализации с помощью аэробных микроорганизмов. Предполагалось естественное обезвоживание осадков. Иловая вода отводилась в очистные сооружения, а осадок подсушивался. Площадки полей фильтрации представляли собой поверхностные накопители (рис. 1.1б); на территории города находилось около 15 млн кубометров иловых осадков, которые занимали к 1985 г. до 420 га.

До недавнего времени задачу утилизации осадка с избыточным илом в основном решали отстаиванием в картах, что вызывало загрязнение окружающей среды. Свободная инфильтрация воды из карт в песчаные отложения поймы оказалась чрезвычайно затрудненной из-за формирования кольматирующего слоя, через который, тем не менее, поступало загрязнение в подземные воды. В картах скапливалась дождевая вода, снег, на поверхности формировалась корка, препятствующая испарению и высушиванию, поэтому осадок сохранял высокую влажность и загнивал. В 1998 г. непосредственно на территории существующих иловых карт начато строительство массива депонирования и рекультивация освобождаемых территорий. Объем накопленных масс осадка следовало сократить технологическими приемами повышения их влагоотдачи и деструкции органической компоненты.

В настоящее время четыре станции очистки сточных вод Москвы производят до 30 тыс. м^3/сут осадка. До 50 тыс. м^3/сут воды после обеззараживания подается в систему промышленного водоснабжения.

Наиболее приемлемым, экономичным способом утилизации осадка является депонирование в массивах, обеспеченных контролем взаимодействия этих крупных техногенных тел с геологической средой, подземными водами, прогнозом физико-геологических процессов. Принципиальное значение имеет учет геохимических и геомеханических процессов в разработке конструкции, природоохранной концепции, технологии укладки, рекультивации поверхности, эксплуатации.

Хранилище, проект которого был разработан институтом «МосводоканалНИИпроект» [2, 13], размещается в Москве, в парковой зоне жилого района «Марьинский Парк» на удалении полукилометра от р. Москвы, в 200 м от жилой застройки, устроено в котловане глубиной 10 м и разделено на секции бетонными ряжами. Размеры полигона 450 × 420 м.

На Люблинских полях фильтрации к началу строительства оставалось 66,5 млн м^3 осадка влаж-

Рис. 2.1 Выгрузка из самосвала (а) и растекание осадка по затопленному дну секции (б) (фото М. Б. Куринова, 2000 г.)

ностью около 87 %. Обезвоженный осадок, по проекту с технологической влажностью[1] 65–68 %, должен был занять объем 2,2 млн м^3. Темп обработки осадка и заполнения им секций 300 000 м^3/год, продолжительность загрузки всего сооружения 5–7 лет, каждой секции 200–300 суток.

По периметру сооружения для предотвращения разноса грязного фильтрата пройдена противофильтрационная завеса (ПФЗ) до глин J_{2-3}k-ox, подстилающих на глубинах до 15 м пески aQ_{IV}, в которых заложен котлован (рис. 1.2). Невыбранные пески выполняют функцию пластового дренажа отжимаемого фильтрата. Поток внутри ПФЗ оказывается локализованным. Кроме инфильтрата в него поступает питание через ПФЗ. Через юрские глины происходит перетекание в нижний водоносный горизонт. Предусмотрена дренажная откачка скважинами внутри контура ПФЗ для осушения чаши хранилища.

По дну котлована уложен противофильтрационный сорбирующий материал «Бентомат». Поверхность после заполнения длительное время была подвержена выветриванию, заболачиванию, почвообразованию. Начала формироваться гипергенная зона уплотнения за счет минерализации органики и эвапотранспирации.

В целях придания несущей способности поверхность массива перекрыта слоем песка и проницаемой геотекстильной материей, уложен слой почвы и высажена трава. После завершения строительства остался нерешенным вопрос безопасного использования территории, доступности для людей, озеленения и строительных работ. Массив рассматривается как очаг загрязнения, его поверхность имеет слабую несущую способность из-за крайне разуплотненного состояния грунтов. И то, и другое обстоятельство нуждается в прогнозных оценках фильтрационной консолидации.

2. Свойства грунта

Изыскания и изучение депонированного осадка сточных вод (ОСВ), который рассматривается уже как техногенный иловый грунт, проводились в 2000 и 2006 гг. [7, 8]. Перед началом работ было выполнено мощное водопонижение для осушения днища. Наблюдения за загрузкой секций показали, что экран на дне способствует сбору дождевой воды. Сброшенный осадок формирует конус (рис. 2.1), погружается в ранее привезенную массу, насыщается водой и расплывается.

ОСВ однороден по гранулометрическому составу, классифицируется по В. В. Охотину как суглинок легкий пылеватый. После обработки в нем отсутствуют частицы > 1 мм, глинистые частицы составляют менее 10 %. Преобладает пылеватая фракция 0,001–0,05 мм. Состав осложняется наличием органического мусора.

Привезенный осадок имеет объемную влажность 76–81 %, весовую до 250 %. В отвале интенсивно набирает дождевую и талую воду, что сводит на нет усилия по его обезвоживанию в цехе. После заполнения секции происходит выравнивание влажности по глубине. На поверхности влажность уменьшается за счет минерализации грунта и испарения. Развитие корней растений является наилучшим способом забора не только свободной, но и связанной влаги, что влияет на формирование прочности.

Как следствие избыточного водонасыщения в условиях незначительной нагрузки грунт приобретает предельную влажность набухания. Через 2 месяца весовая влажность увеличилась до 280 %. Испытания через 6 лет показали, что она достигла предельных значений 340–370 % (объемная влажность 85–87 %).

Плотность твердой фазы однородна 2.0 г/см^3. Грунт имеет плотность 1.12–1.22 г/см^3. В массиве ниже поверхностной измененной зоны плотность

[1] Отношение массы воды к массе образца с водой; связана с объемной влажностью WO соотношением WT = WO × ρw / ρ, где ρw — плотность воды, ρ — плотность осадка. Технологическая влажность имеет значения, меньшие на 10–12 %, что приводит к необоснованно оптимистическим выводам.

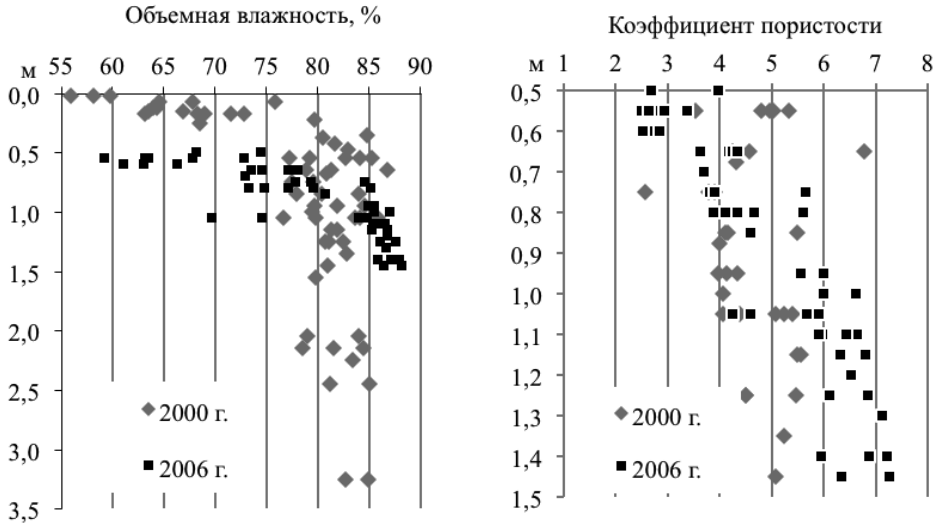


Рис. 2.2. Эпюры влажности (а) и пористости (б) по глубине массива

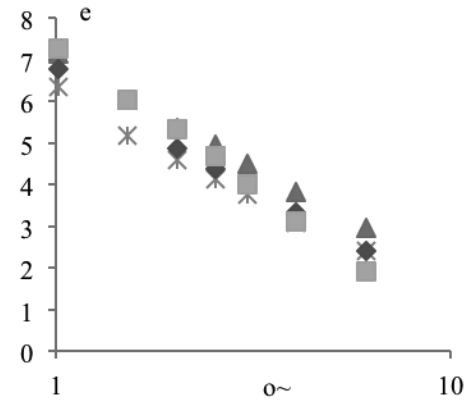


Рис. 2.3. Графики компрессионных испытаний в логарифмическом масштабе безразмерной нагрузки o~ = (s – s0)/s0, s0 = 1 м в. ст.

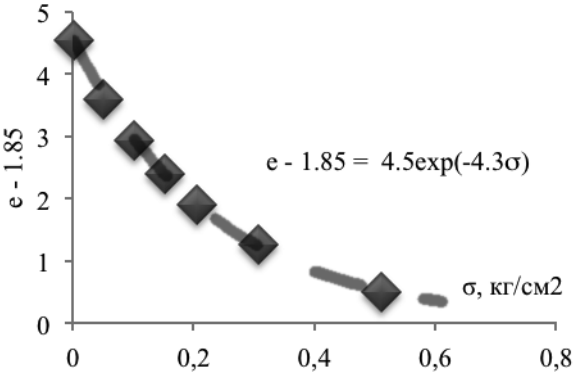


Рис. 2.4. Обобщенная кривая компрессионных испытаний с глубины более 1 м.

не зависит от глубины, длительное время не происходит уплотнение. Пористость в массиве составляет 81–85 %, на поверхности 65–70 %. Коэффициент пористости *e* в массиве в первый год 4.5–6. Со временем в условиях затрудненного оттока фильтрата состояние грунта в массиве стало характеризоваться как текучепластичное, модальное значение плотность составило 1.13 г/см^3. Среднее значение коэффициента пористости увеличилось до 6.3, максимальное — до 7.3.

Компрессионные испытания показывают интенсивную деформацию илового грунта, затухающую при увеличении нагрузок, и дают однотипный вид кривых. При уплотнении значения коэффициента сжимаемости $a_c = -\Delta e/\Delta\sigma$ уменьшаются с первых десятков до единиц см^2/кг (при увеличении нагрузок σ от 0.05 до 0.5 кг/см^2), на порядок, что говорит о неприменимости этой «константы» и заставляет искать более приемлемую характеристику.

При нагрузках, превышающих давление σ_0 = 1 м в. ст. (0.1 кг/см^2), соответствующее весу слоя осадка 0.7 м, применима аппроксимация в координатах [e, $\lg(\sigma - \sigma_0)/\sigma_0$] (рис. 2.3) с коэффициентом компрессии $a_K = -\Delta e/\Delta\lg(\sigma - \sigma_0) = 2 \div 3$, и возможна детерминированная замена $a_c = a_K/(\sigma - \sigma_0)$.

Однако для рассматриваемого грунта интерес представляет именно разуплотненное состояние с эффективными напряжениями, сопоставимыми с σ_0, которое сохраняется в течение десятилетий, что заставляет искать более адекватную модель.

Испытания грунтов, отобранных ниже зоны поверхностного гипергенеза, дают связь экспоненциального вид (рис. 2.4)

$$e - e_f = (e_0 - e_f)\exp(-a_e\sigma), \quad de = -(e - e_f)a_e d\sigma. \quad (2.1)$$

e_f – асимптотическая, минимальная величина коэффициента пористости. В качестве константы здесь может рассматриваться логарифмический коэффициент сжимаемости a_e

$$a_e = -\frac{\Delta \ln(e - e_f)}{\Delta\sigma}, \qquad a_c = -\frac{\Delta e}{\Delta\sigma} = a_e(e - e_f). \quad (2.2)$$

Обобщение данных сжимаемости диапазоне нагрузок 0÷1 кг/см^2 дает a_e = 4,3 см^2/кг и e_f =1,85. Начальный, максимальный коэффициент пористости e_0 = 6–6,5. Зависимость такого же вида со значениями a_e = 1.5–2.1

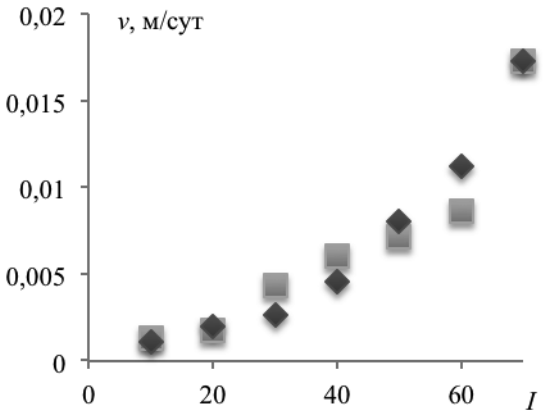


Рис. 2.5. Зависимость скорости фильтрации v от градиента напора I в лабораторных испытаниях по 2 образцам

см^2/кг получена в диапазоне малых нагрузок для гумусированных грунтов, глинистого ила, торфа [12].

Испытания ОСВ показали, что общая деформация образцов составляет около 20 % [2]. По данным [15], для твердых, не отжатых ОСВ она может достигать 30–50 % и более. Моделированием эти цифры подтверждаются.

Водопроницаемость иловых грунтов оценивалась с помощью испытаний на приборе ПФГ-1М, которые дали значения порядка (1–1,5)×10^{-4} м/сут и показали отсутствие начального градиента (рис. 2.5).

Анализ [1], показывает, что до определенного уплотнения даже для крайне слабопроницаемых грунтов справедлив закон Дарси. Отклонение и проявление начального градиента происходит лишь в очень плотных глинах твердой консистенции с низким коэффициентом пористости.

Данные испытаний иловых грунтов на компрессионно-фильтрационных приборах [1, 12] показали линейную зависимость логарифма коэффициента фильтрации от коэффициента пористости. В дифференциальном виде dk/k = (1.5÷2.5)de. Оценка требует подтверждения для грунтов с высокой пористостью, так как быстрые определения коэффициента фильтрации с нагрузками дают искаженные значения.

Для аналогичных грунтов установлена связь [15] проницаемости с плотностью грунта ρ, из которой следует, что $dk/k = d\rho / C_k$, где C_k = 0,18 г/см^3. Изменение плотности водонасыщенного грунта пропорционально изменению пористости как характеристики деформации при неизменной плотности твердой фазы ρ_s (плотность воды ρ_w):

$$\rho = \rho_s\left(1-n_p\right)+\rho_w n_p, \qquad d\rho = -(\rho_s-\rho_w)dn_p = -(\rho_s-\rho_w)d\frac{e}{e+1}$$

(2.3)

Откуда, как и следует ожидать, логарифм проницаемости прямо пропорционален изменению пористости:

$$d\ln k = \frac{dk}{k} = \frac{(\rho_s-\rho_w)dn_p}{C_k}. \qquad (2.4)$$

Для рассматриваемых грунтов ρ_s = 2 г/см^3 и $d\ln k \approx dn_p/C_k$.

Сопоставление эмпирических формул дает близкие значения изменения проницаемости в диапазоне тех значений пористости (e < 4) грунтов, для которых устанавливался характер зависимости. Эмпирические формулы для грунтов с высокой пористостью требуют подтверждения.

3. Задачи и исходная схема моделирования

Предметом исследования являются: неравномерная деформации массива, оседание поверхности и отжим, дренаж фильтрата, поступающего на поверхность земли и в подземные воды. От этих явлений зависят последствия влияния сооружения на окружающую территорию и эффективность мер защиты. В более широком понимании результаты дают возможность заблаговременного учета этих явлений в дальнейшем проектировании сооружений и разработке экологической концепции.

Осадочные деформации и уплотнение грунтов имеют значение для решения о перекрытии, дальнейшего использования площади захоронения, ее рекультивации, доступа людей. Значительное оседание поверхности в процессе депонирования дает дополнительный объем и позволяет произвести дополнительную укладку ОСВ, постоянно производимого станциями очистки.

