

ՀԱՅԱՍՏԱՆԻ ՀԱՆՐԱՊԵՏՈՒԹՅԱՆ ԿՐԹՈՒԹՅԱՆ ԵՎ ԳԻՏՈՒԹՅԱՆ
ՆԱԽԱՐԱՐՈՒԹՅՈՒՆ
ԵՐԵՎԱՆԻ ՊԵՏԱԿԱՆ ՀԱՄԱԼՍԱՐԱՆ

ՀԱՅՐՈՅԱՆ ՍԱՐԳԻՍ ՀՐԱԶԻԿԻ

**ՈՒՈՉՈՂ ԳՐՈՒՆՏՆԵՐԻ ԱՄՐՈՒԹՅԱՆ, ՍՈՂՔԻ ՓՈՓՈԽՈՒԹՅԱՆ
ՕՐԻՆԱԶՍՈՒԹՅՈՒՆՆԵՐԸ, ԿԱՆԱՏԵՍՈՒՄՆ ԵՎ ԴՐԱՆՑ
ԿԻՐԱՌՄԱՆ ՀՆԱՐԱՎՈՐՈՒԹՅՈՒՆՆԵՐԸ ՇԻՆԱՐԱՐՈՒԹՅԱՆ ՄԵՋ**

ԻԴ.01.03 «Ընդհանուր երկրաբանություն, հիդրոերկրաբանություն,
ինժեներական երկրաբանություն» մասնագիտությամբ երկրաբանական
գիտությունների դոկտորի գիտական աստիճանի հայցման
ատենախոսության

Ս Ե Ղ Մ Ա Գ Ի Ր

Երևան - 2013

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РЕСПУБЛИКИ АРМЕНИЯ
ЕРЕВАНСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ

АЙРОЯН САРКИС ГРАЧИКОВИЧ

**ЗАКОНОМЕРНОСТИ ИЗМЕНЕНИЯ ПРОЧНОСТИ И ПОЛЗУЧЕСТИ
НАБУХАЮЩИХ ГРУНТОВ, ИХ ПРОГНОЗ И ВОЗМОЖНОСТИ
ПРИМЕНЕНИЯ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ**

А В Т О Р Е Ф Е Р А Т

диссертации на соискание ученой степени доктора геологических наук
по специальности: 24.01.03 «Общая геология, гидрогеология, инженерная
геология»

Ереван - 2013

Ատենախոսության թեման հաստատվել է Երևանի Պետական Համալսարանում

Գիտական
խորհրդատու՝
Պաշտոնական
ընդդիմախոսներ՝

Տեխնիկական գիտ. դոկտոր, պրոֆեսոր
Ստեփան Ռուբենի Մեսչյան
ՌՄՖՀ գիտ. վաստ. գործիչ, Պետ. մրց. դափնեկիր, տեխ. գիտ.
դոկտոր, պրոֆեսոր
Եվգենի Անդրեյի Սորոչան
Պետական մրցանակի դափնեկիր, Երկրաբ. հանր.գիտ.
դոկտոր
Պետրոս Գևորգի Ալոյան
Տեխ.գիտ. դոկտոր
Լևոն Անդրանիկի Մանուկյան
ՀՀ Ազգային Ակադեմիայի
Երկրաբանական գիտությունների
Ինստիտուտ

Պաշտպանությունը կայանալու է 2013թվականի նոյեմբերի 22-ին ժամը 14³⁰-ին Երևանի
պետական համալսարանին կից 005 մասնագիտական խորհրդում
Հասցեն՝ 0025, ք. Երևան, Ալեք Մանուկյան 1, աշխարհ. և երկրաբ. ֆակուլտետ:
Ատենախոսությանը կարելի է ծանոթանալ ԵՊՀ-ի գրադարանում:
Սեղմագիրն առաքված է՝ 2013 թվականի հոկտեմբերի 21-ին

Մասնագիտական խորհրդի գիտական
քարտուղար, երկրաբանա-հանրաբ.
գիտ. թեկնածու, դոցենտ՝

Մ. Ա. ԳՐԻԳՈՐՅԱՆ

Тема диссертации утверждена в Ереванском Государственном Университете

Научный консультант: доктор технических наук, профессор
Степан Рубенович Месчян

Официальные
оппоненты: лауреат госпремии СССР, засл. деятель науки и техники
РСФСР, доктор тех. наук, профессор
Евгений Андреевич Сорочан
лауреат госпремии Армении, доктор геол.-минер. наук,
Петрос Геворкович Алоян
доктор технических наук
Левон Андраникович Манукян

Ведущая
организация: Институт Геологических наук Национальной Академии
Наук Республики Армения

Защита состоится 22 ноября 2013г в 14³⁰ часов на заседании специализированного
совета 005 “Науки о Земле” при Ереванском Государственном Университете

Адрес: 0025, Ереван, ул. Алека Манукяна 1.

С диссертацией можно ознакомиться в библиотеке ЕГУ.

Автореферат разослан 21 октября 2013 года.

Ученый секретарь специализированного совета,
кандидат геолого-минералогических наук, доцент

М.А.ГРИГОРЯН

ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА РАБОТЫ

Актуальность темы диссертации

Проблема исследования набухающих грунтов, относящихся к классу структурно-неустойчивых, хотя и имеет важное значение в связи с широким их распространением во многих странах мира. Однако эта проблема продолжает оставаться слабоизученной. Известно, что эти грунты под воздействием воды увеличивают свой объема (набухание), что приводит к неравномерной деформации зданий и сооружений, разрушению дорожного полотна, снижению прочности (сопротивление сдвигу) грунта со всеми вытекающими отсюда негативными последствиями (нарушение прочности оснований, активизация оползневых процессов, потеря устойчивости склонов и откосов и т.д.). Намы исследованы набухающие грунты, которые имеют широкое распространение на территории Республики Армения и Сирийской Арабской Республике, где проведены строительные работы по сооружению крупных гидротехнических, промышленных и гражданских объектов. Очевидно, что для проектирования сооружений с обеспечением экономичностей их возведения и эксплуатации и долговечности следует самым тщательным образом исследовать инженерно-геологические условия территорий строительства в целом, и каждого объекта в отдельности с учетом специфических особенностей – набухаемости грунтов.

Исследование процессов набухания и усадки глинистых грунтов и сопутствующих им явлений, имеют также большое практическое значение для использования их в земляных сооружениях в качестве строительного материала. Явление набухания сравнительно хорошо изучено как с научной точки зрения, так и для практических целей. В деле исследования набухающих глинистых грунтов и выявления природы этого явления имеются ряд работ, но особую роль сыграли работы Е.А.Сорочана. Его монографии (1974;1989) послужили основой при исследовании разных аспектов набухающих глин, и в частности как основание сооружений.

Набухающие глинистые грунты оказывают отрицательное влияние и на подземные сооружения. В этом отношении интерес представляет результаты измерений в уникальном подземном гидросооружении сороковосьмикилометровой тоннеле Арпа-Севан, где было установлено огромное горное давление--(до 400т/м^2) что, по нашему мнению, обусловлено практически полной потерей прочности водонасыщенных набухающих глин. Уменьшение сопротивления сдвигу, является одной из основных причин возникновения оползней в бортах карьеров. Поэтому при прогнозировании устойчивости склонов и откосов следует учитывать их усадочную деформацию. Несмотря на важность вопросов, усадки и сопутствующее ей трещинообразование, сопротивление сдвигу и сдвиговой ползучести набухающих грунтов исследованы достаточно слабо.

Наряду с природными факторами так же важны влияние внешние фактора - длительные действия нормальных и касательных напряжений, условия

замачивания и высыхания(обезвоживания), температура, режим загрузки и т.д.

Не выявлены закономерности сопротивления сдвигу и ползучести набухающих грунтов, в широких пределах изменчивости начальных влажностей-плотностей и уплотняющих давлений (для случаев выше давления набухания и ниже уплотняющих давлений).Особенно важным является также вопросы касающиеся мероприятиям против набухания и применения набухающих грунтов в строительстве как стройматериала. Все вышеизложенное показывает, актуальность представленной диссертационной работы.

Большой интерес с точки зрения механизма и прогноза оползневых явлений представляет решение вопроса скорости движения склонов, сложенных набухающими грунтами. Важными задачами являются также разработка методика определения различных показателей набухающих грунтов (давление набухания, сопротивление сдвигу, параметры ползучести) в сильно неоднородных грунтовых условиях, разработка методики по смешиванию нетрадиционных стабилизирующих добавочных материалов (производственные отходы месторождений строительных камней) с набухающими грунтами, как стройматериала.

Цель работы:

- Изучение сопротивление сдвигу и сдвиговой ползучести набухающих глинистых грунтов под действием внешних и внутренних факторов (начальная влажность-плотность, уплотняющие давление, режим испытаний).
- Разработка методики определения сопротивления сдвигу грунтов с усадочной трещиноватостью.
- Выявление закономерностей распространения упругих продольных волн в набухающих глинистых грунтах.
- Решение задача скорости движения склонов сложенных набухающими грунтами.
- Выявление закономерностей ползучести из набухающих глин цементогрунтов при сжатии и разработка мероприятий против набухания с учетом прочностных и ползучих свойств стройматериалов.
- Разработка методики определения показателей набухания, сопротивления сдвигу и сдвиговой ползучести.
- Разработка методики по смешиванию нетрадиционных стабилизирующих добавочных материалов (производственные отходы месторождений строительных камней) с набухающими грунтами рекомендуемых в качестве стройматериала.

Основные задачи исследований: Для решение поставленных целей необходимо было решить следующие основные задачи:

1. Установление закономерностей:

- а) сопротивления сдвигу и сдвиговой ползучести набухающих грунтов при широких интервалах изменения их физического состояния и уплотняющих давлений;
- б) изменений коэффициентов водноколлоидального сцепления и вязкости набухающих грунтов;
- в) распространения продольных волн в глинистых грунтах при изменении их влажности и водонасыщенности;

2. Разработка и применение метода определения сопротивления сдвигу глинистых грунтов с усадочной трещиноватостью.
3. Определение скорости движения делювиального склона с учетом фактора набухания.
4. Выявление закономерностей влияния возраста и начальной плотности цементогрунтов на ползучесть при сжатии.
5. Разработка упрощенной методики определения геотехнических свойств неоднородных набухающих грунтов с испытанием одного образца.
6. Разработка пассивных и активных мероприятий по борьбе с набухающими процессами, при строительстве земляных сооружений, увеличения устойчивости естественных склонов и искусственных откосов.
7. Разработка методики для стабилизации набухающих глин, где в качестве стабилизатора, рекомендуется использовать производственные отходы месторождений стройматериалов: известковый, шлаковый, туфовый порошки.

Основные защищаемые положения:

- Установлена закономерность изменения сопротивления сдвигу и сдвиговой ползучести с учетом их широких пределах изменчивости их начальной влажности и уплотняющих давлений.
- Установлена закономерность изменения скоростей распространения упругих продольных волн в набухающих грунтах, в зависимости от их влажности и степени водонасыщения.
- Разработана методика определения параметров сопротивления сдвигу глинистых грунтов с усадочной трещиноватостью.
- Обоснована зависимость коэффициента вязкости и водноколлоидального сцепления вследствие набухания глинистых грунтов.
- Обосновано изменение скоростей смещения склона по высоте, обусловленное фактором набухания.
- Установлено влияния начальной плотности скелета и возраста цементогрунтов на ползучесть при сжатии.
- Обоснована методика определения давления набухания, деформации, сопротивления сдвигу и параметров сдвиговой ползучести при испытании одного образца.

- Разработаны мероприятия против явлений набухания глинистых грунтов.
- Разработаны методика для стабилизации набухающих глин, где в качестве стабилизатора, рекомендуется использовать производственные отходы месторождений стройматериалов: известковый, шлаковый, туфовый порошки.

Научная новизна работы:

- Впервые получены закономерности изменений сопротивления сдвигу и сдвиговой ползучести набухающих грунтов при широких пределах изменением влажности и уплотняющих давлений.
- Впервые разработана методика определения показателей параметров сопротивления сдвигу и сдвиговой ползучести в широких пределах изменений начальной влажности, уплотняющих давлений и уровни сдвиговых напряжений.
- Выявлены закономерности скорости распространения упругих продольных волн в глинистых грунтах в зависимости от влажности и степени водонасыщения.
- Впервые разработана методика определения сопротивления сдвигу глинистых грунтов усадочной трещиноватостью.
- Впервые установлена закономерность изменений коэффициента вязкости набухающих грунтов, обусловленных набуханием.
- Решена задача по определению изменения скорости движения склона, сложенного глинистыми грунтами в пластичном и вязко-пластичном состоянии.
- Получены закономерности влияния начальной плотности скелета и возраста цементогрунтов на деформации ползучести при сжатии.
- Разработана методика определения давления и деформации набухания, сопротивления сдвигу и параметров ползучести испытанием одного образца грунта.
- Разработаны и обоснованы активные и пассивные мероприятия по борьбе с набуханием грунтов.

Достоверность результатов исследований:

Результаты, приведенные в диссертационной работе достоверны, основаны на использовании современных технологий, в полевых и лабораторных испытаниях применена современная измерительная аппаратура и современные расчетные компьютерные программы. В основе работы положены результаты 30 - летних исследований автора по изучению набухающих глинистых грунтов, с решением ряда практических задач.

Научное и прикладное значение работы:

- Разработанные активные и пассивные мероприятия против набухания могут применяться для обеспечения устойчивости склонов и откосов, а также при строительстве земляных сооружений.

- Полученные закономерности для набухающих глинистых грунтов будут учтены при оценке устойчивости склонов, откосов, подземных выработок, фундаментов сооружений.
- Методика испытания одного образца может быть применена при инженерно-геологических исследованиях неоднородных набухающих грунтов.
- Результаты исследований, приведенных в диссертации, отдельными частями внедрены (соответствующие справки приложена).

Предлагаемые методы и полученные результаты также используются в учебных программах бакалавриата и магистратуры кафедры гидрогеологии и инженерной геологии.

Публикации и апробация работы:

Результаты исследований, докладывались и обсуждались на международных и республиканских научных конференциях: на международной конференции EAGE в Мадриде июнь 13-16 2005г., на Всероссийской международной конференции по гидрогеологии, инженерной геологии и геоэкологии в Томске 10-15 октября 2010г, в Цахкадзоре на международной конференции, посвященной 100-летию академика Н.Х.Арутюняна по теме Современные проблемы механики твердой среды 8-12 октября 2012г, в Степанакерте на международной конференции, посвященной 40-летию основания Арцахского госуниверситета 13-15 ноября 2009г, в Гюмри на международных конференциях, посвященных 60-летию со дня основания НАН РА и посвященному 15 летию Гюмрийского землетрясения, 4-7 октября 2011г., в Гюмри на научная конференции, посвященной 50-летию основания ИГИС им. академика А.Г.Назарова НАН РА по теме Современные задачи геофизики и инженерной сейсмологии, а также в Ереване на республиканских научных конференциях- посвященной 70-летию основания геологического факультета ЕГУ 10-15 сентября 2006г, посвященной 90-летию профессора В.А.Аветисяна по теме Современные проблемы географии и геологии 27-29 октября 2008г, посвященной 90-летию профессора П.С.Бошнагяна по теме Современные проблемы прикладной геологии и географии 18-19 ноября 2010г, на семинарах на кафедре гидрогеологии и инженерной геологии факультета географии и геологии.

Автором опубликованы 40 научных работ, в том числе по теме диссертации 26 научных работ.

Объем и структура диссертации: Диссертационная работа изложена на 256 страницах, состоит из введения, шести глав, основных выводов и рекомендаций и списка литературы.