Фильтрационный отжим воды необходим для оценки производительности очистной станции и прогноза загрязнения водоносных горизонтов в основании сооружения. От его величины зависит, могут ли рассматриваться дренажные скважины по контуру полигона как необходимые и эффективные. Безусловная целесообразность их работы вызывает сомнения [6, 9], особенно с учетом затрат на обслуживание насосов, водовода и очистных сооружений. Изучение динамики отжима дает возможность поиска иных способов дренирования массива для ускорения процесс уплотнения грунтов. Например, — заложения горизонтального дренажа внутри массива на уровне максимального фильтрационного отжима по данным специального моделирования.

Осадок укладывается в котлован. Темп равномерный, без перерывов, определяется производительностью цехов обработки осадка — рекультивация территории требует кратчайших сроков исполнения.

При сбросе из самосвала (рис. 2.1) на поверхность осадка выталкивается освобождаемая при ударе гравитационная вода. После заполнения секции напор определяется заложением горизонтально-

го дренажа в ряжах (рис. 1.2). Под почвенным слоем в открытых секциях и, тем более, под перекрытием из текстиля отток воды и ее испарение затруднены. Таким образом, напор и в дальнейшем примерно соответствует высоте поверхности массива.

На поверхности массивов, рекультивация которых не использует искусственное перекрытие, развивается процесс эвапотранспирации, формирования почвы и упрочения субстрата. В поверхностной зоне будет иметь место и восходящий влагоперенос, зависящий от глубины залегания, и обратный процесс инфильтрации, с этим связана и трансформация свойств. Такая схема очень сложная, и параметры ее невозможно обосновать. Для прогнозных расчетов в качестве приближения задается граничное условие с заданным напором.

Уложенный в днище экран имеет по паспорту проницаемость около 10^{-6} м/сут и толщину 6 мм. Для сравнения, при экранировании водоема 10-метровой глубины с гидростатическим распределением напоров такие показатели означают фильтрационные потери более 10^{-3} м/сут, величину, соизмеримую с *атмосферными осадками*. *В консолидируемой толще при отжиме формируются избыточные напоры, и потери в определенный период могут значительно превышать естественное питание грунтовых вод. То есть, противофильтрационный экран*, предназначенный для защиты от фильтрации, без должного обоснования, *не оправдывает своего назначения. Кроме того, для вновь укладываемого осадка, он собирает воду*, *препятствует просачиванию, способствует насыщению осадка*.

Под воздействием водопонижения днище массива осушается, и напор на нижней границе равен ее высотной отметке. Как показало гидрогеологическое моделирование [6, 9], если дренаж отключить, грунтовые воды подтопят нижнюю границу и напор на ней повысится на 3–5 м.

Распределение напряжений в вертикальном сечении определяется весом вышележащей толщи, взвешиванием и объемной фильтрационной силой. Мощность грунта в период укладки увеличивается с постоянной скоростью, 10 м за 0,5–1 год.

При несоизмеримо меньшей мощности толщи по сравнению с плановыми размерами полигона справедлива схема одномерной вертикальной фильтрации.

4. Математическая модель

Процесс консолидации описывается уравнением упругой фильтрации [10, 14]. Для случая разуплотненных, сильно и трудно сжимаемых грунтов необходимо сделать акцент на зависимость коэффициентов уравнения от искомой функции напоров, то есть на нелинейный характер уравнения и разработку алгоритма численного решения[2]. .

В условиях одномерной, вертикальной фильтрации изменение скорости фильтрации v_z определяется водоотдачей сжимаемого порового пространства и изменением плотности воды. Уравнение неразрывности потока в элементе единичной площади и переменной высоты Δz имеет вид

$$-\rho_w \frac{\partial v_z}{\partial z}\Delta z = \frac{\partial(\rho_w n_p \Delta z)}{\partial t}. \qquad (4.1)$$

В формулах участвуют обозначения: вертикальная координата z, время t, пористость $n_p = e/(1+e)$, объемный вес воды γ, гидростатическое давление p, напор H, коэффициент упругоемкости η^*, коэффициент фильтрации k, коэффициент объемного сжатия воды β.

Для вывода уравнения используем привычный вид закона компрессии $de = -a_c\, d\sigma$, подразумевая переменный характер a_c (2.1). Закон Гука описывает изменение плотности воды $d\rho_w/\rho_w = \beta dp$. Объем зерен в сжимаемом объеме грунта высотой Δz неизменен $\Delta z/(1+e) = \text{const}$, деформация $d(\Delta z n_p) = \Delta z de/(1+e)$.

Особенностью напряженного состояния при наличии фильтрационного потока является его силовое воздействие (рис. 4.1). Нейтральное давление воды $p = \gamma(H - z)$ и эффективное напряжение σ уравновешивают нормальное напряжение σ_n в условиях гидростатики. Последнее определяется весом вышележащих грунтов (объемный вес γ_n) с возможной удельной нагрузкой на поверхности σ_+ (например, насыпью):

$$\sigma_n = \sigma_+ + \int_{z_i}^{z_m} \gamma_n(z)dz. \qquad (4.2)$$

Эту величину можно было бы назвать полным напряжением, как это и принято, если не учитывать тот факт, что в потоке действует гидродинамическая (фильтрационная) сила с удельной величиной $f = -\gamma I$, определяемая градиентом напора $I = \partial H/\partial z$ и обратная его направлению [3, 10]. В элементе высотой dz единичной площади гидродинамическое давление на его основание будет определяться по формуле

$$\varphi = f dz = -\gamma \frac{\partial H}{\partial z} dz. \qquad (4.3)$$

Для нисходящего потока к весу следует прибавить фильтрационную силу со знаком «+», а для вос-

[2] Идея работы принадлежит проф. В. М. Шестакову, который проявлял настойчивый интерес к результатам численного эксперимента как возможности выявить особенности многофакторного неравномерного процесса в массиве. Участие в исследованиях, к прискорбию, было прервано его уходом из жизни.

ходящего – со знаком «–«. Тогда условие равновесия напряжений с учетом гидродинамического давления [3] можно представить в виде формулы для эффективного напряжения

$$\sigma = \sigma_n - p + \varphi . \qquad (4.4)$$

С учетом вышесказанного могут быть произведены физически понятные преобразования правой части (4.1):

$$\rho_w \frac{\partial (n_p \Delta z)}{\partial t} + n\Delta z \frac{\partial \rho_w}{\partial t} = \rho_w \frac{\Delta z}{1+e}\left[-a_c \frac{\partial \sigma}{\partial t} + e\beta \frac{\partial p}{\partial t}\right] =$$

$$= \rho_w \Delta z \left[\frac{a_c + e\beta}{1+e}\gamma \frac{\partial H}{\partial t} - \frac{a_c}{1+e}\left(\frac{\partial \sigma_n}{\partial t} + \frac{\partial \varphi}{\partial t}\right)\right]. \qquad (4.5)$$

Скорость фильтрации, согласно закону Дарси-Герсеванова, определяется выражением $v_z - e\, v^s = -k\, \partial H/\partial z$, где скорость ползучести скелета v^s [14]. Обычное допущение о том, что $v_z >> v^s$, позволяет пренебречь вторым членом. В рассматриваемых грунтах этот факт представляет интерес и в численном решении учитывается непосредственно — путем сжатия пространства.

Из приведенных зависимостей следует уравнение фильтрационной консолидации, являющееся, по сути, нелинейным уравнением упругой фильтрации,

$$\frac{\partial}{\partial z}\left(k \frac{\partial H}{\partial z}\right) + w_c = \eta^* \frac{\partial H}{\partial t}\ , \qquad (4.6)$$

$$\eta^* = \frac{\gamma (a_c + e\beta)}{1+e},\quad w_c = \frac{a_c}{1+e}\sigma^t,\quad a_c = (e - e_f)a_e,\quad \sigma^t = \frac{d\sigma_n}{dt} + \frac{d\varphi}{dt}$$

.

Источник w_c зависит от роста полного напряжения σ^t и определяется увеличением веса толщи в период осадконакопления или депонирования, возведением насыпи или сооружения над массивом грунта, а также изменением фильтрационной силы. При неизменных факторах веса источник w_c определяется только производной $d\phi/dt$.

Напряжения, возникающие в массиве, зависят от напоров. Коэффициенты уравнения (4.6) меняются с изменением напряжений, условий уплотнения, что определяет итерационный характер вычислений. Решение осуществляется методом численного моделирования с дискретизацией области на конечные элементы (см. Приложение). По шагам времени применяется разностная аппроксимация, схема решения — неявная по напорам, явная по параметрам и положению верхней границы (по значениям напоров пересчитываются напряжения, параметры, деформации).

Распределения напоров, напряжений и параметров используются для прогноза — выхода фильтра-

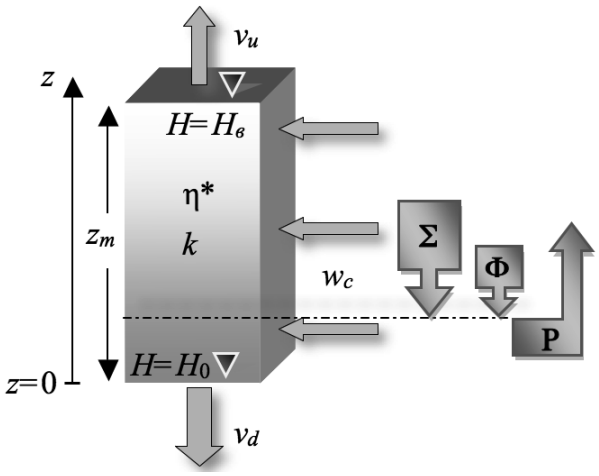


Рис. 4.1. Схема вертикальной фильтрации в слое переменной мощности z_m. Стрелки — распределенный источник питания w_c, выход фильтрата со скоростью v_u и v_d. Вес сверху Σ, фильтрационная сила Ф, гидростатическая сила Р

та и осадки поверхности толщи. На границах толщи скорость фильтрации (удельный расход) определяется производными

$$v_u = -k \frac{\partial H}{\partial z}\bigg|_{z=z_m} \qquad v_d = -k \frac{\partial H}{\partial z}\bigg|_{z=0}\ . \qquad (4.5)$$

Расчет осадки производится по значениям меняющейся пористости. Если $\Delta(n_p dz)$ — деформация бесконечно малого элемента dz, то может быть определена относительная деформация ε в точке и осадка поверхности слоя путем интегрирования по вертикали

$$\varepsilon = \frac{\Delta\left(n_p dz\right)}{dz} = \frac{de}{1+e},\quad S_m = \int_0^{z_m} \varepsilon(z)\, dz . \qquad (4.6)$$

5. Краевые условия

Областью решения $0 \le z \le z_m$. является меняющаяся мощность слоя от 0 до m при накоплении грунта и обратно в процессе осадки. Сверху и снизу — границы с известными или определяемыми напорами, в общем случае переменными (рис. 4.1). Верхняя граница — граница зоны полного водонасыщения $H = z$ или под водой $H = H_в$.

Нижняя граница — днище массива. Типичным для дренирующего основания является граничное условие с заданным напором, равным отметке осушенного дна или напору подтапливающего потока грунтовых вод (рис. 5.1). Оно может быть 1-го или 3-го рода в зависимости от наличия противофильтрационного экрана (глинистого слоя) с параметром перетока $\chi = k_0 / m_0$, который является отношением его коэффициента фильтрации к толщине,

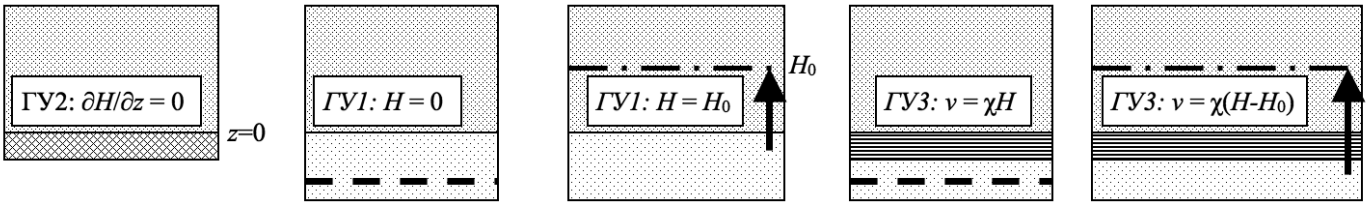


Рис. 5.1. Типы граничных условий (ГУ) на подошве. Пунктир — свободная поверхность, штрих-пунктир — пьезометрическая поверхность водоносного горизонта

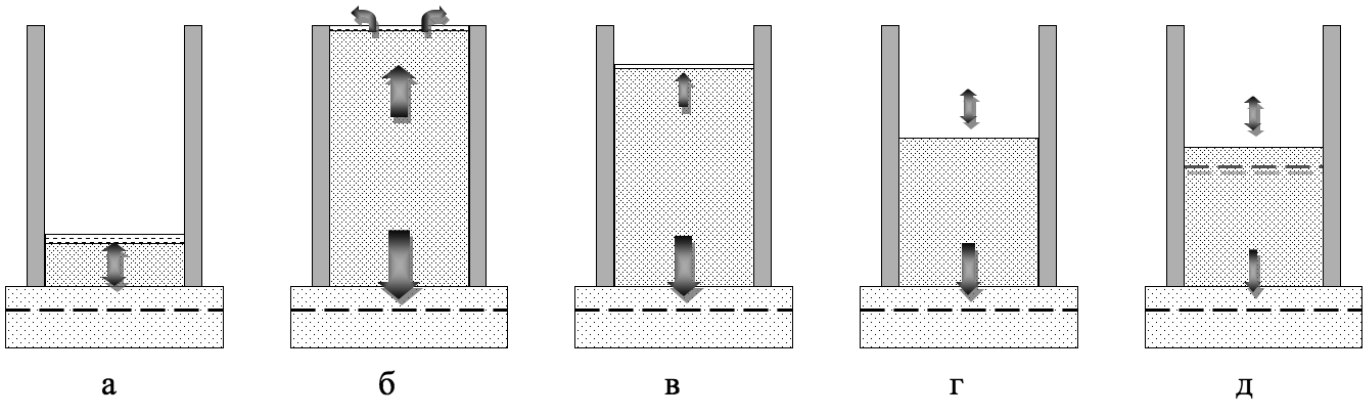


Рис. 5.2. Изменение области решения задачи консолидации грунта в бункере: а — заполнение, б — дренаж фильтрата сверху, в — осадка и затухание отжима вверх, г — отжим вверх прекратился, д — образование зоны аэрации со свободной поверхностью. Вертикальные стрелки — фильтрационный поток вверх и вниз, атмосферные осадки/испарение сверху. Пунктир внизу — уровень грунтовых вод, указывает на свободный режим инфильтрации из бункера вниз

$$ГУ1:\quad H\big|_{z=0} = H_0, \qquad ГУ3:\quad k\frac{\partial H}{\partial z}\Big|_{z=0} = \chi(H - H_0) \tag{5.1}$$

.

Условие постоянства напора $H(0, t) = 0$ дает максимальный отжим грязного фильтрата в водоносный горизонт и деформацию поверхности земли. Задание на нижней границе условия 1-го, а не 3-го рода выявляет сильную кольматацию дна, которая препятствует консолидации и подтверждается реальными условиями. Этот вариант анализируется в параграфе с результатами прогноза как наиболее жесткий по последствиям.