Краткое содержание работы.

Во введении обоснованы актуальность темы, сформулированы цель и задачи исследований, определены научная и практическая значимость полученных результатов.

Глава 1. Изученность набухания, усадки глинистых грунтов, их влияния на сопротивление сдвигу и сдвиговую ползучесть.

В обзорной главе диссертации изложены вопросы, относящиеся к природе набухания грунта, и рассмотрены факторы, влияющие на этот процесс. На основании анализа работ различных исследователей приведены закономерности деформаций набухания и давления набухания грунта. Приведены общие сведения о глинах и глинистых минералах, о гидратации, набухании глин и свойствах воды в высокодисперсных глинистых грунтах на основании работ Е.М. Сергеева, В.И. Осипова, Б.В. Дерягина, С.В. Нерпина, Е.А. Сорочана, Л.И. Кульчицкого, О.И. Злочевской, П.А. Ребиндера, У.Гофмана и др. Рассмотрены вопросы природы набухаемости глинистых грунтов (Е.А. Сорочан, В.И.Осипов и др.), приводится обзор и анализ теоретических, экспериментальных исследований увлажнения и деформирования, а также изменения прочностных и деформационных характеристик грунта в процессе набухания. Исследованию напряженного состояния при набухании посвящены работы Е.А.Сорочана, Ж.Е.Рогаткиной, К.Нагараджана и др.

В тоже время вопросы трещинообразования при усадке глин разработаны слабо. Имеется только ряд указаний на то, что трещиноватость грунтов играет важную роль в подготовке оползневых деформаций (Е.А. Сорочан, И.М. Горькова, К.Щ. Щадунц, Г.И. Тер-Степанян).

В главе дан также обзор современного состояния изученности сопротивляемости сдвигу и сдвиговой ползучести грунтов вообще и набухающих глин в частности. Анализируется влияние, как внутренних (состав, состояние, структурные связи), так и внешних (условия замачивания, режим нагружения, температура и др.) факторов на прочность и ползучесть грунтов. Рассмотрены реологические модели и вопросы ползучести, используемые для описания процесса длительного деформирования грунтов, влияние и учет изменяемости начального состояния влажности-плотности на их ползучие свойства (В.В.Вялов, А.А.Гольдин, М.Н.Гольдштейн, Ю.К.Зарецкий, Р.С. Зиангиров, Н.Н.Маслов, С.Р.Месчан, З.Г.Тер-Мартirosян, Г.И.Тер-Степанян и др.). Анализ этих работ позволил автору прийти к выводу, что вопросы сопротивления сдвигу и сдвиговой ползучести набухающих грунтов в широких пределах изменяемости уплотняющих давлений и начальной влажности представляет большой научно-практический интерес и нуждаются в углубленном исследовании. В частности, необходимо установить характер изменяемости сопротивления сдвигу и сдвиговой ползучести набухающих грунтов под действием различных по величине нормальных напряжений в зависимости от значений начальной влажности в различных режимах замачивания при уплотнении и сдвиге; требуется совершенствовать методику экспериментального исследования сопротивления сдвигу $\tau_{f,st}$ и сдвиговой ползучести $\dot{\gamma}(t)$ набухающих глин с учетом изменяемости их начальной влажности-

плотности, уплотнения и разуплотнения вследствие замачивания в зависимости от величины и режима приложения нормального напряжения P_z и уровня касательного напряжения $\tau/\tau_{f, st}$.

Необходимо установить закономерности:

- изменяемости сопротивления сдвигу набухающих глин при $W_0 > W_p$ и $P_z > \sigma_{sw}$; $P_z < \sigma_{sw}$;
- зависимости вязкости от сцепления водноколлоидальной природы;
- влияние усадочной трещиноватости на сопротивление сдвигу;
- влияния влажности и степени водонасыщения на скорости распространения упругих продольных волн глинистых грунтов.

Необходимо исследовать:

- сдвиговую ползучесть набухающих глин, уплотненных и испытанных на сдвиг после водонасыщения под арретир, для этих же грунтов исследовать при широких пределах изменяемости начальной влажности и нормального напряжения в условиях уплотнения и разуплотнения (набухания) вследствие замачивания (без арретирования);

Необходимо разработать:

- методику определения показателей геотехнических свойств неоднородных набухающих грунтов испытанием одного образца рекомендовать противонабухающие мероприятия.

Глава 2. Инженерно-геологическая характеристика объектов исследований. Приборы и подготовка образцов к испытанию.

Для исследования влияния замачивания (набухания) на физические, прочностные и деформационные (ползучесть) свойства набухающих глинистых грунтов использованы грунты как с различным минералогическим, гранулометрическим составом, так и образовавшиеся в различных условиях (нормально уплотненные и переуплотненные). Были выбраны бентонитовые (монтмориллонитовые) глины Саригюхского месторождения, четвертичные переотложенные бентонитовые глины Агарцинского участка, верхнетретичные переконсолидированные глины красноцветных и гипсоносных толщ, элювиально-делювиальные оползневые отложения красноцветных, гипсоносных толщ. Набухающие глинистые грунты, отобранные также из тела плотин Тавушского, Базмабердского, Лернакертского водохранилищ РА, из тела плотин Адуана, Гадир-Аль-Бустан, Бабаль-Аль-Хади и каолинистые глины г. Рас-Аль-Айна (Сирийская Арабская Республика). Для выявления влияния физического состояния (влажности-плотности) на упругие свойства, сопротивления сдвигу глинистых грунтов приготовлены и испытаны образцы (пасты) с различной начальной влажностью.

При выборе методики геотехнических исследований давления набухания, упругих свойств, сопротивления сдвигу, сдвиговой ползучести набухающих грунтов в широких пределах изменяемости начальной влажности, уплотняющих давлений и в условиях трещиноватости учтены следующие

условия: 1) возможность выполнения экспериментов при различной начальной влажности-плотности и уплотняющих давлений; 2) обеспечение постоянства заданной влажности-плотности; 3) возможность изучения сопротивления сдвигу и сдвиговой ползучести грунтов, обладающих начальной плотностью-влажностью и водонасыщенным состоянием; 4) достоверность полученных результатов и возможность их сопоставления. Для решения поставленных задач были выбраны соответствующие специальные методы.

2.1 Условия образования, состав и дисперсность исследованных грунтов Известно, что деформационные и прочностные свойства грунтов зависят от условий их образования (предшествующих загрузок). Нами исследованы нормально уплотненные и переуплотненные грунты. Грунт считается нормально уплотненным, если за свою историю не обжимался нагрузками большими, чем в рассматриваемый момент времени. Для них процесс консолидации считается законченным, так как нейтральные напряжения отсутствуют, а эффективные достигли своего наибольшего значения. Переуплотненное состояние возникает в случае, если грунт ранее подвергался давлению большему, чем существующее, вследствие чего эффективные напряжения в нем меньше, чем были ранее. Они могут находиться в двух состояниях: а) когда процесс естественного разуплотнения, обусловленный снятием нагрузки закончился; б) в состоянии заторможенного разуплотнения ввиду образования цементационных связей между частицами или при отсутствии доступа воды и подавлении явлений набухания, а также возникновения отрицательного давления в поровой воде. При классификации грунтов в зависимости от условия образования сравнивается пористость грунта в условиях естественного залегания с пористостью пасты, приготовленной из этого грунта. При этом пористость нормально уплотненного грунта и пасты должны совпадать, а пористость переуплотненного грунта должна быть меньше пористости пасты.

Бентонитовые глины вулканогенно-осадочной формации и переотложенные образования Агарцинского участка железнодорожной линии Раздан–Иджеван (нормально уплотненные грунты) К данной формации приурочено известное Саригюхское месторождение бентонитовых глин. Основная часть глинистой фракции представлена монтмориллонитом, что установлено рентгеновским, электронно-микроскопическим, термическим и другими видами анализов. В условиях современного влажного климата, характерного для Тавушской области Армении, монтмориллонитовые глины приобретают заниженное сопротивление сдвигу, что приводит к развитию оползневых процессов. В этой связи выявленные закономерности формирования глин могут существенно помочь в прогнозе оползневых явлений и разработке защитных мероприятий. В таблице 1 приведены усредненные значения водно-физических свойств бентонитовых глин вулканогенно-осадочной формации (1) и переотложенных образований Агарцинского участка (2).

Таблица 1

Усредненные значения водно-физических свойств бентонитовых глин

Глина	Плотн. твердых частиц, ρ_s , г/см ³	Влажность, W	Плотность, ρ , г/см ³	Коэффц. порист., E	Верхний предел пластич., W_L	Нижний предел пластич. W_p	Число пласт., I_p	Показ. консист. I_L	Показ. уплотн. K_d	Давление набухания, σ_{sw} МПа
1	2,72	0,326	1,65	1,19	1,705	0,404	1,301	<0	0,975	0,68
2	2,76	0,310	1,925	0,878	0,462	0,290	0,172	0,116	0,836	0,120

Верхнетретичные глинистые грунты приереванского района (переуплотненные грунты)

Верхнетретичные глинистые толщи формировались в различных фациальных условиях: морских (Шорагбюрская), континентальных (красноцветная) толща и лагунных (гипсоносная) толщи. Верхнетретичные глинистые грунты приереванского района во многих случаях являются основаниями разных зданий и сооружений и часто используются как строительные материалы. Для этих глин весьма характерны оползневые явления, часто встречающиеся на участках выходов глин на дневную поверхность. Прочность верхнетретичных глинистых грунтов связана с прогрессивными процессами петрогенеза, а именно с гравитационным уплотнением, явлениями синерезиса, тиксотропного упрочнения, кристаллизации карбонатов кальция и других солей. Они во многих случаях аргилитоподобны, их естественная влажность обычно ниже предела пластичности, показатель естественной уплотненности (по В.А. Приклонскому) $K_d > 1$. При полном водонасыщении они обладают твердой и полутвердой консистенцией, что характерно для переуплотненных глин (см. табл. 2).

В течение последующего геологического периода вследствие того, что покрывающие породы были удалены из-за выветривания и эрозии, глины красноцветной и гипсоносной толщ разгружены. Вследствие присутствия восстановимой энергии деформирования переконсолидированные глины в верхней части толщ подвергаются расширению с увеличением влажности и по своим физико-механическим свойствам отличаются от нижележащих неветрелых глин. С этим связаны оползневые явления Нубарашенского района. В красноцветной толще выделяются следующие породообразующие глинистые минералы: монтмориллонит, хлорит, гидрослюда.

Гипсоносная глина терригенно-эвапоритовой формации среднего миоцена в приереванском прогибе представлена мощной толщей глин и хемогенных осадков. Гипсоносная толща обнажается только в пределах приереванского прогиба, где глины составляют около 70% разреза. Основными глинистыми минералами являются гидрослюда, монтмориллонит, палыгорскит и хлорит. Результаты определения частных

значений водно-физических свойств отобранных образцов красноцветной и гипсоносной толщи приведены в табл2

Таблица 2

*Показатели водно-физических свойств отобранных образцов
красноцветной и гипсоносной толщ*

Номер выработки	Глуб. отбора, м.	Плот. тверд. Частиц	Влажность	Плотн. грунта	Коэфф. порист.	Верхний предел W_L	Нижний предел W_p	Число пласт. I_p	Показ. конст. I_c	Показ. уплотн. K_d	Давление набухан., МПа
Скв.181 (Эребуни) гипс. толща	5,7	2,75	0,270	1,99	0,755	0,618	0,348	0,235	<0	1,272	0,130
Скв.165 (Шорахпюр) красноцв. толща	8,3	2,75	0,240	2,05	0,664	0,530	0,269	0,232	<0	1,11	0,125
Шурф 244 (Эребуни) гипсонос. толща	6,0	2,63	0,286	2,09	0,614	0,466	0,180	0,182	<0	1,58	0,275
Шурф 201 (Ереван. ТЭЦ) красноцвет. толща	1,5- 1,7	2,68	0,363	1,86	0,971	0,562	0,179	0,325	<0	1,33	0,175
Скв.16 (Ереван. ТЭЦ) красноцвет. толща	4,5	2,69	0,288	1,95	0,781	0,625	0,295	0,276	<0	1,50	0,200

Анализ истории образования нормально-уплотненных бентонитовых и переконсолидированных миоценовых набухающих глин на территории Армении, а также детальное изучение особенностей их состава и физико-механических свойств позволяют сделать следующие выводы: а) набухающие глинистые грунты по минералогическому составу и условиям образования подразделяются на следующие разновидности: нормально уплотненные (бентонитовые глины) и переуплотненные (миоценовые глины).

Глинисто-суглинистый материал тела плотин Лернакертского, Тавушского, Бамабердского водохранилищ Для осуществления противофильтрационных мероприятий на Лернакертском, Бамабердском и Тавушском водохранилищах использован суглинисто-глинистый материал делювиально-аллювильного происхождения, имеющий широкое распростра-

нение в пределах чаши указанных водохранилищ. Суглинисто-глинистые стройматериалы характеризуются следующими усредненными значениями водно-физических свойств (см. табл.3).

Таблица 3

Усредненные значения водно-физических свойств грунтов

Место отбора водохранилище	Плотн. твердых частиц, ρ_s	Плотность, ρ	Влажность, W	Плотн. скелета, ρ_d	Верхний предел пласт., W_L	Нижний предел пласт., W_p	Число пластичн., I_p	Показатель консолид., I_c	Давление набухания, МПа
Лернакерт.	2,66	1,91 1,89 1,91	0,237 0,224 0,184	1,53 1,53 1,61	0,417 0,397 0,437	0,233 0,224 0,245	0,184 0,173 0,192	0,08 0,022 <0	0,3 0,2 0,4
Тавушское	2,70	1,80	0,364	1,34	0,443	0,220	0,223	0,6	-
Базмаберд.	2,72	1,84	0,345	1,37	0,439	0,241	0,198	0,53	-

Глинистый материал тела плотин Баб-Аль-Хадида, Гадыр-Аль-Бустана, Адуана. Делювиальные отложения г. Рас-Аль-Айн (САР) На территории Сирии широко распространены глинистые грунты, которые использованы как стройматериал для тела плотин Баб-Ал-Хадида, Гадыр-Аль-Бустана, Адуана, являясь морскими осадочными породами, претерпевшими сложные геохимические преобразования. Результаты определений усредненных показателей водно-физически свойств грунтов приведены в табл.4.

Для инженерно-геологического районирования закарстованных территорий г.Рас-Аль-Айн (САР) по условиям развития современных геодинамических процессов исследованы геотехнические свойства набухающих делювиальных глинистых грунтов. Здесь основная часть глинистой фракции представлена каолинитом, что установлено рентгеновским, электронно-микроскопическим, термическим и другими видами анализов. Физические свойства указанных глин приведены в табл.4.