В более реальной ситуации, с подтоплением днища, следует задавать напор $H(0, t) = H_0(t)$, который может быть найден с помощью совместного моделирования плановой фильтрации на участке сооружения и моделирования инфильтрации из консолидируемого массива [5, 6].

При заполнении бункера на непроницаемом основании действует условие 2-го рода $\partial H/\partial z|_{z=0} = 0$. Правда, консолидация в этом случае будет крайне слабой и только в период заполнения.

В период укладки увеличение мощности слоя m определяется темпом и временем заполнения бункера. Область решения переменна во времени и имеет плавающую верхнюю границу (рис. 3.2). Во время заполнения бункера происходит неравномерное уплотнение и деформация ранее уложенного грунта. Затем под влиянием консолидации верхняя граница опускается.

Начальное условие задачи, рассматривающей заполнение бункера с нуля,

$$z_m\big|_{t=0} = 0, \quad H(z=0)\big|_{t=0} = 0 \tag{5.2}$$

Заполнение имеет порционный характер. Моделирование также сводится к пошаговому наращиванию мощности слоя z_m. Поэтому уже на первом шаге j = 1, и на каждом последующем j для новой порции следует задать начальное распределение напоров и напряжений.

В каждой новой порции гидравлическая целостность отсутствует, и гидростатическое давление в первый момент в каждой точке $p = 0$. Начальное условие для шага

$$j > 1, \quad t = t_j, \qquad z_{mj} = z_{mj-1} + v_m(t_j - t_{j-1}),$$
$$z_{mj-1} < z \le z_{mj}, \quad H(z) = z, \quad \sigma_n(z) = \gamma_b(z_{mj} - z), \quad \sigma(z) = \sigma_n(z) \tag{5.3}$$

Этапы изменения размера области и условия на границах (на рис. 5.2):

(а – б) Мощность слоя увеличивается за счет накопления грунта. На верхней границе напор равен отметке поверхности (слоем воды можно пренебречь) $H(z_m, t) = z_m(t)$.

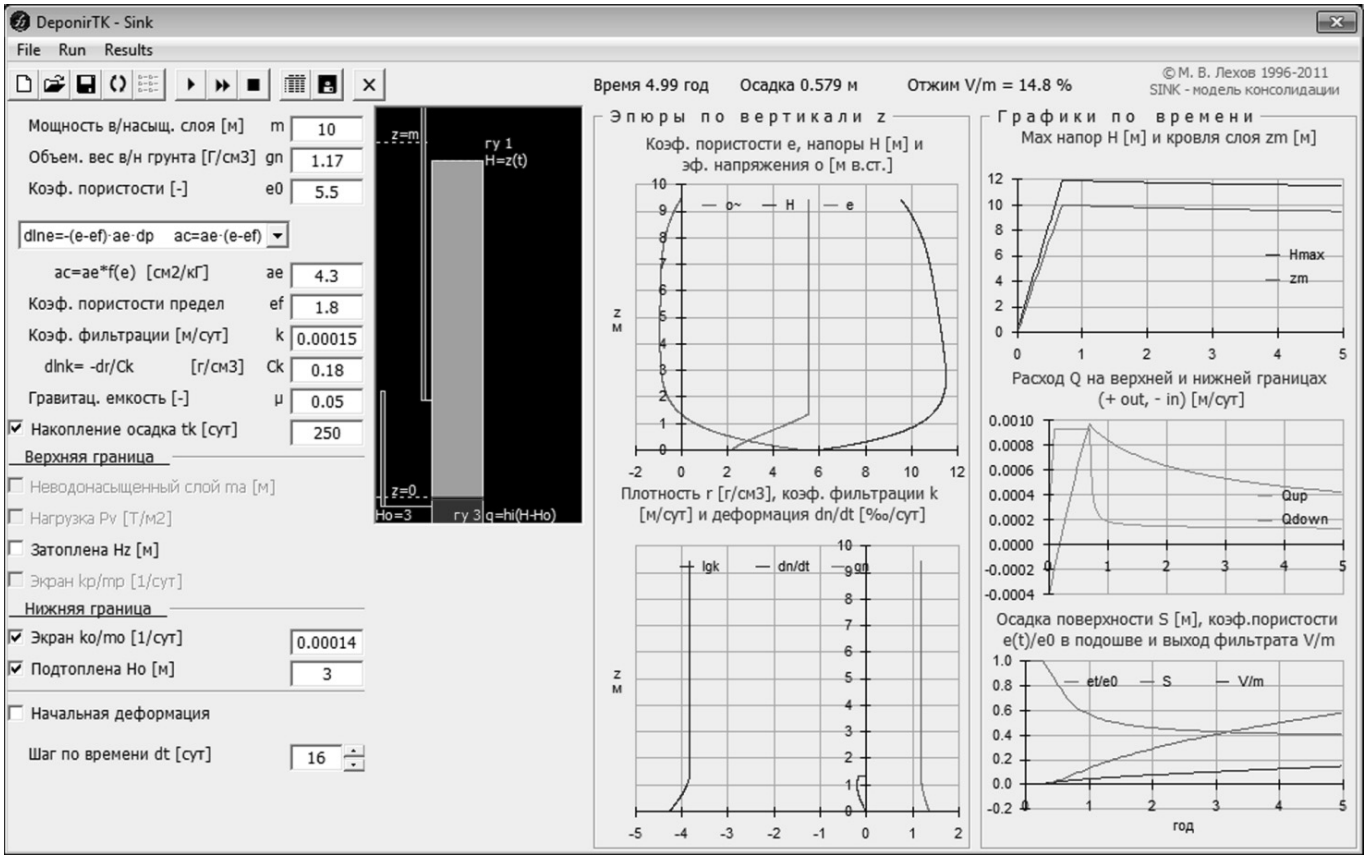


Рис. 5.3. Интерфейс программы SINK с редактором параметров и средствами визуализации

(в – г) После накопления мощность слоя начинает уменьшаться за счет уплотнения при сохранении восходящего фильтрационного отжима и условия на верхней границе.

(д) Если имеется верхний дренаж, свободная поверхность отрывается, образуя зону аэрации. Фильтрационный отжим — только нисходящий. На верхней границе может быть задано кинематическое условие

$$-k\left(1+\frac{w}{k}\right)\frac{\partial H}{\partial z}+w=\mu\frac{\partial H}{\partial t}, \qquad (5.4)$$

w – инфильтрация (+) или испарение (–), μ — гравитационная емкость.

По результатам пошагового решения координата верхней границы корректируется, она опускается на величину суммарной консолидационной деформации толщи $z_m \neg z_m - \varepsilon_m$.

Фильтрационный отток из слоя возникает при нагрузке на слой, интенсивность приложения которой σ^t (4.3) определяет распределенный по глубине источник интенсивностью $w_c(z, t)$. После окончания укладки его составляющая веса исчезает $d\sigma_n/dt = 0$ (строго говоря, становится отрицательным из-за потери влаги и уменьшения веса грунта). Упругий фильтрационный отжим начинает уменьшаться. Фильтрационный поток при этом зависит от граничных условий и релаксации избыточного напора. В случае с проводящей нижней границей сохраняется нисходящий поток в среде с продолжающимся процессом деформации. В затопленном массиве (напоры на границах равны отметке поверхности) фильтрация продолжится, деформации будет препятствовать взвешивание. В исследовательском аспекте, моделирование таких условий может найти применение в изучении состояния донного ила в водоемах.

На нижней границе поток всегда направлен вниз, если основание бункера не подтоплено. На верхней границе при интенсивном деформационном отжиме обретает восходящий характер, при стабилизации становится нисходящим.

Программа моделирования SINK разработана для численного решения уравнения упругой фильтрации с разными типами граничных условий на подошве и поверхности толщи консолидируемых грунтов. Алгоритм учета нелинейности параметров и границ рассмотрен ниже, а описание метода конечных элементов, который используется для решения, приведено в приложении.

6. Порядок решения нелинейной задачи

Исходные для задачи консолидации параметры:

– начальная плотность осадка ρ = 1.13–1.17 г/см^3

– плотность ρ_w = 1 г/см^3 и коэффициент объемного сжатия β = 5×10^{-5} см^2/кг воды

– логарифмический коэффициент сжимаемости (2.2) a_e = 4.3 см^2/кг

– начальные коэффициенты пористости e = 5–6 и фильтрации k = 1,5×10^{-4} м/сут

– коэффициент (2.4) C_k = 0,18 г/см^3

– финальная мощность слоя депонированного илового грунта m =10 м

– длительность времени укладки осадка t_0 = 250 суток

Вычисляется пористость n_p, плотность твердой фазы $\rho_s = (\rho - \rho_0 \times n_p)/(1-n_p)$. Более корректно прямое задание плотности грунта и плотности твердой фазы как результатов определений. Однако коэффициент пористости традиционно используется как исходный параметр деформационных расчетов, поэтому и задается в модели.

В начальный момент мощность слоя нулевая. Темп загрузки $u_m = m/t_0$. Решение производится по шагам, например, Δt = 2.5 суток. Процесс загрузки осадка в секцию дискретен, каждый шаг дает увеличение мощности на величину $\Delta m = u_m \times \Delta t$ = 0,1 м (в изложении участвуют конкретные цифры, которые могут быть изменены). На нижней границе поддерживается условие H = 0.

Финальная мощность (глубина бункера) разбита на n_k – 1 элементов, содержит n_k узлов (размер матриц, например, n_k = 1001). Каждая порция Δm означает приращение области на Δn элементов и узлов, $\Delta n = u_i \times \Delta t$, $u_i = (n-1)/t_0$ — темп приращения элементов за единицу времени. Шаг разбивки по вертикали (длина элемента) $\Delta z = m/(n-1)$, до деформации равномерный.

Узлы. Перед решением уравнения на каждый шаг по времени вычисляются координаты z_i узлов, им присваиваются начальные значения напоров $H = z_m$ (грунт обводнен, гидростатическое распределение) или $H = z$ (степень водонасыщения < 1). Эффективные напряжения в узлах $\sigma = \sigma_n - p$ рассчитываются как давление вышележащей толщи за вычетом взвешивания, если грунт полностью обводнен, $\sigma_n = \gamma_n (z_m - z)$, $p = (z_m - z) \cdot \gamma$. Если осадок просто влажный p = 0.

Элементам присваиваются начальные k [м/сут], e и объемный вес грунта $\gamma_п$ [г/см^3], вычисляются параметры упругоемкости η^* [м$^{-1}$], интенсивность w_c [сут$^{-1}$].

Нельзя не отметить высокую чувствительность процедуры счета на дискретизацию по времени и по длине пути фильтрации. Для отладки модели схема разбивки проверяется тестированием известными аналитическими решениями.

По результатам решения для каждого шага по H рассчитываются:

– приращение гидростатического давления $\Delta p = (H - H_0) \times \gamma$,

– приращение $\Delta\sigma_n = \rho \times \Delta t \times u_m$ – по скорости приращения мощности u_m,

– изменение фильтрационного давления $\Delta\phi$ (4.3) — по изменению градиента напора в элементе,

– приращения эффективного напряжения $\Delta\sigma = \Delta\sigma_n + \Delta\phi - \Delta p$ в узлах,

– изменение коэффициента пористости Δe (2.1), если $\sigma \le 0$, Δe = 0,

– изменение коэффициента фильтрации $k \neg k \exp(-C_k \Delta e / (1+e))$,

– деформации в узлах $s = \Delta e / (1+e)$,

– новые размеры элементов $\Delta z \neg \Delta z (1 - s)$ и координаты узлов,

– коэффициенты пористости e.

Значения напоров в узлах используются для пошагового расчета скоростей фильтрации (интенсивности отжима) на границах массива.

Деформации суммируются по мощности слоя $\Sigma(s \times \Delta z)$ для расчета пошаговой осадки. Сумма по времени характеризует общую осадку S_z поверхности слоя. Пересчет размеров элементов и координат узлов с учетом их деформации означает изменение размера области решения задачи.

Значения напоров H присваиваются узлам в качестве начальных значений H_0 для следующего шага. Значения e, σ, σ_n используются в расчете параметров η^* и w_c и по ним — новой матрицы коэффициентов численного решения уравнения.

Анализ результатов моделирования производится с помощью таблиц и графиков:

– эпюры напоров, коэффициентов пористости, эффективных напряжений, коэффициентов фильтрации в вертикальном сечении,

– графики прослеживания удельных расходов фильтрационного потока на верхней и нижней границе области,

– кумулятивный график осадки поверхности массива в процессе фильтрационной консолидации.

Кроме того, интересным представляется вывод вспомогательных характеристик:

– график изменения коэффициента пористости и коэффициента фильтрации — на подошве массива, где происходит максимальное уплотнение грунта,

– график максимального напора, формирующегося вследствие упругого сжатия грунта, и высотной координаты точки его нахождения.

7. Результаты прогнозного расчета

Прогнозная задача решается на основе результатов исследований сотрудников Геологического факультета МГУ [4–9], а также эпигнозного моделирования состояния через 10 лет. Со временем программа моделирования приобрела характер инструмента исследования, применимого не только для частной задачи, но и для ряда типовых условий в толще илового грунта.

Расчеты показали, что в разрезе процесс протекает крайне неравномерно. Против ожидания, массив депонирования не является источником су-

щественного поступления загрязненного фильтрата в грунтовые воды. Осадка поверхности очень значительная и длится многие десятилетия, причем грунты в массиве сохраняют характер текучей, взвешенной массы.

Избыточные напоры и превышение напора над поверхностью.

За счет нарастания нагрузки и упругого характера фильтрации в массиве сразу формируется существенный избыточный напор (рис. 7.1) $H - z$, определяющий значительные градиенты нисходящего и восходящего отжима (в жестком потоке без источника избыточных напоров нет). Избыточный напор на уровне z = 1.5 м составил около 10 м Кривая $H_{max} - z_m$ (рис. 7.2) характеризует максимальное превышение напора над кровлей, которое к концу укладки в секцию достиг 1,7 м и еще в течение 6 – 7 лет увеличивалось.

Избыточные напоры определяют гидростатическое взвешивание $p = \gamma (H - z)$, которое в нижней части превышает вес вышележащих грунтов, сохраняет текучее состояние и препятствует уплотнению.

Эпюра на рис. 7.1 показывает высокие градиенты, которые определяют сильно возрастающую к подошве фильтрационную силы f, направленную вниз ниже зоны максимальных напоров. Выше 1.5 м над подошвой сила направлена вверх, усиливая взвешивание, и имеет меньшие значения. Сила способствует уплотнению подошвы (еще более увеличивая градиент) и разуплотнению верхней части.

Сработка напоров в толще продолжается около 50 лет (рис. 4.7), к этому времени прекращается восходящий поток, высачивающийся на поверхность, но сохраняется поток вниз. Примечательно, что положение интервала с максимальными избыточными напорами мало изменяется.

Деформация и осадка поверхности. За небольшое время укладки заметно проявляются процессы изменения свойств в подошве слоя, коэффициент пористости снижается на порядок (рис. 7.3), затем меняется слабо. Уплотнение происходит ниже уровня с максимальным избыточным напором (рис. 7.4). Интенсивное изменение этого и остальных параметров полностью отвечает периоду действия источника w_c, определяемого (4.3) ростом напряжений σ' за счет накопления веса иловых грунтов при укладке. Осадка же поверхности как интегральная деформация всего слоя продолжает расти еще 50–100 лет.

При осадке поверхности будет осушаться верхний дренаж по контуру секций массива, и за счет восходящего высачивания будет происходить аккумуляция слоя воды, усиливаемая ливнями и снеготаянием. Для ветра доступ будет затруднен, и испарение снизится. Поверхность станет заболоченной, что будет создавать условия для инверсии потока на поверхности, он станет нисходящим.