Таблица 4

Водно-физические свойства грунтов

Место отбора	Плотн. твердых частиц, ρ_s	Плотность, ρ	Влажность, W	Плот. скелет, ρ_d	Верх. предел пласт., W_L	Нижн. предел пласт., W_p	Число пласт., I_p	Показатель консолид., I_c	Давление набухан., МПа
Баб-Аль-Хадид	2,69	1,90	0,209	1,57	0,418	0,210	0,198	<0	0,175
Гадыр-Аль-Бустан	2,71	1,94	0,271	1,53	0,620	0,325	0,295	<0	0,275

продолж. табл. 4

Адуан	2,72	1,80	0,344	1,34	0,745	0,355	0,390	<0	0,300
Рас-Аль-Айн	2,67	1,83	0,200	1,53	0,428	0,216	0,215	<0	0,125
	2,60	1,94	0,160	1,67	0,381	0,196	0,185	<0	0,200
	2,62	1,96	0,255	1,56	0,446	0,221	0,225	0,151	0,075
	2,62	1,78	0,238	1,44	0,370	0,188	0,182	0,275	0,050
	2,67	1,90	0,210	1,57	0,475	0,241	0,234	<0	0,150

Как видно из таблицы, каолиновые глины при естественной влажности выше предела пластичности (максимальной молекулярной влагоемкости) при замачивании практически не набухают, а при естественной влажности меньше предела пластичности –набухают. В последнем случае замачивание грунтов создает реальную угрозу деформаций и приводит к тому, что давление набухания глин, как правило, превышает нагрузку от веса различных инженерных сооружений.

2.2 Приборы и подготовка образцов к испытанию В главе описываются конструкции приборов, применяемых для определения сопротивления сдвигу и сдвиговой ползучести грунтов, рассмотрены их недостатки и преимущества. Автор приходит к выводу, что приборы одноплоскостного и двухплоскостного среза, не могут быть использованы для указанной выше цели, наиболее надежными и простыми для определения реологических свойств грунтов являются приборы кручения образцов, в частности приборы модели М-5 конструкции С.Р. Месчяна. Указанные приборы предназначены для испытания на кручение сплошных образцов диаметром 101 мм, высотой 24 мм, как в условиях сохранения природной(начальной) влажности образцов W_0 , так и при полном водонасыщении W_{sat} . В общей сложности испытаны на сопротивление сдвигу и сдвиговой ползучести 2000 образцов.

Ультразвуковой метод определения упругих свойств высокодисперсных набухающих грунтов. Для исследованию упругих свойств набухающих грунтов использован известный ультразвуковой прибор ИПА. Скорость распространения продольных волн определяется как отношение кратчайшего расстояния между излучателем и приемником к времени прохождения упругого импульса между ними.

Глава 3. Закономерности сопротивления сдвигу набухающих глинистых грунтов.

3.1 Сопротивления сдвигу набухающих глинистых грунтов В этой части главы приведены результаты исследования стандартного сопротивления сдвигу $\tau_{f,st}$ набухающих грунтов и его изменчивости в зависимости от начального состояния их плотности-влажности, условия уплотнения и замачивания. Образцы испытаны как при сохранении природной (начальной) влажности W_0 , так и при полном водонасыщении W_{sat} . Испытания образцов при полном водонасыщении выполнены в двух различных режимах замачивания: под арретир и после приложения уплотняющих давлений P_z без арретирования по стандартной методике.

Испытания грунтов природной (начальной) влажности W_0 и после водонасыщения и уплотнения под арретир с замером давления свободного набухания выполнялись с целью установления возможности определения сопротивления сдвигу $\tau_{f, st}$ при $W=W_0$ путем уплотнения и сдвига замоченных образцов под действием общих уплотняющих давлений $P_z = \sigma_z + \sigma_{sw}$, где σ_z — эффективное давление (давление на скелет). Испытание проводилось для четырех набухающих грунтов под действием от трех до пяти различных по величине уплотняющих давлений. Грунты лаб. 59-85, 58-85 и 60-85 испытаны при одном значении начального состояния плотности-влажности как при $W=W_0$ так и при $W=W_{sat}$ по ветви разгрузки компрессионной кривой.

Установлено, что при природной влажности $W=W_0$, примерно равной влажности грунта на пределе раскатывания $W=W_p$ и превышающей ее значение, сопротивления сдвигу образцов-близнецов при влажности и уплотненных после водонасыщения под арретир под действием равных значений $\sigma_z = P_z - \sigma_{sw}$ практически равны. В случае, когда W_0 меньше, при замачивании под арретир имеет место весьма существенное снижение $\tau_{f, st}$ до 33%(рис.1).

Сопротивления сдвигу грунта 59-85 исследовано при пяти различных начальных значениях уплотняющего давления $P_z = 0,2; 0,4; 0,60; 0,80$ и $0,85$ МПа. После уплотнения образцов они были полностью разгружены и испытаны при трех различных значениях P_z в условиях сохранения природной влажности $W=W_0$ и четырех-шести значениях P_z в условиях полного водонасыщения $W_{natur}=W_{sat}$. Диаграмма сопротивления сдвигу грунта 59-85 приведена на рис. 2.

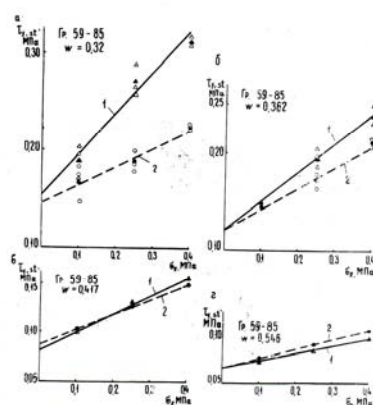


Рис 1. Диаграммы сопротивления сдвигу бентонитовой глины 59-85, а $W=0,320$; б- 58-85, $W=0,362$; в- $W=0,417$ г- $W=0,546$; 1-уплотнение образцов при начальной влажности 2-уплотнение образцов после водонасыщения под арретир

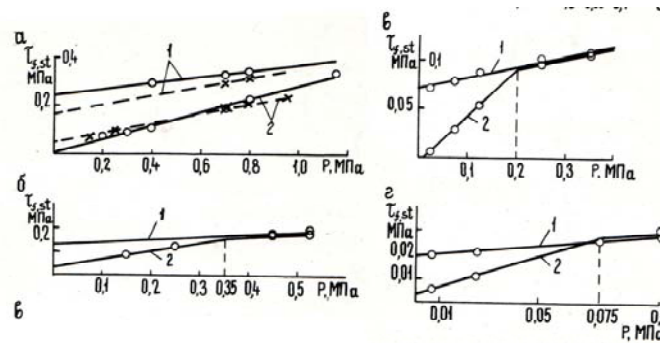


Рис.2. Диаграммы сопротивления сдвигу бенитонитовой глины:
а) сплошные линии $W_o=0,326$, штриховые линии $W_o=0,363$; б) $W_o=0,433$; в) $W_o=0,522$; г) $W_o=0,945$. 1 – при начальной влажности, 2 – при полном водонасыщении после приложения уплотняющих давлений.

Опытами установлено: в пределах изменяемости влажности $W_o > W_p$ сопротивления сдвигу незамоченных и замоченных после приложения уплотняющего давления $P_z > \sigma_{sw}$ образцов набухающего грунта практически равны. Замачивание приводит к набуханию образцов и резкому снижению их прочности $P_z < \sigma_{sw}$. Диаграммы сопротивления сдвигу образцов, замоченных под действие $P_z < \sigma_{sw}$, $P_z > \sigma_{sw}$ при $W_o > W_p$ имеют вид ломаной линии. Уплотняющие давления P_z , соответствующие точке перелома диаграммы, равны давлению свободного набухания определяемого до приложения уплотняющих давлений. При необходимости определения $\tau_{f, st}$ для двух предельных значений влажности W_o и W_{sat} набухающего грунта при $W_o > W_p$ можно ограничиться получением только диаграммы $\tau_{f, st}-P_z$ образцов, замоченных под действием $P_z > \sigma_{sw}$. Причем, под действием $P_z > \sigma_{sw}$ следует из опыта определить не менее трех значений $\tau_{f, st}$. При влажности $W_o < W_p$ рассмотренные выше закономерности сопротивления сдвигу набухающего грунта нарушаются. В этом случае диаграммы сопротивления сдвигу образцов природной влажности и замоченных после приложения P_z представляются в виде прямых, характеризующихся отличающимися друг от друга параметрами $tg\phi$ и C . Установлено, что при условиях $P_z > \sigma_{sw}$, $W_o > W_p$ при замачивании отсутствия влияния замачивания на прочность грунта (эффекта Ребиндера) обусловлено релаксацией давления набухания σ_{sw} в условиях неизменяемости плотности скелета грунта.

3.2 Влияние усадочной трещиноватости на сопротивления сдвигу глинистых грунтов Расчет устойчивости склонов и откосов в условиях усадочной трещиноватости является одной из проблем инженерной геологии

и механики грунов. Для снижения прочности грунта склонов и откосов не требуется увлажнения всей его массы: достаточно проникновение в имеющиеся трещины незначительного количества влаги, чтобы началось набухание поверхностной пленки глинистых грунтов и, соответственно, снижение прочности по этой поверхности. Об устойчивости склонов в условиях трещиноватости нельзя судить только по значению сдвиговой прочности, полученной при обычных лабораторных испытаниях, так как в этом случае значения коэффициента устойчивости оказываются завышенными, не соответствующими действительному состоянию откоса. Примером влияния усадочной трещиноватости глин на сдвиговую прочность является результаты исследований выполненных на оползневом участке плотины водохранилища Гадыр-Аль-Бустан (САР). Известно, что фактическая устойчивость откосов зависит не только от метода расчета, но и от правильного выбора расчетных прочностных характеристик грунтов – угла внутреннего трения и величины сцепления. С целью решения этой задачи применен метод определения сопротивления сдвигу по фактическому оползневому смещению т.е. по методу обратного расчета. Метод основывается на результатах морфологической съемки откоса при условии, что перед началом оползневой процесса склон находился в предельном состоянии. С этой целью:

а) восстановлен рельеф откоса до оползания;

б) определено положение поверхности скольжения и глубина трещин отрыва (рис3). По обратным расчетам определены следующие значения параметра сдвиговой прочности: $\text{tg}\varphi=0,335$; $C=0,002$ МПа.

Для параметров сопротивления сдвигу стандартным лабораторным методом и расчетом коэффициента устойчивости низового откоса получены следующие значения: $\text{tg}\varphi=0,375$; $C=0,0786$ МПа; $K_{\text{уст.}}=1,25$.

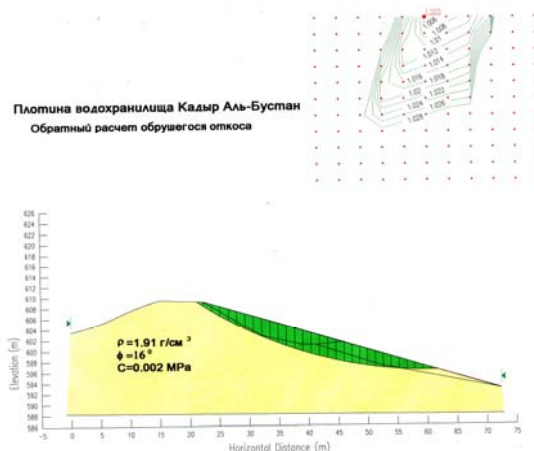


Рис.3 Плотина водохранилища Гадыр-Аль-Бустан. Результаты обратного расчета обрушившегося откоса

Сравнение полученных данных показывает, что при расчете устойчивости откоса, где установлена усадочная трещиноватость и вследствие этого оползневые смещения, в качестве показателя прочности нельзя принимать величину лабораторных испытаний, так как при этом коэффициент устойчивости оказывается завышенным и не соответствует действительному состоянию грунта в зоне смешения. С этой целью для прогноза устойчивости откоса плотины водохранилища Гадыр-Аль-Бустан (САР) проведены лабораторные экспериментальные исследования по определению сопротивления сдвигу. Опыты проводились на одноплоскостном сдвиговом приборе методом “повторных сдвигов”: а) на поверхности грунта природного состояния, подготовленного для среза; б) то же, но смоченной водой поверхности. Результаты экспериментального исследования сопротивления сдвигу образцов стандартным методом и в вышеуказанных режимах приведены на табл.5, а диаграмма сопротивления сдвигу – на рис. 4.

Таблица 5

Результаты определения сопротивления сдвигу

При стандартном испытании		По поверхности, подготовленной для среза грунта природного состояния		По поверхности, подготовленной для среза грунта и смоченной водой		По обратному расчету	
$tg\varphi_{stand}$	C_{stand} МПа	$tg\varphi_{natur}$	C_{natur} МПа	$tg\varphi_{satur}$	C_{satur} МПа	$tg\varphi$	C , Мпа
0,375	0,0786	0,378	0,0258	0,329	0,0011	0,0335	0,002

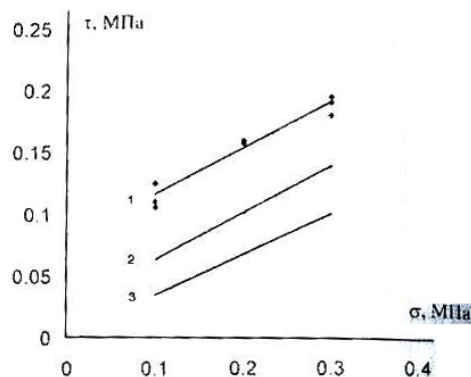


Рис.4 Графики результатов сравнения сопротивления сдвигу–

1 -при стандартном испытании, 2 – по поверхности, подготовленной для среза грунта природного состояния; 3-по поверхности, подготовленной для среза грунта и смоченной водой.

Полученные результаты показывают практическое совпадение между результатами параметров сопротивления сдвигу, методом обратного расчета и при одноплоскостном сдвиговом испытании по поверхности, подготовленной для среза грунта смоченной водой. Из таблицы 6 также видно наличие явления “консерватизм”-а угла внутреннего трения, с

разницей всего 2–3 градуса в том случае, когда изменение величины сцепления существенное.

3.3 Влияние начальной влажности на распространение упругих продольных волн в набухающих грунтах. В глинистых грунтах зависимость скорости распространения продольных волн от влажности и водонасыщенности имеет двоякую природу. С одной стороны, увеличение влажности и степени водонасыщенности, обусловленное снижением в глинистых грунтах объемов пор, приводит к росту скорости распространения продольных волн, с другой стороны, замачивание приводит к адсорбционному снижению прочности (эффект Ребиндера), что приводит к снижению сцепления и соответственно к снижению скорости распространения продольных упругих волн. С целью выявления закономерностей изменения упругих свойств (скоростей распространения продольных волн) глинистых грунтов в широких пределах изменения влажности в условиях постоянной плотности скелета грунта ($\rho_d = \text{const}$) ниже и выше нижнего предела пластичности ($W_{\text{натур}} > W_p$, $W_{\text{натур}} < W_p$). ультразвуковым методом определена скорость распространения упругих продольных волн. В качестве материала использованы бентонитовые глины высокой коллоидной активности монтмориллонитового состава Саригюхского месторождения Иджевана и красноватые глины миоценового возраста Эребунийского района г. Еревана. Результаты показателей водно-физических свойств изготовленных образцов приведены в таблице 6.