Проницаемость и дренаж фильтрата. Более чем на порядок за время укладки снижается проницаемость грунта на подошве (рис. 7.4). График дренажа фильтрата на нижней границе (инфильтрация в подземные воды, рис. 7.5) иллюстрирует влияние двух разнонаправленных факторов — рост напора и падение проницаемости грунта вблизи подошвы. После окончания укладки напор начинает снижаться и продолжает уменьшаться проницаемость, что определяет уменьшение расхода вниз. Расход отжима вверх имеет постоянный характер при укладке и быстро уменьшается по ее окончании до величин, соизмеримых с годовым испарением 290 мм.

Избыточный напор оказывает настолько сильное взвешивающее давление, что расчет эффективных напряжений по всему сечению дает нереальные отрицательные значения (рис. 7.6). Нисходящий фильтрационный поток компенсируется восходящим потоком за счет упругого отжима. Результатом является незначительный расход высачивания на верхней границе при укладке — на порядок меньший, чем проницаемость осадка. После окончания укладки отжим уменьшается, и скорость на границе обретает нисходящий характер.

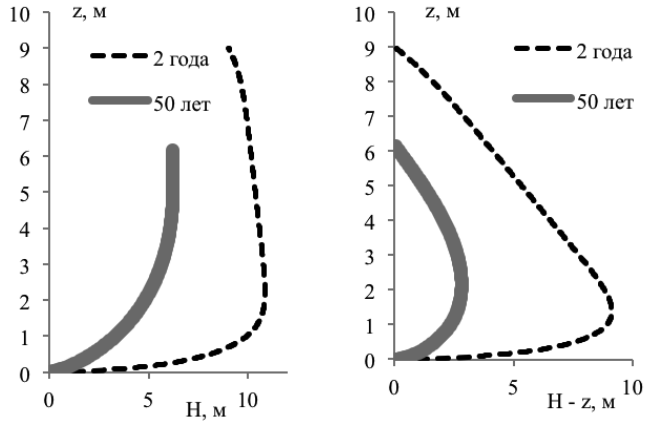
Напротив, вблизи нижней границы проявляется значительный рост эффективного напряжения (рис. 7.6), что приводит к уплотнению и связанному с ним уменьшению проницаемости вблизи подошвы. Основная же, вышележащая часть находится в разуплотненном, практически взвешенном состоянии.

После окончания укладки в связи с перераспределением взвешивающего давления эффективное напряжение продолжает расти и стабилизируется лишь тогда, когда распределение напоров в массиве приобретает гидростатический характер. Последнее не будет иметь характер линейной эпюры из-за сформированного при уплотнении профиля проницаемости (рис. 7.4).

При текучем состоянии грунтов инфильтрация воды из них в грунтовые воды практически отсутствует. Сильное уменьшение коэффициента фильтрации в основании, которое связано с ростом эффективных напряжений и консолидацией, определяет формирование тонкого естественным образом формирующегося экрана на пути фильтрационного отжима из карт и из массива депонирования.

Проницаемости нижней тонкой зоны уменьшается в процессе укладки на полтора порядка. Последующая консолидация приводит к дальнейшему уменьшению, с асимптотической стабилизацией на значениях, меньших на два порядка.

Несмотря на уменьшение проницаемости, скорость фильтрации в связи с ростом напоров в первое время существенно возрастает, с 4×10^{-4} м/сут (соответствует инфильтрации атмосферных осадков) до 1.5×10^{-3} м/сут к концу укладки, приближаясь к интенсивности атмосферных осадков (рис. 7.5). В течение последующих полутора лет она вновь снижается до величин естественного инфильтрационного питания подземных вод (рис. 7.7).



а. б.

Рис. 7.1. Эпюры напоров (а) и избыточных напоров (б) в вертикальном сечении слоя через 2 года и 50 лет. Мощность слоя изменилась с 9.1 до 6.8 м.

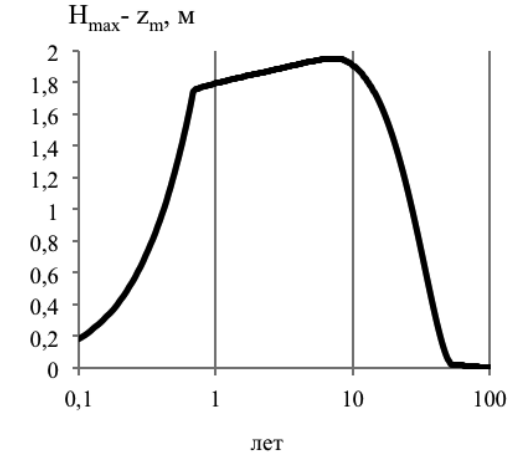
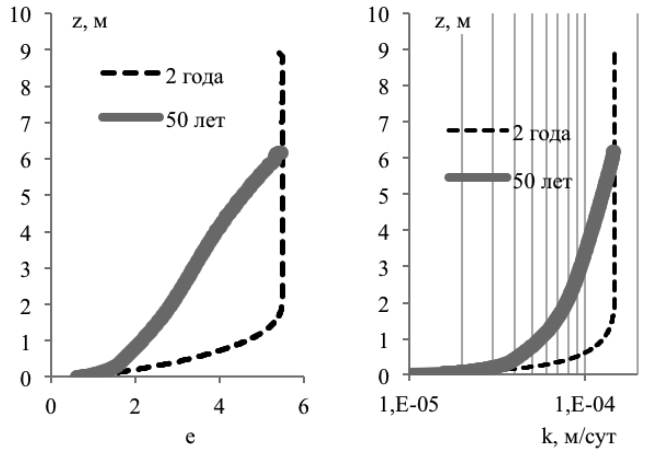


Рис. 7.2. Нарастание и релаксация максимального напора над кровлей



а. б.

Рис. 7.4. Эпюры коэффициента пористости *e* (а) и коэффициента фильтрации *k* (б) в вертикальном сечении через 2 года и 50 лет. Мощность слоя изменилась с 9,1 до 6,8 м

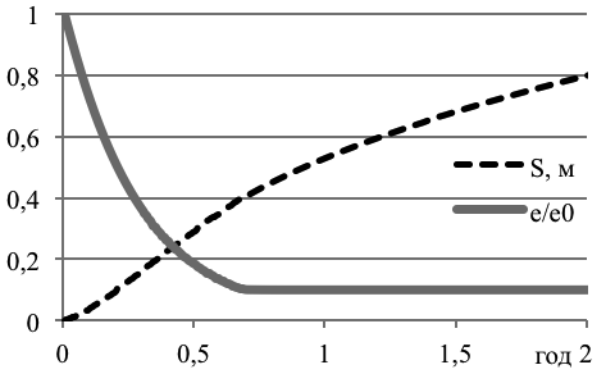


Рис. 7.3. Относительное изменение коэффициента пористости e/e_0 в подошве слоя и осадка поверхности *S*

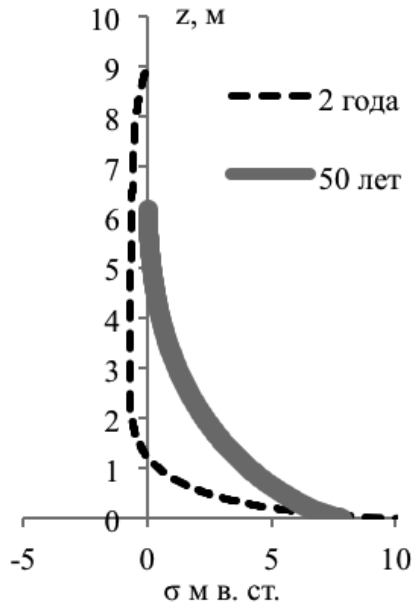


Рис. 7.6. Эпюры эффективного напряжения σ [м водного столба] в вертикальном сечении

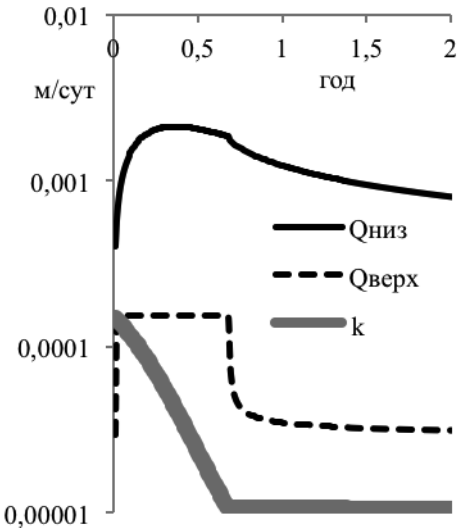


Рис. 7.5. Изменение удельных расходов (скоростей) [м/сут] фильтрации на нижней (*Q* низ) и верхней (*Q* верх) границах и коэффициента фильтрации *k* [м/сут] в подошве слоя в течение 2 лет

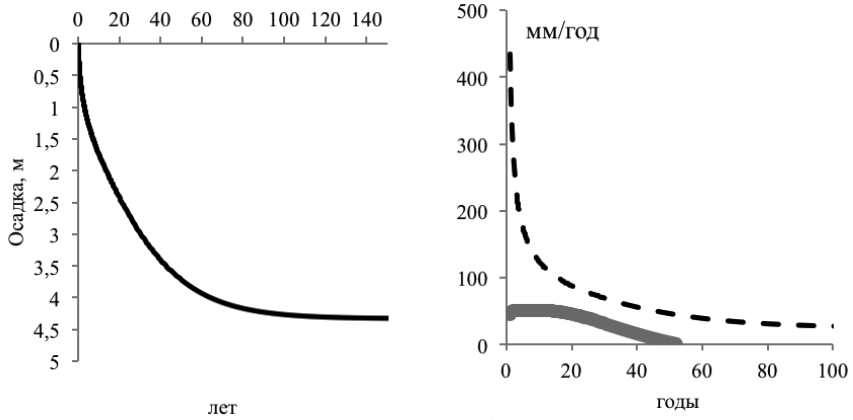


Рис. 7.7. Прогноз (а) осадки поверхности 10-метровой толщи и (б) фильтрационного расхода потока через подошву (инфильтрация вниз — пунктир) и на поверхность (высачивание вверх — сплошная линия). Суммарный объем консолидационного обезвоживания 83 %

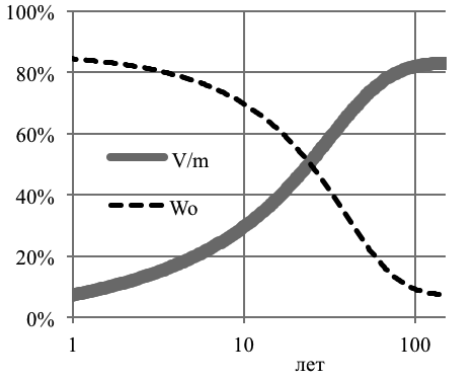


Рис. 7.8. Прогноз кумулятивного отжима фильтрата *V*/*m*, отнесенного к начальному объему грунта, и потери суммарной объемной влажности грунта W_o

При затухании отжима скорости уменьшаются. Через 10 лет расходы на нижней и верхней границах составляют 5×10^{-4}–2×10^{-5} м/сут (отжим вверх), а через 20 лет 4×10^{-4} и 1×10^{-5} м/сут (отжим вверх), соответственно. В конечном счете, значения скоростей стремятся к единой асимптоте, соответствующей значению расхода 5×10^{-5} м/сут жесткого потока, направленного вниз. По результатам расчетов, время стабилизации измеряется периодом от 50 до 100 лет.

Суммарная осадка (рис. 7.7) может быть интерпретирована как разница отметок поверхности без учета и с учетом деформации. Через год после начала укладки оседание составляет 0.5 м, через два — 0.8 м, через 10 лет оно составляет 1.5 м. Конечная осадка поверхности составит более 4.3 м, стабилизируется через 80–100 лет.

Грунт будет действительно обезвожен. Через 50 лет он потеряет 70 % воды, а через 100 лет более 80 %. Объемная влажность уплотненного почти на 45 % грунта составит менее 10 % (рис. 7.8). Только тогда он обретет тугопластичный характер, а несущая способность значительно улучшится.

Эпигнозный расчет подтвердился данными геодезических съемок поверхности массива. Грунт ко времени завершения укладки дал осадку 40 см, была произведена досыпка. Разница между отметками ряжей и поверхностью осевшего грунта через 10 лет в среднем составила 0.8 м. С учетом того, что финальное перекрытие включало укладку песка мощностью 0.7 м и почвенного слоя 0.2 м, результат расчетов подтверждается, и можно заключить, что и дальнейшее развитие процесса будет следовать прогнозной модели.

Заключение

Основным результатом исследования является разработка модели и алгоритма численного эксперимента по изучению процесса уплотнения и дренажа водонасыщенных грунтов под влиянием собственного веса и граничных условий.

Модель рассматривает консолидацию не образца, а толщи значительной, нарастающей, затем сжимающейся мощности. В ней возникают деформации и фильтрация, крайне неравномерные по вертикали и времени. Эксперимент показывает чрезвычайно длительный в иловых грунтах процесс осадки поверхности и дренирования фильтрата, растянутый на многие десятилетия.

Закономерен вопрос о причинах такого поведения. С самого начала накопления илового осадка формируются избыточные напоры. Расчет эффективных напряжений дает отрицательные величины, что говорит о полной компенсации веса гидростатическим давлением и восходящей фильтрационной силой. Результатом оказывается предельное разуплотнение, взвешивание грунтов и набор влаги извне до жидкого состояния, что и подтвердилось изысканиями. Толща фактически всплывает.

На подошве, напротив, происходит практически мгновенный рост эффективных напряжений, сжатие порового пространства и формирование тонкого слоя с очень низкой проницаемостью. Он кольматирует дно, препятствует дренажу массива. Поэтому уплотнение не происходит длительное время, массив остается трясиной. Результаты согласуются с данными наблюдений и исследований на объекте в течение более чем десятилетнего периода.

Экранирование и перекрытие массивов депонирования

Из расчетов следует вывод о бесполезности в основании хранилищ искусственных экранов. Даже очень низкая проницаемость искусственного глинистого или геотекстильного материала оказывается соизмеримой и даже больше проницаемости тонкого слоя уплотненного илового грунта. Выявленная экспериментом кольматация дна является причиной того,

что в старых картах иловый ОСВ сохраняет текучее состояние и территории, ими занятые, остаются непригодными, недоступными в течение более 100 лет.

Наличие слабопроницаемого дна в массиве депонирования ОСВ, вообще, является негативным фактором, так как препятствует дренажу массива, его осушению, формированию прочности и несущей способности. И, как показывают исследования, вынос загрязнения в рассматриваемых условиях не является фатальным фактором для гидрогеологической обстановки [5, 6, 16].

Могут быть рассмотрены разные варианты отношения к территории, занятой объектами захоронения ОСВ. Самый простой — невмешательство. Грунты верхней зоны под влиянием процессов поверхностного гипергенеза постепенно уменьшают пористость, обретают несущий характер. Это показали изыскания на открытых секциях. Со временем может быть разрешено использование территории в качестве парка, как и предполагалось на начальных стадиях проектирования. Единственным защитным мероприятием останется перекладка верхнего дренажа из-за оседания поверхности — для сбора атмосферных вод.

Использование освобождающейся при оседании емкости для укладки дополнительного объема ОСВ вполне возможна, но создаст в жилом районе трудно приемлемые условия обитания (грязь, запах, отторжение территории).

Другой вариант — затопление оседающей поверхности по секциям и создание декоративных прудов или спортивного водоема. Восходящий вынос загрязнения будет исключен из-за релаксации избыточного напора в толще погребенного грунта и слабого расхода отжима, а главное, благодаря нормальному, сверху вниз, искусственному градиенту инфлюации поверхностных вод в подстилающую толщу. Но процесс уплотнения в этом случае будет еще более заторможен.

Интересным является оптимизация начального периода укладки ОСВ в котлован. Расчеты показывают, что, например, в условиях подтопления на дне не происходит резкое уплотнение и, следовательно, может быть рассмотрен вариант без предварительного осушения дна, а с водопонижением напоров в подстилающем горизонте, после начала заполнения. Постепенное понижение УГВ предотвратит формирование уплотненной слабопроницаемой зоны, обеспечит более равномерное изменение свойств и ускорение дренирования массива.

На введенных в строй объектах требуются экспериментальные исследования, главным образом, мониторинг показателей свойств, гидродинамических характеристик, что является весьма сложной для рассматриваемых специфических грунтов задачей. Из частных, но принципиально важных вопросов необходимо экспериментальное обоснование закона фильтрации в деформируемых грунтах, зависимости проницаемости от плотности, пористости.

Использование и дальнейшая разработка модели

Модель консолидации, осложненная взаимозависимостью параметров и напоров, изменением области решения, разнородными и, в общем случае, меняющимися граничными условиями, сформулирована и реализована численно для одномерной задачи. Схема применима там, где глубина протекания процесса, равномерного по площади, меньше плановых размеров объекта.

Консолидация, по существу, сопровождает начальную стадию литогенеза илового осадка техногенного и естественного происхождения. Моделирование представляет интерес для изучения, например, вопросов формирования осадочных горных пород, кольматации ложа водоемов, мелиорации заболоченных массивов. Пример практического значения — осадочные деформации вследствие строительного водопонижения. Дренажная откачка подземных вод применяется как защита против оползней, суффозии или плывунов, для осушения котлованов. Негативным следствием являются осадочные деформации вслед за снижением гидростатического взвешивания пород. Можно показать, что применяемая в настоящее время нормативная оценка по компрессионной зависимости с заданным понижением напора неправомерна и дает всегда завышенные пугающие строителей величины осадок. Она не учитывает нелинейную затухающую сжимаемость, нестационарную работу упругой и гравитационной емкости под свободной поверхностью, изменение граничных условий.

Продолжает эту тему эксперимент для объяснения еще одного явления, известного в опытно-фильтрационных исследованиях, — задержки гравитационной водоотдачи. Погружение пород зоны аэрации под свободную поверхность грунтовых вод сопровождается их насыщением, процессом обратным и препятствующим водоотдаче. Кроме того, при откачке иногда проявляются повышения уровней воды в наблюдательных скважинах, что также связано с оседанием водонасыщенного покровного слоя и требует специального исследования.

Статья посвящена методически связанным темам — исследованию процесса на конкретном объекте (с характеристикой и исторической справкой в силу его специфики) и описанию численного алгоритма. Расчетная часть предназначена для исследователя или студента, интересующегося разработкой программ собственного численного эксперимента. Она приведена потому, что, к сожалению, все больше наблюдается разделение на исследователей, не озадаченных научным программированием и полагающихся в решении специфических задач на доступные программы, и производителей программного продукта, не связанных с творческой стороной эксперимента.

Приложение

Вычислительная схема МКЭ для одномерного случая

Решение уравнения одномерной фильтрации производится методом конечных элементов, используя метод Галеркина [11]. Область фильтрации разбита на элементы длиной $l_i = z_{i+1} - z_i$, в которых задаются параметры среды. Номер элемента i совпадает с номером узла i снизу (рис. П.1).

Решение представляет собой функцию $H(z)$, описывающую распределение напоров в элементах l_{i-1} и l_i в окрестности узла i с помощью сплайн-функции N_i. В пределах элементов она линейно изменяется от 1 в самом узле i до нуля в соседнем узле $j = i - 1$ или $j = i + 1$, за пределами отрезка $[z_{i-1}; z_{i+1}]$ $N = 0$.

$$N_{i,j} = 1 - \frac{z - z_i}{z_j - z_i}. \qquad (П.1)$$

Сплайн-функция является инструментом весовой аппроксимации искомой функции между узлами i и j с напорами H_i, H_j

$$H(z) = H_i N_{i,j} + H_j N_{j,i}, \quad z \in (z_i, z_j), \quad j = i-1, j = i+1. \qquad (П.2)$$

Рис. П.1. Вертикальная разбивка слоя на линейные конечные элементы, нумерация узлов и элементов. $l_i = \Delta z_i = z_{i+1} - z_i$

Поскольку численное решение имеет приближенный характер, дифференциальное уравнение (4.6) после подстановки H_i будет иметь балансовую невязку

$$L_H = \eta^* \frac{\partial H}{\partial t} - \frac{\partial}{\partial z}\left(k \frac{\partial H}{\partial z}\right) - w_c. \qquad (П.3)$$

Невязка интегрируется по области с помощью весовой функции, в качестве которой используется та же линейная функция N (П.1). Для узла i область интегрирования ограничена длинами примыкающих отрезков

$$\Im = \int_{z_{i-1}}^{z_{i+1}} N_i L_H \, dz. \qquad (П.4)$$

Вычисление интеграла (II.4) для каждого узла и приравнивание нулю (минимизация) дает систему линейных уравнений. Понижение порядка производной дает уравнение

$$\Im = -N_i \left(k \frac{\partial H}{\partial z}\right) \Bigg|_{z_{i-1}}^{z_{i+1}} + \int_{z_{i-1}}^{z_{i+1}} k \frac{dN_i}{dz} \frac{\partial H}{\partial z} dz + \int_{z_{i-1}}^{z_{i+1}} N_i (\eta^* \frac{\partial H}{\partial t} - w_c) dz. \qquad (П.5)$$

По определению, первое слагаемое (П.5) равно нулю. Производную напоров по времени следует представить в неявном виде $\partial H/\partial t = (H - H_t)/\Delta t$, H_t — известное значение, рассчитанное на предыдущем шаге t-Δt. Интегралы берутся раздельно для элементов l_{i-1} и l_i, используя выражение (П.2) и обозначая производную $N' = dN/dz$

$$\Im = k_i \int_{z_i}^{z_{i+1}} [H_i (N'_{i,i+1})^2 + H_{i+1} N'_{i,i+1} N'_{i+1,i}] dz + k_{i-1} \int_{z_{i-1}}^{z_i} [H_i (N'_{i,i-1})^2 + H_{i-1} N'_{i,i-1} N'_{i-1,i}] dz +$$

$$+ \frac{1}{\Delta t} \left\{ \eta_i^* \int_{z_i}^{z_{i+1}} (H_i N_{i,i+1}^2 + H_{i+1} N_{i,i+1} N_{i+1,i}) dz + \eta_{i-1}^* \int_{z_{i-1}}^{z_i} (H_i N_{i,i-1}^2 + H_{i-1} N_{i,i-1} N_{i-1,i}) dz \right\} -$$

$$- \left(\frac{\eta_i^*}{\Delta t} H_{0i} + w_i\right) \int_{z_i}^{z_{i+1}} N_{i,i+1} dz - \left(\frac{\eta_{i-1}^*}{\Delta t} H_{0i} + w_{i-1}\right) \int_{z_i}^{z_{i+1}} N_{i,i-1} dz. \qquad (П.6)$$

Группируя слагаемые и приравнивая интеграл нулю, получим линейное уравнение

$$A_{i,i-1} H_{i-1} + A_{i,i} H_i + A_{i,i+1} H_{i+1} = B_i, \qquad (П.7)$$

$$A_{i,i} = k_i \int_{z_i}^{z_{i+1}} (N'_{i,i+1})^2 dz + k_{i-1} \int_{z_{i-1}}^{z_i} (N'_{i,i-1})^2 dz + \frac{\eta_i^*}{\Delta t} \int_{z_i}^{z_{i+1}} (N_{i,i+1})^2 dz + \frac{\eta_{i-1}^*}{\Delta t} \int_{z_{i-1}}^{z_i} (N_{i,i-1})^2 dz,$$

$$A_{i,i+1} = k_i \int_{z_i}^{z_{i+1}} N'_{i,i+1} N'_{i+1,i} dz + \frac{\eta_i^*}{\Delta t} \int_{z_i}^{z_{i+1}} N_{i,i+1} N_{i+1,i} dz,$$

$$A_{i,i-1} = k_{i-1} \int_{z_{i-1}}^{z_i} N'_{i,i-1} N'_{i-1,i} dz + \frac{\eta_{i-1}^*}{\Delta t} \int_{z_{i-1}}^{z_{i-1}} N_{i,i-1} N_{i-1,i} dz,$$

$$B_i = \left(\frac{\eta_i^*}{\Delta t} H_{0i} + w_i \right) \int_{z_i}^{z_{i+1}} N_{i,i+1}\, dz + \left(\frac{\eta_{i-1}^*}{\Delta t} H_{0i} + w_{i-1} \right) \int_{z_i}^{z_{i+1}} N_{i,i-1}\, dz.$$

Для вычисления коэффициентов линейного уравнения следует взять определенные интегралы, расчеты которых облегчаются при условии линейности функции *N*, каковой является выбранная сплайн-функция (П.1), так как ее производная — постоянная величина. Ниже приведены формулы расчета производных и интегралов:

элемент *i* между узлами *i* и *j* = *i* + 1

$$N_{i,i+1} = \frac{z - z_{i+1}}{z_i - z_{i+1}},\ N'_{i,i+1} = \frac{1}{z_i - z_{i+1}},\ \int_{z_i}^{z_{i+1}} (N'_{i,i+1})^2 dz = \frac{1}{z_{i+1} - z_i} = \frac{1}{l_i}, \qquad \text{(П.8а)}$$

$$\int_{z_i}^{z_{i+1}} (N_{i,i+1})^2 dz = \frac{z_{i+1} - z_i}{3} = \frac{l_i}{3},\ \int_{z_i}^{z_{i+1}} N_{i,i+1} N_{i+1,i} dz = \frac{z_{i+1} - z_i}{6} = \frac{l_i}{6},$$

$$\int_{z_i}^{z_{i+1}} N'_{i,i+1} N'_{i+1,i} dz = \frac{1}{z_i - z_{i+1}} = -\frac{1}{l_i},\ \int_{z_i}^{z_{i+1}} N_{i,i+1} dz = \frac{z_{i+1} - z_i}{2} = \frac{l_i}{2},$$

элемент i – 1 между узлами i и j = i – 1

$$N_{i,i-1} = \frac{z - z_{i-1}}{z_i - z_{i-1}},\ N'_{i,i-1} = \frac{1}{z_i - z_{i-1}},\ \int_{z_{i-1}}^{z_i} (N'_{i,i-1})^2 dz = \frac{1}{z_i - z_{i-1}} = \frac{1}{l_{i-1}}, \qquad \text{(П.8б)}$$

$$\int_{z_{i-1}}^{z_i} (N_{i,i-1})^2 dz = \frac{z_i - z_{i-1}}{3} = \frac{l_{i-1}}{3},\ \int_{z_{i-1}}^{z_i} N_{i,i-1} N_{i-1,i} dz = \frac{z_i - z_{i-1}}{6} = \frac{l_{i-1}}{6},$$

$$\int_{z_{i-1}}^{z_i} N'_{i,i-1} N'_{i-1,i} dz = \frac{1}{z_{i-1} - z_i} = -\frac{1}{l_{i-1}},\ \int_{z_{i-1}}^{z_i} N_{i,i-1} dz = \frac{z_i - z_{i-1}}{2} = \frac{l_{i-1}}{2}.$$

Из формул видно, что значения интегралов по элементам справа и слева от решаемого узла *i* совпадают с точностью до знака. Коэффициенты в уравнении (П.7) вычисляются по следующим формулам:

$$A_{i,i} = \frac{k_i}{l_i} + \frac{\eta_i^* l_i}{3\Delta t} + \frac{k_{i-1}}{l_{i-1}} + \frac{\eta_i^* l_{i-1}}{3\Delta t},\ A_{i,i+1} = -\frac{k_i}{l_i} + \frac{\eta_i^* l_i}{6\Delta t},\ A_{i,i-1} = -\frac{k_{i-1}}{l_{i-1}} + \frac{\eta_{i-1}^* l_{i-1}}{6\Delta t}, \qquad \text{(П.9)}$$

$$B_i = \left(\frac{\eta_i^*}{\Delta t} H_{0i} + w_i \right) \frac{l_i}{2} + \left(\frac{\eta_{i-1}^*}{\Delta t} H_{0i} + w_{i-1} \right) \frac{l_{i-1}}{2}.$$

Абсолютные значения расхода на границах рассчитываются по формулам

$$v_1 = k_1 \frac{H_2 - H_1}{z_2 - z_1} + \left[w_1 - \frac{\eta_1^*}{\Delta t} \frac{H_2 - H_{02}}{2} \right] (z_2 - z_1), \qquad \text{(П.10)}$$

$$v_n = k_{n-1} \frac{H_{n-1} - H_n}{z_n - z_{n-1}} + \left[w_{n-1} - \frac{\eta_{n-1}^*}{\Delta t} \frac{H_{n-1} - H_{0n-1}}{2} \right] (z_n - z_{n-1}).$$

Решение системы линейных уравнений

Система уравнений (П.7) дает ленточную матрицу коэффициентов **A** (табл. П.1) с тремя диагоналями и матрицу-столбец **B**. Решение производится методом Гаусса.

Рассмотрим уравнение для узла *i*, коэффициенты которого расположены в строке *i*. Для позиции коэффициента $A_{i,i}$ подлежит исключению член $j = i$ следующего уравнения i+1, расположенный в той же колонке непосредственно под ним. Сначала надо исключить член $A_{2,1}$. Умножим первое уравнение на коэффициент $a = A_{2,1}/A_{1,1}$. Вычтем из второго уравнения первое и полученные коэффициенты запишем на то же место. Количество вычисляемых коэффициентов при этом сводится к двум: $A_{2,2} \neg A_{2,2} - aA_{1,2}$ и $B_2 \neg B_2 - aB_1$ (знак ¬ — присвоить). По определению становится нулевым новый коэффициент $A_{2,1} \neg 0$. Для остальных уравнений процедура повторяется. После этого получаем 2-диагональную матрицу. Последнее уравнение имеет одно неизвестное H_n.(в общем случае, когда на верхнем узле — неграничное условие 1-го рода). Вычисляем H_n, затем H_{n1} и т. д.

Коэффициенты $A(i, j)$ заполняют только 3 диагонали (табл. П.1), для них может быть использована не матрица размером $n \times n$, а три одномерных массива $A0$(n), $A1$(n) и $A2$(n). Тогда алгоритм гауссовского решения упрощается и может быть записан в виде двух циклов (табл. П.2).

Таблица П.1

Лента матрицы коэффициентов A

i\j	1	2	3	4	5	6	…	
1	A1	A2						
2	A0	A1	A2					
3		A0	A1	A2				
4			A0	A1	A2			
5				A0	A1	A2		
6					A0	A1	A2	
…						…	…	…

Таблица П.**2**

Алгоритм решения системы уравнений методом Гаусса

Прямое исключение	Обратная подстановка
для $i = 1, \dots, n$-1	для $i = n, \dots, 1$
$a \neg A0(i+1) / A1(i)$	$H(i) \neg [B(i) - A2(i)$
$A1(i+1) \neg A1(i+1) - a\, A2(i)$	$\times H(i+1)] / A1(i)$
$B(i+1) \neg B(i+1) - a \times B(i)$	

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Абелев М. Ю. Слабые водонасыщенные глинистые грунты как основания сооружений. М.: Стройиздат, 1973. 288 с.