На основании полученных экспериментальных данных на рис.5 приведены кривые зависимости скорости распространения упругих продольных волн бентонитовых (рис.5а) и эребунийских (рис. 5б) глин от влажности. Как видно из рисунка, зависимость скорости распространения упругих продольных волн от влажности для бентонитовых и миоценовых глин имеет параболический (квадратичный) характер, где абсцисса вершины параболы соответствует влажности нижнего предела пластичности (т.е. максимальной молекулярной влагоемкости). Уравнение этой зависимости имеет следующий вид : а) для бентонитовых глин:

$$V = 2551,5 - 9216,1W + 10676,4W^2 \quad (1)$$

б) для миоценовых глин:

$$V = 1408,7 - 8524,5 + 23688,1W^2 \quad (2)$$

Таблица.6

Показатели водно-физических свойств образцов

Грунт	Макс. гигр. влажность	Влажность, W	Плотность, $\rho, \text{г/см}^3$	Плотн. скелета, $\rho_d, \text{г/см}^3$	Плотн. минер. частиц, $\rho_s, \text{г/см}^3$	Коэфф. пористости, e	Коэфф. водон. Sr	Верх. предел пласт. W_L	Ниж. предел пласт., W_p	Число пласт., I_p	Показ. консист., Π
-------	-----------------------	--------------	----------------------------------	---	---	----------------------	------------------	---------------------------	---------------------------	---------------------	------------------------

продолж. табл.6

Миоценов. глины	0,117	0,122	1,59	1,42	2,70	0,901	0,366	0,519	0,208	0,311	<0
		0,158	1,64	1,42	2,70	0,901	0,473	-			<0
		0,198	1,70	1,42	2,70	0,901	0,593	-			<0
		0,223	1,74	1,42	2,70	0,901	0,668	-			0,11
		0,261	1,79	1,42	2,70	0,901	0,782	-			0,23
		0,292	1,83	1,42	2,70	0,901	0,875	1,705	0,404	1,301	0,27
Бентонит. глины	0,157	0,281	1,34	1,046	2,75	1,629	0,476	-	-	-	<0
		0,338	1,40	1,046	2,75	1,629	0,571	-	-	-	<0
		0,386	1,45	1,046	2,75	1,629	0,655	-	-	-	<0
		0,463	1,53	1,046	2,75	1,629	0,789	-	-	-	0,04
		0,529	1,60	1,046	2,75	1,629	0,890	-	-	-	0,09
		0,587	1,66	1,046	2,75	1,629	0,991	-	-	-	0,14

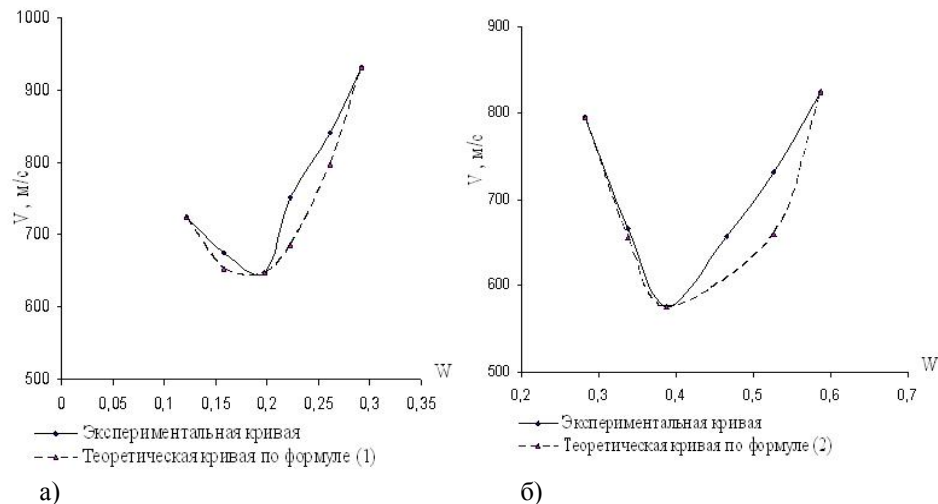


Рис.5. Кривые зависимости скорости распространения упругих продольных волн от влажности: а) бентонитовые глины б) красноватые глины.

Опытами установлено:

1. В пределах изменяемости влажности $W_0 > W_p$ сопротивления сдвигу незамоченных и замоченных после приложения уплотняющего давления $P_z > \sigma_{sw}$ образцов набухающего грунта практически равны. Замачивание приводит к набуханию образцов и резкому снижению их прочности при $P_z < \sigma_{sw}$.
2. Диаграммы сопротивления сдвигу образцов, замоченных под действие $P_z < \sigma_{sw}$, $P_z > \sigma_{sw}$ при $W_0 > W_p$ имеют вид ломаной линии. Уплотняющие давления P_z , соответствующие точке перелома диаграммы, равны давлению набухания грунта в данном его состоянии. Оно несколько выше давления свободного набухания

определяемого до приложения уплотняющих давлений. При влажности $W_0 < W_p$ рассмотренные выше закономерности сопротивления сдвигу набухающего грунта нарушаются. В этом случае диаграммы сопротивления сдвигу образцов природной влажности и замоченных после приложения P_z представляются в виде прямых, характеризуемых отличающимися друг от друга параметрами $tg\phi$ и C . Установлено, что при условиях $P_z > \sigma_{sw}$, $W_0 > W_p$ при замачивании отсутствия влияния замачивания на прочность грунта (эффекта Ребиндера) обусловлено релаксацией давления набухания σ_{sw} в условиях неизменяемости плотности скелета грунта.

3. Выявлено, что увеличение влажности и коэффициента водонасыщения имеет двоякое влияние на скорость распространения упругих продольных волн в глинах. При увеличении влажности от максимально-гигроскопической до влажности максимальной молекулярной влагоемкости и при постоянном коэффициенте пористости установлено снижение сопротивления сдвигу и скорости распространения упругих продольных волн. При влажности выше максимальной молекулярной влагоемкости рост последней, обусловлен образованием осмотической пленочной воды. При постоянной плотности скелета грунта наблюдается рост скорости распространения упругих продольных волн.
4. Трещиноватые массивы грунтов отличаются слабой устойчивостью и их свойства существенно отличаются от свойств грунтов образцов (масштабный эффект). В связи с этим при расчете устойчивости откосов и склонов при усадочной трещиноватости результаты сдвиговых испытаний, нельзя принять как показатель параметра сдвиговой прочности массивного глинистого грунта. Для верхнего трещиноватого слоя откоса, где имеют место оползневые деформации, рекомендуется определить параметры сопротивления сдвигу испытанием образцов на одноплоскостном срезном приборе методом повторных сдвигов смоченной поверхности.

Глава 4. Закономерности сдвиговой ползучести набухающих глинистых грунтов.

Для установления закономерностей сдвиговой ползучести набухающих глинистых грунтов как в условиях широкого диапазона изменяемости их начального состояния плотности-влажности и оценки влияния замачивания (водонасыщения), так и уплотнения под действием различных уплотняющих давлений P_z нами выполнены экспериментальные исследования. Для описания семейства кривых сдвиговой ползучести использованы уравнения предложенные С.Месчаным:

$$Y(t, \tau/\tau_{f, st}) = \omega(t) f(\tau/\tau_{f, st}) \quad (3)$$

где $Y(t, \tau/\tau_{f, st})$ - деформаций ползучести при сдвиге; $\omega(t)$ - мера сдвиговой ползучести-деформации ползучести при $\tau/\tau_{f, st} = 1$; τ - касательное напряжение;

$\tau_{f, st}$ - стандартное сопротивление сдвигу; $\tau/\tau_{f, st}$ - уровень касательного напряжения.

Сдвиговая ползучесть набухающих грунтов установлена испытанием образцов бентонито-песчаной набухающей грунтовой смеси, содержащей 60% по массе бентонитового порошка Саригюхского месторождения и 40% кварцевого песка. Опыты проводились как при природной влажности $W=W_0$, так и при замачивании после приложения нормальных напряжений P_z различной величины без и с арретированием образцов: испытания образцов при $W=W_0$ и замачивании до полного водонасыщения $W_0=W_{sat}$ без арретирования проведены при двух начальных значениях влажности: $W_0=0,150$ и $0,315$ с соблюдением условий $W_0>W_p$; $W_0<W_p$ и $P_z > \sigma_{sw}$; $P_z < \sigma_{sw}$. В каждом начальном состоянии плотности-влажности определены давления свободного набухания σ_{sw} и стандартное сопротивление сдвигу $\tau_{f, st}$ как в условиях сохранения начальной влажности $W=W_0$ в течение уплотнения и сдвига образцов, так и в водонасыщенном состоянии $W_0=W_{sat}$. В последнем случае образцы-близнецы водонасыщены после приложения к ним уплотняющих давлений P_z . Ползучесть рассматриваемой грунтовой смеси определена испытанием семи серий образцов-близнецов в семи различных состояниях начальной плотности-влажности, сопротивления сдвигу которые в таблице 8 указаны в скобках. Сдвиговая ползучесть определена при трех различных значениях постоянного и возрастающего ступенями уровня касательного напряжения $\tau/\tau_{f, st}=0,25; 0,5$ и $0,75$.