2. Вайсфельд Б. А., Монгайт Л. И. Депонирование осадков сточных вод (на примере полигона «Марьино») // Экология и промышленность России, 1999, № 10.

3. Иванов П. Л. Грунты и основания гидротехнических сооружений. М.: Высш. шк., 1985. 352 с.

4. Куринов М. Б., Лехов М. В., Широков В. Н. Массивы депонированных осадков как один из объектов инженерной геологии // Сергеевские чтения. Вып. 3. Мат-лы годичной сессии Науч. совета РАН по проблемам геоэкологии, инженерной геологии и гидрогеологии, 2001. М.: ГЕОС, с. 27–30.

5. Лехов А. В., Лехов М. В. Гидрогеологические модельные исследования для экологического обоснования проектов депонирования осадка сточных вод // Вод. ресурсы: мониторинг и охрана. 1 науч. семинар. М.: изд-во МГУ, 1999, с. 46–48.

6. Лехов М. В., Лехов А. В., Арбузов А. И., Ковалевский Ю. В., Шваров Ю. В. Гидрогеологические модельные исследования для проекта сооружения депонирования осадка // Отчет по договору. М.: геол. факультет МГУ — Фонды «МосводоканалНИИпроект», 1997.

7. Лехов М. В., Куринов М. Б. Изучение деформируемости депонированного осадка для разработки мероприятий по его перекрытию // Отчет по договору № 39. Геол. ф-т МГУ — Фонды «МосводоканалНИИпроект», 2000.

8. Лехов М. В., Куринов М. Б. Оценка несущей способности кровли депонированного осадка в районе Марьинский парк для корректировки рабочего проекта // «ЭКО-Центр» — Фонды «МосводоканалНИИпроект», 2006.

9. Лехов М. В. Исследования фильтрационной консолидации в проекте депонирования илового осадка // Инж. изыскания в строительстве. Мат. VI Общерос. конференции изыск. организаций. М.: Геомаркетинг, 2011, с. 193–195.

10. Мироненко В. А., Шестаков В. М. Основы гидрогеомеханики. М.: Недра, 1974. 296 с.

11. Ортега Дж., Пул У. Введение в численные методы решения дифференциальных уравнений. М.: Наука, 1986. 288 с.

12. *Сорокина Г. В.* Строительные свойства слабых грунтов в основании сооружений. М.: Стройиздат, 1996. 224 с.

13. Сооружения депонированного осадка в парковой зоне жилого района «Марьинский парк». Рабочий проект. М.: Фонды «МосводоканалНИИпроект», 1995.

14. *Шестаков В. М.* Гидрогеомеханика. М.: изд-во МГУ, 1998. 72 с.

15. *Del Greco O., Oggeri C.* Geotechnical parameters of sanitary wastes // Proc. Sardinia 93, 4th Intern. Landfill Symposium. Cagliary, Italy, 1993, p. 1421–1429.

16. Lekhov A. V., Lekhov M. V. Hydrogeological modeling under design and construction of the sludge storage of the municipal sewage in Marino district in Moscow // 2-nd Symp. Protection of groundwater from pollution and seawater intrusion. Bari, Italy, 1999, p. 271–281

УДК 624: 131.1, 902.659

ЯМОЧНЫЙ ОРНАМЕНТ КАК ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЙ ПРИЕМ В ИЗГОТОВЛЕНИИИ АРХЕОЛОГИЧЕСКОЙ КЕРАМИКИ. ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ И ПЕТРОГРАФИЧЕСКИЕ АСПЕКТЫ

© 2012 г. Д. Ю. Здобин[*], А. И. Мурашкин[*], В. Н. Войтенко[*], Л. К. Семенова[**]

** Санкт-Петербургский государственный университет,*
Университетская наб. 7/9, Санкт-Петербург, 199034, Россия
zdobin_soil@mail.ru

*** Трест геодезических работ и инженерных изысканий,*
улица Зодчего Росси, д. 3–1, Санкт-Петербург, 191023, Россия
trestgrii_lab@mail.ru

На основании лабораторных исследований физико-механических свойств, морфометрических измерений, данных петрографического изучения шлифов археологической керамики Новгородской земли (детально рассмотрена археологическая керамика памятника Каномка-I) выдвигается предположение об отдельных ямочных орнаментальных мотивах как технологическом приеме изготовления глиняных изделий.

Данная статья появилась в результате проведения лабораторных исследований по определению физико-механических свойств (естественная и гигроскопическая влажности, водопоглощение, плотность, пористость, прочность) археологической керамики Новгородской земли, с целью систематизации и каталогизации всех имеющихся сведений по данному вопросу об этом регионе [5].

В процессе определения плотности керамических фрагментов (около 500 образцов) обнаружилось крайне интересное явление. При погружении некоторых керамических фрагментов (обр. 45, 57, 58) с орнаментом, образованным ямками, в жидкость максимальное выделение воздуха (при вытеснении его дистиллированной водой) у них происходило не по плоскостям напластования — трещинам, параллельным керамическому фрагменту, как у подавляющего количества керамики (с другим видом орнамента или вообще без него), а из ямок. Причем выделение было настолько сильным, что пузырьки воздуха образовывали своеобразные «гейзеры», в отличие от отдельных иррегулярных по времени единичных пузырьковых выделений в остальной керамике.

Это говорит о том, что в местах ямок керамика наиболее тонкая, что очевидно, и наиболее пористая. Фактически нужно говорить не об общей пористости всего керамического фрагмента, а о пористости ямок. На основании этого можно сделать предположение, что ямки на поверхности глиняных сосудов являлись скорее технологическим приемом изготовления того или иного изделия, чем неким декоративным (эстетическим, художественным) элементом.

Предположение о том, что ямочный орнамент является технологическим приемом при изготовлении древней керамики, высказывалось и ранее [1]. Отметим, что эти предположения основывались на этнографических наблюдениях и представлениях авторов, без привлечения данных по петрографическому составу фрагментов и физико-механическим свойствам.

Чтобы проверить данное предположение, были проведены морфометрические исследования всего имеющегося в распоряжении авторов керамического материала с орнаментом в виде ямок из различных памятников разных археологических эпох Северо-Запада России: Шкурина Горка, Прость, Пороги, Каномка, Коломцы, Шиловка, Холопий Городок, Городок на Ловати.

Штангенциркулем II класса точности определялись:

– толщина керамического фрагмента — $H_{фр}$, мм;
– глубина ямки — $h_{ям}$, мм;
– диаметр ямки — $D_{ям}$, мм,

Далее рассчитывались площадь единичной ямки по плоскости сосуда ($S_{ям}$, см^2) и общая площадь поверхности ямки ($S_{пов.\ ям}$, см^2) (табл. 1). Для более наглядной картины раскрывающей геометрию пространства ямок нами были введены три коэффициента.

Высотный коэффициент — соотношение глубины ямки ($h_{ям}$, мм) к толщине керамического фрагмента ($H_{фр}$, мм) – $К_н = \frac{h}{H}$.

Площадной коэффициент — соотношение площади ямки по плоскости сосуда ($S_{ям}$, см^2) к общей площади поверхности всей ямки (Sпов. ям, см^2) –

$$K_s = \frac{S_{пов.ям}}{S_{ям}}$$

Ямочный коэффициент — $К_я = \frac{К_s}{К_н}$

При анализе полученных результатов представляется весьма вероятным наличие в исследованной выборке трех групп керамических фрагментов (табл. 2).

I. Группа керамики, ямки в которой достоверно являются технологическим приемом изготовления (№ 45, 57, 58). Керамика этой группы обладает максимальным высотным и площадным ($К_н$>0.75, $К_s$>6) и минимальным ямочным коэффициентами ($К_я$<0.14).

II. Группа керамики, ямки в которой достоверно являются орнаментальным (эстетическим) приемом изготовления (№ 26, 35, 40, 68, 70, 81, 89). Керамика этой группы обладает минимальным высотным и площадным ($К_н$<0.5, $К_s$<4) и максимальным ямочным коэффициентами ($К_я$>0.20).

III. Группа керамики — переходная. Происхождение ямок установить достоверно не представляется возможным. Группа неясного эстетически-технологического приема изготовления (№ 3, 16, 38, 44, 46, 48–50, 63, 66). Все коэффициенты ($К_н$=0.5–0.7, $К_s$=4–6, $К_я$=0.20–0.25) располагаются в числовом диапазоне между первой и третьей группами.

Таким образом, I группа керамики отличается от II группы высотным и площадным коэффициентами в 2 раза большими, а ямочным в 2 раза меньшим (табл. 2). Следовательно, определяющим отличием технологического от эстетического приема нанесения ямок на керамический сосуд (при прочих условиях: регулярность ямочной сетки, практически идеально ровная окружность, угол наклона ямки) можно считать глубину и площадь внутренней поверхности ямки.

Наиболее убедительно выдвинутое предположение о ямочном орнаменте как технологическом приеме при изготовлении глиняных сосудов проявляется на неолитической ямочно-гребенчатой керамике со стоянки Каномка-I.

Памятник находится на левом берегу р. Свирь, в 3 км ниже по течению г. Лодейное Поле, и в 1,3 км ниже по течению от устья р. Каномка. Высота берега 6–7 м над уровнем реки, береговая площадка покрыта смешанным лесом с преобладанием хвойных пород. Стоянка была обнаружена в ходе разведочных работ Ладожского отряда кафедры археологии СПбГУ (руководители А. И. Мурашкин и М. А. Юшкова) в 2004 г. В 2005 г. здесь были проведены раскопки на площади 12 кв. м. [6].

Культурный слой памятника связан со слоем песка мелкозернистого, желтого и верхней частью песка средней крупности, серовато-желтого, косослоистого. Его мощность составляет в среднем 0.2–0.3 м, в западинах до 0.4–0.45 м. Основная масса находок залегает в средней и нижней части желтого песка, но отдельные фрагменты керамики попадались и при снятии дерна, и в слоях, перекрывающих культурный слой.

Коллекция керамического материала, полученного при раскопках поселения Каномка-I, насчитывает в общей сложности 2210 фрагментов керамики, из которых 670 учтены в обработке. К ним относятся фрагменты стенок сосудов размером более 5–7 см^2 (547 экз.) и все венчики (123 экз.).

По подпрямоугольной форме некоторых черепков и характеру стыков в изломе можно предположить ленточный способ изготовления сосудов. Ширина лент в среднем 2.5–4 см. При этом форма некоторых черепков может говорить также и о технике лоскутного налепа. В изломе черепки, как правило, трехцветные, ближе к поверхности ярко-оранжевые, в центре несколько более тусклые. Судя по этому, можно предположить, что керамика подвергалась только низкотемпературному — «костровому» — обжигу. На внутренней стороне сосудов видны следы заглаживания, иногда расчесы и отпечатки пальцев.

Толщина большинства фрагментов стенок сосудов варьируется от 7 до 11 мм, однако присутствует незначительное количество фрагментов, толщина которых значительно меньше — около 4–5 мм. Диаметр венчиков тонкостенных сосудов, представленных в коллекции, составляет 8–10 см. Основная же масса толстостенных сосудов имеет диаметр венчика 35–45 см. Форму сосудов реконструировать сложно из-за небольшой величины фрагментов, но по придонным частям сосудов (5 экз.) можно предположить, что они были округлодонными. Судя по реконструированным частям сосудов, они являлись не профилированными.

Все фрагменты керамики орнаментированы. Орнамент покрывает всю поверхность сосудов. Основными элементами орнамента являются:

– глубокая ямка конической формы (диаметр — 5 мм, глубина 6–7 мм), оставляющая негатив (жемчужину) на внутренней поверхности сосудов. Ямки нанесены перпендикулярно к поверхности сосуда. Около 40 % (350 экз.) черепков покрыты исключительно ямками. Помимо ямок конической формы на некоторых фрагментах представлены ямки подцилиндрической формы с округлым дном, не оставляющие негатива;

– оттиск относительно широкого (3–4 мм) гребенчатого штампа. Длина его колеблется от 6–7 сегментов до 12–15;

– оттиск гребенки, достаточно узкий (около 2 мм), состоящий из 9–10 сегментов.

Кроме того, на керамике встречались:

– продолговатый штамп длиной до 1,5 см и шириной 2–3 мм (лопаточка);

– оттиск штампа каплевидной формы;

– ногтевидные оттиски;

– четырехзубчатый штамп подквадратной формы;

Таблица 1.

Сводная таблица основных параметров ямочного орнамента

NN	Эпоха	Памятник	Фрагмент	Нфр, мм	hям, мм	Dям, мм	Sям, мм2	Sпов.ям, мм2	Кн	Ks	Кя	Группа
3	ЭРМ	Шкурина Горка	венчик	7,8	5,3	7	38,47	154,96	0,68	4,03	0,25	III
16	ЭРМ	Шкурина Горка	венчик	7,9	5	6	28,26	122,46	0,63	4,33	0,23	III
26	ЭРМ	Шкурина Горка	венчик	9	4,7	4,2	13,85	75,83	0,52	5,86	0,17	II
35	ЭРМ	Прость	стенка	11,5	3,2	5,5	23,75	79,01	0,28	3,33	0,30	II
38	ЭРМ	Прость	стенка	11,2	7	7	38,47	192,33	0,63	5,00	0,20	III
40	ЭРМ	Прость	стенка	9	2,1	4,8	18,09	49,74	0,23	2,75	0,36	II
44	Н	Пороги II	стенка	8,6	4,3	4,2	13,85	70,56	0,50	5,10	0,20	III
45	Н	Пороги II	стенка	7,7	6,4	5,1	20,42	122,91	0,83	6,02	0,17	I
46	ЭРМ	Пороги II	венчик	11,1	5	5,4	22,89	107,67	0,45	4,70	0,21	III
48	ЭРМ	Пороги II	венчик	7,5	4,7	4,6	16,61	84,50	0,63	5,09	0,20	III
49	ЭРМ	Пороги II	стенка	8	5,5	6	28,26	131,88	0,69	4,67	0,20	III
50	ЭРМ	Пороги II	стенка	8,5	5,1	5,5	23,75	111,82	0,60	4,71	0,21	III
57	Н	Каномка-I	венчик	7,9	6,7	4,5	15,90	110,57	0,85	6,96	0,14	I
58	Н	Каномка-I	венчик	8,1	6,1	3	7,07	64,53	0,75	9,13	0,11	I
63	Н	Коломцы	венчик	11	7,3	7,9	48,99	230,08	0,66	4,70	0,21	III
66	Н	Коломцы	венчик	9,9	6,6	6,7	35,24	174,09	0,67	4,94	0,20	III
68	Н	Шиловка	стенка	9,3	5,5	5	19,63	105,98	0,49	5,40	0,19	II
70	Н	Шиловка	стенка	9	2,3	4,3	14,51	45,57	0,26	3,14	0,32	II
81	РЖВ	Холопий Городок	венчик	6	3	5	19,63	66,73	0,50	3,40	0,29	II
89	РЖВ	Городок на Ловати	стенка	7,9	2,1	3	7,07	26,85	0,27	3,80	0,26	II

Примечание: Н – неолит, РЖВ – ранний железный век, ЭРМ – эпоха раннего металла

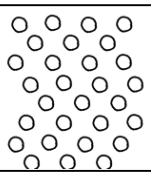
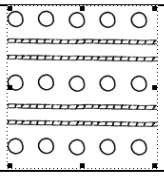
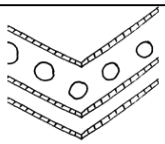
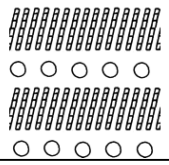
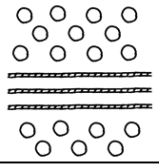
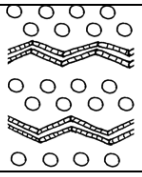
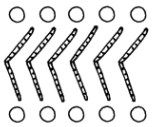
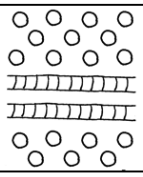
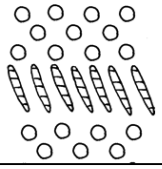
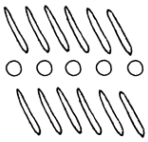
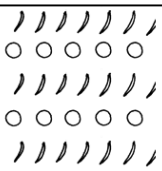
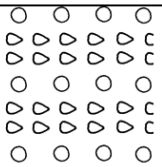
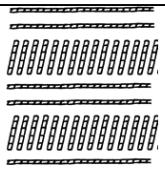
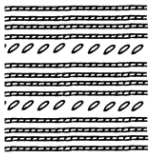
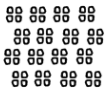
Таблица 2

Группировка ямочного орнамента по способу нанесения (коэффициенты)

Группа	Высотный коэффициент - Кн	Площадной коэффициент - Ks	Ямочный коэффициент - Кя
I	0,80 (>0.75)	7,37 (>6)	0,11 (<0.14)
II	0,39 (0.5<)	3,95 (4>)	0,27 (>0.20)
III	0,66 (0.5-0.7)	4,76 (4-6)	0,21 (0.20-0.25)

Таблица 3

Сочетание орнаментальных мотивов сосудов стоянки Каномка-I

			
0	1a	1b	1c
			
1d	2a	2b	3a
			
3b	4	5	6
			
7	8	9	10

– неглубокие овальные в плане ямки с параллельными стенками и округлым дном, размером 4×2 мм;

– веревочка на палочке.

Указанные элементы образуют разнообразные мотивы, расположенные на теле сосуда горизонтальными поясами или зонами. Практически вся поверхность сосуда покрыта орнаментом. Сочетания мотивов представлены в таблице 3.

Керамика, происходящая со стоянки Каномка-I, относится к культуре ямочно-гребенчатой керамики, распространенной на обширной территории лесной зоны в среднем неолите. Ближайшие аналогии керамическому материалу находятся на поселении Усть-Рыбежно-I [2] на р. Паша и стоянке Вознесенье [7, 8], расположенной около истока р. Свирь. Близкими памятниками с ямочно-гребенчатой керамикой являются стоянки Ащозеро VII, Мальгиничи, Мульевская в бассейне р. Оять, исследованные экспедицией Объединения музеев Ленинградской области [3, 4]. На данных памятниках представлен достаточно чистый комплекс ямочно-гребенчатой керамики, которая, впрочем, по ряду признаков отличается от найденной на поселении Каномка-I. К таким, в частности, относятся наличие в тесте шамота и песка, Т- и Г-образные формы венчиков, наличие прочерченных элементов орнамента и зубчатого штампа [4].

Из всего разнообразия орнаментальных мотивов глиняных изделий из археологического памятника Каномка-I наиболее убедительным в рассматриваемом аспекте выяснения технологической природы нанесения ямок является «тип 0» венчиков сосудов ямочно-гребенчатой керамики (рис. 1). Как нам представляется, именно он наиболее ярко подтверждает выдвинутое нами предположение технологического генезиса ямок, чему служат более чем информативные результаты микроскопического исследования керамики.

Рис. 1. Каномка-I. Общий вид фрагмента ямочно-гребенчатой керамики.

Рис. 2. Поперечный спил простой формы. Серпообразные полости маркируют границы глиняных «шнуров», из которых формировался сосуд. Пропечена только внешняя поверхность стенки (светлые участки).

Рис. 3. Поперечный спил с ямочным орнаментом. Пропечены внешняя поверхность и поверхности ямок, формируя жесткий каркас стенки.

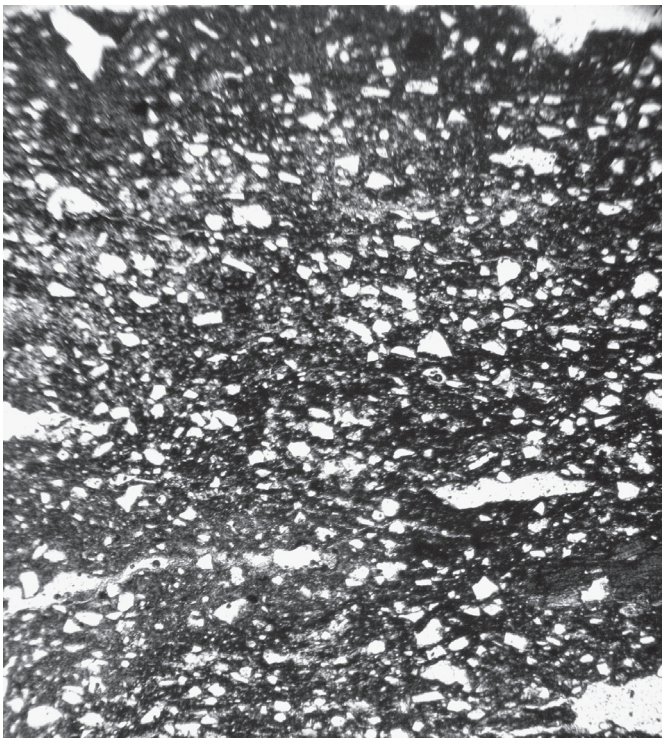


Рис. 4. Поперечный спил стенки простой формы. Постепенное увеличение пропекания (изменение цвета от темно- до светло-бурого) формовочного материала от края к центру.

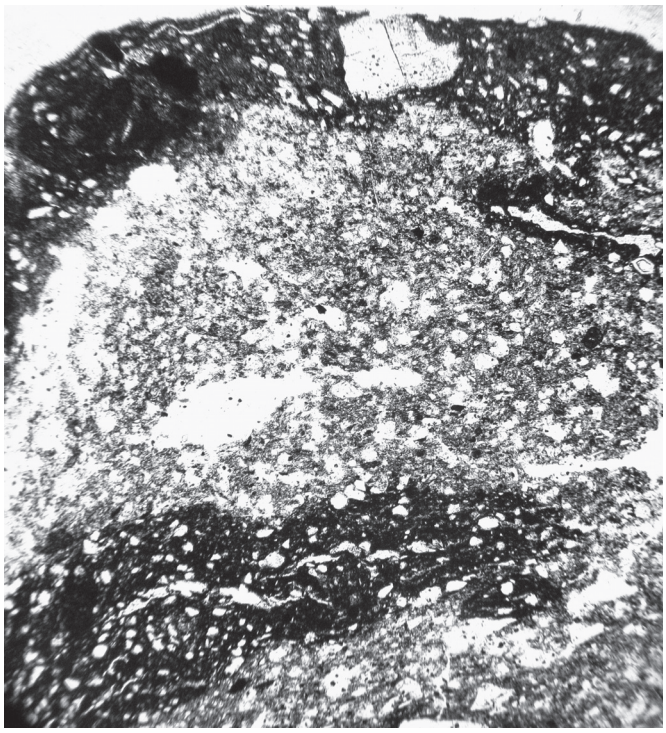


Рис. 5. Поперечный спил стенки с ямочным орнаментом. Чередование пропеченных (темные непрозрачные) и менее пропеченных (светлые) участков формовочного материала.

Изученная керамика — светло-бурого, кирпично-красного цвета, на срезе светло-бурого, серого в центральных частях стенок (рис. 2, 3). Цвет в шлифе кирпично-красный (на внешних краях стенок, ямок и частично внутренних краях), от темно-бурого до светло-бурого с зеленоватым оттенком, с отдельными участками темно-серого, черного цвета (центральные части стенок).

Крупные пустоты линзовидной, неправильной изогнутой форм расположены кулисообразно (рис. 2), в центральных частях стенок с ямочным узором пустоты седловидной формы (рис. 3), размер полостей достигает 0.35×2.025 мм. Границы полостей «рваные» с многочисленными «апофизами» мелких трещин (мощность до 0.25–0.5 мм). Крупные полости расположены в центральных частях участков, обогащенных выгоревшей органикой, или маркируют границы глиняных «шнуров», из которых производилась керамика (рис. 2, 3).

Мелкие поры вытянутой, округлой формы, размером от 0.1×0.15 до 0.1×0.6 мм, расположены на внутренних частях стенки, ориентировка пор — параллельно краям внешней стенки и стенок ямок, края пор неровные, волнистые (рис. 4, 5). Доля пор от 2–10 % до 10–20 % (с ямочным узором).

Мелкие нитевидные трещины размером 0.005–0.01×0.1–0.15 мм параллельны поверхностям стенок, распространены ближе к внутренней части стенки и в частях, обогащенных органикой (черного цвета), изредка на внешней стенке, где они в 2–3 раза длиннее, эти трещины соединяются с более крупными трещинами. Наблюдаются также редкие трещины, расположенные радиально к поверхности стенки.

На простых стенках участки, обогащенные органикой с крупными порами, расположены кулисообразно в центральной части и ближе к внешней стороне, имеют плавные переходы к менее пропеченным участкам (рис. 2). На стенках с ямочным узором участки, обогащенные органикой, — более плотные пропеченные (также с крупными полостями), расположены закономерно, чередуясь с более пористыми, существенно не пропеченными, участками до 3–4 слоев в центральных частях стенок с ямочным узором (рис. 3, 5).

Отощитель псаммитовой (0.25–2.25 мм) изредка гравийной размерности (2.25–6.5 мм) (рис. 2, 3). Его доля в формовочной массе значительна — у разных фрагментов от 10 до 40 %, распределение в теле черепка неравномерное. Минеральный состав обломков гравийной размерности (дресвы) гранодиоритовый: измененный плагиоклаз, биотит, кварц, амфибол. Псаммитовой размерности — в большинстве обломков мономинеральный (измененный плагиоклаз, амфибол, биотит) или представляет собой обломки кварц-полевошпатовых агрегатов (рис. 4, 5). Обломки гравийной и грубозернистой псаммитовой размерности — слабоокатанные и окатанные, обломки меньшего размера неокатанные, остроугольные (вероятно, искусственно раздробленные — обломки часто трещиноватые). Встречаются также редкие округлые, веретенообразные комочки шамота размером до 0.45–4.0 мм. Комочки шамота отличаются от матрикса более тонкозернистым строением, редкими включениями обломков алевритовой размерности и кирпично-красным цветом (рис. 2), бурым, темно-бурым в шлифе. Возможно, это «пыль», «крошки» от изготовленных ранее керамических изделий. Процентный состав отощителя — 15–20 %.

Тесто (формовочная масса) сосудов относительно хорошо промешано, однако в некоторых случаях заметна слоистость. Формовочная масса, вероятнее всего, была изготовлена из аллювиальных суглинков, включающих до 20–30 % угловатых, неокатанных обломков тонкозернистой псаммитовой размерности (0.15–0.25 мм). Минеральный состав обломков: кварц, полевые шпаты, слюды (гидромусковит?). Состав глинистых минералов, возможно, — монтморилонитовый, гидрохлоритовый (?).

Опираясь на результаты петрографического исследования, можно предположить, что пропекание глиняного теста в простых стенках равномерно уменьшалось от внешних стенок к внутренним (последовательное изменение цвета формовочной массы), с локальными участками прогрева, обогащенными органикой, однако не имеющими резких границ с вмещающей массой (рис. 2). Крупные пустоты, возможно, образованы за счет выгорания органики и за счет полостей между отдельными «жгутами», из которых была слеплена керамика.

Пропекание участков стенок с ямочным узором существенно отличается от простых стенок и очень неравномерно: сильное пропекание внешней стороны стенки и поверхностей ямок (с образованием «хлебных корок»), а также пропекание участков внутренней стороны, расположенных под дном ямок. Кроме этого между ямками наблюдается чередование 3–4 слоев более пропеченных участков, обогащенных органикой, со светлыми участками менее пропеченной массы, но более пористой (рис.3).

Итак, равномерно нанесенные на поверхность сосуда и расположенные на небольшом расстоянии друг от друга ямки обеспечивают несомненное технологическое преимущество этого приема изготовления — происходит скачкообразное увеличение (в 3 и более раз) общей площади внешней поверхности сосуда.

При последующем длительном термическом воздействие на сосуд ямки служат своеобразными «дополнительными плоскостями обжига». Этим достигается максимальный «пропек» глиняной массы изделия и, как следствие, изготовленное изделие становится более прочным и износостойким (своеобразный принцип «яичной клетки»).

Таким образом, комплексные исследования (морфометрические, петрографические, изучение физических свойств) керамических фрагментов стоянки Каномка-I показали, на наш взгляд, достаточно состоятельным тезис о технологической природе ямочного орнамента.

Данное предположение в целом вписывается в общую схему развития техники гончарного производства и технологии обжига изделий. Максимальное распространение ямочная керамика получила в неолите, при самом первом опыте керамического производства. С течением времени технология и сбалансированность глиняного сырья усовершенствовалась, изготавливаемые сосуды становились более тонкими и потребительски износостойкими. Поэтому надобность в ямках для толстостенной керамики постепенно снижалась.

В гончарной керамике раннего средневековья ямочной керамики не обнаружилось, в связи с появлением революционного технического нововведения — гончарного круга, и последующее нанесение какого-либо рисунка на поверхность сосуда несло в себе именно эстетическую функцию.

Выводы:

1. Представляется вероятным наличие двух основных (технологический и эстетический) и одного переходного (технолого-эстетический) видов ямок, исходя из причин их нанесения. Наиболее распространенная причина нанесения ямочного орнамента на керамическое изделие — эстетическая. Но совершенно определенно в ряде случаев на исследованных фрагментах венчика, шейки и полого тела нанесенные ямки являются технологическим приемом изготовления сосуда.

2. Если выдвинутое предположение верно, то можно говорить об одних и тех же технологических принципах изготовления бытовых керамических изделий как минимум в юго-восточном Приладожье в неолитическое время (культура ямочно-гребенчатой керамики).

Еще раз подчеркнем, что данная статья это, прежде всего, приглашение к дискуссии по проблеме ямочной керамики. Крайне интересно исследовать ямочную керамику, в данном аспекте, из других археологических памятников различных исторических эпох разных регионов России.

Авторы благодарят научных сотрудников ИИМК РАН М. А. Юшкову и А. В. Плохова за консультации в период проведения исследований.

Работа выполнена в «Центре генетического грунтоведения» Охотинского общества грунтоведов.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. *Болдин И. В., Трофимов В. Е.* Орнаментация неолитической керамики (с позиций технологии производства) // Вопросы археологии, истории, культуры и природы Верхнего Поочья. Калуга 2001, с. 22–24
2. *Гурина Н. Н.* Древняя история Северо-Запада Европейской части СССР. МИА № 87, М.; Л., 1961
3. *Гусенцова Т. М., Андреева Н. А.* Итоги изучения памятников эпохи камня в северо-восточных районах Ленинградской области // ТАС. Вып. 1. Тверь, 1994
4. *Гусенцова Т. М., Андреева Н. А.* Новые памятники камня и средневековья в бассейне р. Оять // ТАС. Вып. 2. Тверь, 1996
5. *Здобин Д. Ю., Юшкова М. А., Семенова Л. К.* Методика исследований физико-механических свойств археологической керамики // Вестн. СПбГУ, Сер. 7. Вып. 2. 2008, с. 50–58
6. *Мурашкин А. И., Юшкова М. А.* Работы Ленинградского областного отряда СПбГУ в 2004–2005 гг. // Вестн. СПбГУ, Сер. 2. Вып. 2. 2006, с. 169–170
7. *Равдоникас В. И.* Отчет о работах экспедиции под руководством проф. В. И. Равдоникаса по обследованию берегов р. Свири от Подпорожья до Онежского озера (район строительства Свирской ГЭС). Рукописный архив ИИМК РАН. Ф. 2, 1934 г., оп. 1, Д. 340.
8. *Равдоникас В. И.* Археологические исследования на р. Свири в 1934 г. // Советская археология, 1940, № 5, с. 187–205.

ВЫДАЮЩИЙСЯ ИЗЫСКАТЕЛЬ МИХАИЛ АБРАМОВИЧ СОЛОДУХИН

Восьмого ноября 2012 года наше изыскательское сообщество постигла непоправимая утрата. В результате несчастного случая скончался выдающийся изыскатель Михаил Абрамович Солодухин. Это произошло сразу после того, как коллектив ЗАО «ЛенТИСИЗ», которому М. А. Солодухин отдал 46 лет своей жизни, отметил 50-летие. Похоронен Михаил Абрамович на Смоленском кладбище…

М. А. Солодухин родился 10 августа 1933 года в г. Кременчуг Полтавской области. Окончил геологоразведочный факультет Ленинградского горного института в 1956 году и аспирантуру Всесоюзного НИИ гидрогеологии и инженерной геологии. Работал в проектно-изыскательских организациях России и Белоруссии. С 1966 года его трудовая судьба была связана с ЛенТИСИЗом, где он работал начальником партии, начальником экспедиции, главным специалистом, начальником отдела, главным инженером треста, а с 1993 года — генеральным директором ЗАО «ЛенТИСИЗ». Автор 4 монографий и более 100 научных работ и изобретений, кандидат геолого-минералогических наук, Заслуженный строитель России М. А. Солодухин является соавтором всех нормативных документов в области инженерных изысканий для строительства.

Мне довелось работать под руководством М. А. Солодухина в Техническом отделе ЛенТИСИЗа с марта 1973 года. Это был исключительно знающий, эрудированный специалист и вместе с тем очень приятный в общении человек. И что очень важно, обладающим чувством юмора. Там, где вокруг М. А. Солодухина собирались люди, всегда зву-

чал заразительный смех. Конечно, работать с таким человеком — одно удовольствие.

Благодаря М. А. Солодухину в тресте были созданы все условия для повышения квалификации специалистов. Имелась хорошая техническая библиотека, технический кабинет, в трест поступала новая литература, касающаяся инженерных изысканий, все нормативные документы. М. А. Солодухин писал статьи, книги, имел тесные контакты с другими изыскательскими организациями страны, с высшими учебными заведениями и научно-исследовательскими институтами. Он принимал участие во всевозможных изыскательских конференциях и семинарах, приглашал с собой всех желающих, сам организовывал семинары. Мне приходилось бывать вместе с М. А. Солодухиным на изыскательских конференциях в Одессе, Минске, Ростове, Киеве, других городах. И везде его встречали как старого, доброго друга. Казалось, что он знает всех, кто мало-мальски связан с изысканиями, и все знают его. Изыскатели других организаций, с которыми мне приходилось общаться, считали, что М. А. Солодухин, а никто иной, является руководителем треста. И замечательную репутацию в нашей стране ЛенТИСИЗ заслужил в основном благодаря М. А. Солодухину.

С особым увлечением он занимался изучением грунтов. Руководил полевыми исследованиями грунтов. Изобретал новые методики лабораторных исследований, много времени проводил в грунтовой лаборатории. Разрабатывал ведомственные методические указания по изучению физико-механических свойств грунтов. В частности, он разработал «Практическое руководство по обработке результатов лабораторных и полевых исследований физико-механических свойств грунтов методами математической статистики». На Выставке достижений народного хозяйства (ВДНХ) он не раз удостаивался почетных дипломов за успехи в области исследований грунтов.

Я всегда поражался точности и правильности его оценок, как в производственной, так и в научной сфере. Он умел быстро разглядеть суть проблемы, скрытую от других. Я брал на вооружение некоторые его выводы относительно свойств грунтов, и не нашлось никого, кто мог бы их опровергнуть.

Коллектив ЛенТИСИЗа избрал его своим руководителем в самые трудные годы — после развала СССР, когда изыскательские организации распадались, а их имущество и оборудование разворовывалось. М. А. Солодухин сумел сохранить коллектив и техническое оснащение, и ЛенТИСИЗ продолжал плодотворно трудиться. Большой заслугой М. А. Солодухина является действующий в настоящее время социальный пакет, предусматривающий субсидии на питание сотрудников ЛенТИСИЗа в рабочее время, их медицинское обслуживание специальной поликлиникой, выплату дополнительных пенсий сотрудникам, уходящим на заслуженный отдых. М. А. Солодухин гордился этим пакетом.

Уже будучи руководителем, он не оставлял своего главного интереса. Благодаря ему грунтовая лаборатория была полностью переоснащена современными приборами. Он проверял результаты лабораторных исследований, давал полезные советы; возмущался, когда узнавал, что специалисты треста занимаются подгонкой прочностных характеристик грунтов под значения, которые работники экспертных служб считали единственно правильными.

М. А. Солодухин, общаясь с коллегами, часто произносил пушкинские слова: «мы ленивы и не любопытны». Но к нему эти слова не имели никакого отношения. Он был исключительно трудолюбив и любознателен, его переполняли новые идеи и предложения. В последние годы он работал над созданием уникальной таблицы грунтов — аналога периодической системы Менделеева. В этой таблице грунты имели буквенно-цифровые обозначения и располагались в определенной последовательности. Свою таблицу он условно называл «таблицей Менделеева». Он предполагал, что его таблица сыграет такую же роль в грунтоведении, как периодическая система Менделеева в химии. За три дня до своей кончины он сказал мне в телефонном разговоре: «Думаю о "таблице Менделеева"». К сожалению, мы никогда не увидим эту таблицу…

М. А. Солодухин был не только талантливым специалистом и руководителем. Он создавал замечательные фильмы с музыкальным сопровождением о странах, в которых бывал, а он объездил весь мир.

Он был прекрасным рассказчиком. Его рассказы из жизни изыскателей, опубликованные в альманахе Санкт-Петербургского Дома геолога, интересны и вместе с тем насыщены юмором, полны самоиронии. В 2010 году вышла его книга «Заметки на белой полосе». Книга из серии «ЖЗГ» — жизнь замечательных геологов. Она посвящена любимой профессии, предприятиям, где М. А. Солодухин трудился, и людям, с которыми ему пришлось работать и общаться. Для каждого из этих людей он нашел добрые и теплые слова…

Надо надеяться, что и о нем будет написано немало добрых слов, которые он заслужил своей плодотворной работой, обогатившей российскую науку и практику.

И. В. Архангельский

ПРАВИЛА ДЛЯ АВТОРОВ (ЖУРНАЛ «ГРУНТОВЕДЕНИЕ»)

Уважаемые авторы!

Если Вы — автор и намерены опубликовать свою статью в нашем журнале, Вам необходимо ознакомиться с «Правилами для авторов». При подготовке рукописи статьи к отправке в редакцию автору (соавторам) следует руководствоваться изложенными требованиями и условиями.

Верстка статьи, принятой к публикации, направляется автору (соавторам) для согласования (проверки) и визирования. Доработанный вариант направляется в редакцию вместе с начальной версией. Редколлегия сохраняет за собой право сокращать статьи и в случае необходимости подвергать их литературной правке.

Автор (соавторы) несут всю ответственность за научное содержание, достоверность сведений, используемых в статье, а также за сохранение государственной и коммерческой тайны.

Тематика публикаций в журнале «Грунтоведение»:

– теоретическое, генетическое и региональное грунтоведение;
– методы лабораторного исследования состава, строения и физико-механических свойств грунтов;
– техническая мелиорация грунтов;
– применения лабораторных методов исследования состава, строения и физико-механических свойств в смежных естественнонаучных и гуманитарных дисциплинах (почвоведение, гидробиология, археология);
– методика и методология инженерно-геологических изысканий;
– механика грунтов;

Авторы, направляющие статьи в журнал, должны соблюдать следующие правила:

1. В журнале публикуются статьи теоретического и методического характера, содержащие оригинальный материал исследований автора, соответствующий тематике издания.
2. Статьи представляются в редакцию в электронном виде (Word), размер шрифта 12 через два интервала, количество строк на листе – 29, поля слева 25 мм. Microsoft for Windows (версии 6.0) и старше. **Расширение .rtf** (Иванов-текст. rtf).
3. Объем статей, представляемых в журнал, как правило, не должен превышать 24 стр., включая список литературы. Текст, а также рисунки, фотографии представляются в виде отдельных файлов.
4. Начало статьи оформляется следующим образом: индекс статьи по универсальной десятичной классификации (УДК), название статьи, инициалы и фамилии авторов, полное название учреждений, в которых выполнялось исследование. Образец оформления:
5. В статье должны четко и сжато излагаться современное состояние вопроса, описание методики исследований и обсуждение полученных результатов. Заглавие статьи должно полностью отражать ее содержание. **Рекомендуется стандартизировать структуру статьи**, используя подзаголовки: Введение, Теоретический анализ, Методика, Экспериментальная часть, Результаты и их обсуждение, Заключение или Выводы, Список литературы.

В десятичных дробях — точки.

6. **Оформление иллюстраций должно соответствовать следующим требованиям.**

Каждый рисунок (черно-белый) должен быть представлен на отдельном файле. Фотографии (черно-белые) предоставляются в формате JPEG (Иванов-рис-1.jpg). Сканированные штриховые рисунки и полутоновые рисунки и фотографии должны иметь разрешение не менее 300 dpi (точек на дюйм).

Список подписей к рисункам прилагается на отдельном листе. В подрисуночных подписях не допускается воспроизведение небуквенных знаков (штриховка, кружки, треугольники и т. д.)

Место размещения рисунков и таблиц в тексте указывается ссылкой на них (рис. 1).

7. **Оформление формул:** все формулы должны быть воспроизведены в редакторе формул Microsoft for Windows.
8. **Оформление таблиц.** Таблицы нумеруются по порядку упоминания их в тексте арабскими цифрами. После номера должно следовать название таблицы. В тексте рукописи указывается место помещения таблицы (табл. 1). **Каждая таблица печатается на отдельной странице.**
9. **Оформление списка литературы.** Цитируемая литература приводится под заголовком СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ в конце статьи.

В списке литературы сначала приводятся ссылки на работы, опубликованные на русском языке **в алфавитном порядке фамилий авторов**. Далее приводится список цитируемых работ, опубликованных на других языках по принципу латинского алфавита. Работы одного и того же автора цитируются в хронологическом порядке независимо от наличия соавторов. После фамилии авторов следует указывать полное название статьи или книги на языке оригинала, выходные данные издания (год, том, номер, страницы).

Примеры:

1. *Ломтадзе В. Д.* Структурно-механические свойства глинистых пород, как показатель степени их литификации. // Доклады АН СССР, 1957, т. 113, № 6, с. 1344-1346.
2. *Осипов В. И.* Природа прочностных и деформационных свойств глинистых грунтов. М.: МГУ, 1979. 235 с.

Номера ссылок в тексте должны быть заключены в квадратные скобки.

Статьи отсылаются электронной почтой по адресу:

gruntovedenie@mail.ru, okhotin-grunt@mail.ru

К материалам, направляемым в редакцию, обязательно должна быть приложена авторская справка:

фамилия, имя, отчество, ученая степень, ученое звание, место работы, должность, точный почтовый адрес, телефон, факс, E-mail.

РЕДКОЛЛЕГИЯ

УДК 624.131.1

ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ГОЛОЦЕНОВЫХ ОТЛОЖЕНИЙ САНКТ-ПЕТЕРБУРГА

© 2012 г. И. И. Артемов*, Д. Ф. Орлов**

**«ЛенТИСИЗ, Набережная реки Фонтанки, 113 "А", Санкт-Петербург, 190031, Россия*
info@lentisiz.ru
***Санкт-Петербургский государственный университет,*
Университетская наб., 7/9, Санкт-Петербург, 199034, Россия
geosoil@mail.ru

Далее следует краткая аннотация, в которой должны быть отражены основные результаты работы.

СВЕДЕНИЯ ОБ АВТОРАХ

Архангельский Игорь Всеволодович — кандидат геолого-минералогических наук, генеральный директор ООО «НПФ "НЕДРА"», Санкт-Петербург.

Богданов Евгений Николаевич — кандидат технических наук, главный геолог отдела инженерных изысканий ОАО «Трест геодезических работ и инженерных изысканий» («Трест ГРИИ»), Санкт-Петербург.

Войтенко Вячеслав Николаевич — кандидат геолого-минералогических наук, доцент кафедры региональной геологии геологического факультета Санкт-Петербургского государственного университета, Санкт-Петербург.

Дашко Регина Эдуардовна — доктор геолого-минералогических наук, профессор кафедры гидрогеологии и инженерной геологии Национального минерально-сырьевого университета «Горный», Санкт-Петербург.

Здобин Дмитрий Юрьевич — кандидат геолого-минералогических наук, старший научный сотрудник лаборатории географии почв биолого-почвенного факультета Санкт-Петербургского государственного университета, Санкт-Петербург.

Карпова Яна Александровна — аспирант кафедры гидрогеологии и инженерной геологии Национального минерально-сырьевого университета «Горный», Санкт-Петербург.

Кнатько Василий Михайлович — доктор технических наук, профессор кафедры грунтоведения и инженерной геологии геологического факультета Санкт-Петербургского государственного университета, Санкт-Петербург.

Кнатько Михаил Васильевич — кандидат физико-математических наук, генеральный директор ООО «НТЦ "Технологии XXI века"», Санкт-Петербург.

Кондратьев Валентин Георгиевич — доктор геолого-минералогических наук, профессор кафедры гидрогеологии и инженерной геологии Забайкальского государственного университета, г. Чита.

Королёв Владимир Александрович — доктор геолого-минералогических наук, профессор кафедры инженерной и экологической геологии геологического факультета Московского государственного университета, Москва.

Лехов Михаил Владимирович — кандидат геолого-минералогических наук, ведущий научный сотрудник лаборатории охраны геологической среды геологического факультета Московского государственного университета, Москва.

Лаздовская Марина Артуровна — старший преподаватель кафедры грунтоведения и инженерной геологии геологического факультета Санкт-Петербургского государственного университета, Санкт-Петербург.

Мурашкин Антон Игоревич — кандидат исторических наук, ассистент кафедры археологии исторического факультета Санкт-Петербургского государственного университета, Санкт-Петербург.

Перевощикова Наталья Андреевна — аспирант кафедры гидрогеологии и инженерной геологии Национального минерально-сырьевого университета «Горный», Санкт-Петербург.

Семенова Лариса Константиновна — начальник грунтовой испытательной лаборатории ОАО «Трест геодезических работ и инженерных изысканий» («Трест ГРИИ»), Санкт-Петербург.

Щербакова Елена Васильевна — кандидат технических наук, старший научный сотрудник геологического факультета Санкт-Петербургского государственного университета, Санкт-Петербург.

Сдано в набор: 02.06.2013. Подписано в печать: 19.06.2013. Формат бумаги: 60x88 1/8 Цифровая печать.
Тираж 100 экз.

Учредитель: Охотинское общество грунтоведов

Издатель: «Центр генетического грунтоведения»
190068, Санкт-Петербург, Лермонтовский пр., 7, лит. А

Отпечатано в типографии «СВЕН»