Сопротивления сдвигу и сдвиговой ползучести бентонито-песчаной смеси определены для двух начальных состояний влажности $W_0=0,170$ и $0,293$, т.е. при соблюдении $W_0>W_p$; $W_0<W_p$ и при двух различных уплотнениях и сдвига. В каждом из указанных состояний начальной плотности-влажности сопротивления сдвигу определены как при предварительном уплотнении без замачивания, так и после водонасыщения под арретир.

Таблица 7

Результаты определение сопротивления свигу

W ₀ и условия испытания образцов		Стандартное сопротивление сдвигу $\tau/\tau_{f, st}$, МПа,						
		при P _z , МПа						
		0,025	0,10	0,25	0,30	0,40	0,45	0,65
W ₀ =0,150	Без замачив.	-	-	0,2081	-	-	0,26 7	0,34
	С замачив.	-	-	0,0628	-	-	0,14 3	0,30
W ₀ =0,315	Без замачив.	0,0528	(0,0795)	-	0,1004	0,1250	-	-
	С замачив.	0,0152	0,0503	-	0,1064	0,1266	-	-

Данные определения сопротивления сдвигу, а также параметров $\text{tg}\varphi$ и C испытанных образцов смеси приведены в табл. 8.

Таблица 8

Результаты определение сопротивления свигу

W _o	Испытание при влаж.	τ _{f, st} , МПа, при				tgφ	C, МПа
		σ _z , МПа					
		0,2	0,4	0,6	0,8		
0,170	W _o	-	0,335	0,257	0,413	0,194	0,252
	W _{sat}	-	0,202	0,252	0,295	0,233	0,110
0,292	W _o	0,108	0,1355	0,179	-	0,177	0,070
	W _{sat}	0,011	0,138	0,1675	-	0,152	0,0765

Как видно из таблицы 8, при уплотнении и сдвиге образцов бентонитопесчаной смеси с влажностью $W_0 < W_p$ в условиях сохранения начальной влажности W_0 и после водонасыщения под арретир $W_0 = W_{sat}$ их сопротивления сдвигу сильно отличаются друг от друга в силу адсорбционного понижения прочности при замачивании. В случае же, когда $W_0 = 0,292 > W_p = 0,260$ их сопротивления сдвигу совпадают.

Сдвиговая ползучесть определена при двух различных условиях уплотнения и сдвига образцов-близнецов: а) при постоянной начальной влажности $W = W_0$, т.е. без замачивания; б) после водонасыщения образцов под арретир $W_0 = W_{sat}$. В первом случае полная внешняя нагрузка P_z на образцы-близнецы была равна эффективному давлению σ_z , а во втором случае – $P_z = \sigma_z + \sigma_{sw}$. Во всех указанных четырех состояниях образцы-близнецы испытывали сдвиговую ползучесть под действием одного и того же эффективного уплотняющего давления $\sigma_z = 0,4$ МПа при трех различных по величине постоянных и возрастающих ступенях ($\tau/\tau_{f, st} = 0,25; 0,50$ и $0,75$) уровнях касательного напряжения. Результаты определения сдвиговой ползучести набухающего грунта в одиннадцати различных состояниях начальной плотности-влажности под действием различных нормальных напряжений режима уплотнения и замачивания образцов приведены на рис. 6. На рисунке 6 парными сплошными линиями показаны предельные кривые ползучести, характеризующие наибольшие и наименьшие значения сдвиговой ползучести, т.е. наибольший разброс опытных данных, определенных при одних и тех же значениях уровня касательного напряжения ($\tau/\tau_{f, st} = 0,25; 0,50$ и $0,75$). На рис. 6 видно, что при испытании образцов в одиннадцати различных состояниях, прочности которые отличаются друг от друга до шести раз, при равных уровнях касательного напряжения разброс их опытных данных не больше разброса данных при испытании одной серии образцов-близнецов. Это означает, что для получения уравнения состояния набухающего грунта при сдвиге (с учетом влияния различных факторов) достаточно иметь одно семейство экспериментальных кривых ползучести в его одном (произвольно выбранном) состоянии плотности-влажности при обязательном определении сопротивления сдвигу во всех интересующих нас состояниях плотности-

влажности, с учетом действия на него различных факторов (уплотняющего давления, режима замачивания и т.д.)

Для выражения меры ползучести можно, в частности, использовать следующее степенное соотношение:

$$\omega(t) = A \cdot t^m \quad (4)$$

а для функции уровня касательного напряжения:

$$f(\tau/\tau_{f,st}) = (\tau/\tau_{f,st})^n \quad (5)$$

где A , m , n – определяемые из опыта параметры. Следует особо отметить, что мера сдвиговой ползучести величина фиктивная. Она используется для определения деформации сдвиговой ползучести только при $\tau/\tau_{f,st} < 1$. Выполнена аппроксимация семейства экспериментальных кривых сдвиговой ползучести исследуемой грунтовой смеси при $W_0 = 0,150$ в условиях полного водонасыщения после приложения уплотняющего давления $P_z = 0,25$ МПа под действием трех вышеуказанных уровней постоянного касательного напряжения. За кривую единичного уровня касательного напряжения принята кривая, определенная при $\tau/\tau_{f,st} = 0,50$. Получено следующее выражение для меры сдвиговой ползучести:

$$\omega(t, W = 0,150, \tau/\tau_{f,st} = 0,50) = A \cdot t^m = 0,0099t^{0,174} \quad (6)$$

а для функции уровня касательного напряжения при $t = 9$ дней соотношение

$$f(\tau/\tau_{f,st}, W_0 = 0,15) = B_1 (\tau/\tau_{f,st})^n = 22,724 (\tau/\tau_{f,st})^{4,503} \quad (7)$$

удовлетворяющие условию $f(\tau/\tau_{f,st} = 0,5) = 1$.

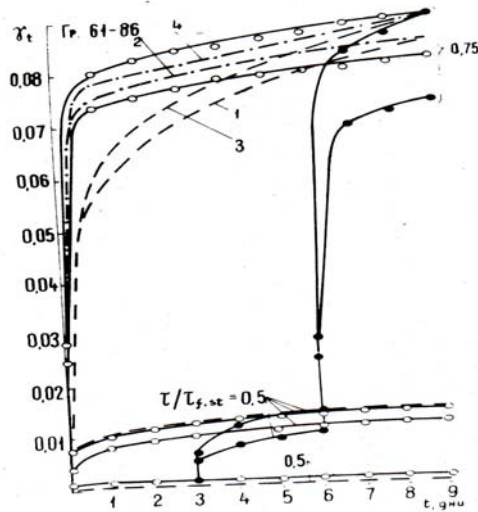


Рис.6 Сводный график сдвиговой ползучести бентонито-песчаной смеси 61-86(сплошные линии):1 аппроксимация экспериментальных кривых, определенных при $W=0.15$ без учета их неподобия; 2-то же самое при учете неподобия кривых

Кривые ползучести, построенные по выражению (6) с учетом (7) на рис. 6 показаны штриховыми линиями. Большое расхождение кривой при $\tau/\tau_{f,ст} = 0,75$, построенной по выражению (3), с экспериментальной кривой обусловлено неподобием кривых сдвиговой ползучести, т.е. зависимостью функции уровня касательного напряжения (7) от фактора времени t . Для учета неподобия экспериментальных кривых сдвиговой ползучести при их аппроксимации функция уровня касательного напряжения определена не только при $t=9$ дней, но и для других значений длительности испытания образцов-близнецов. Тогда выражение (7) записывается в следующем виде:

$$f(\tau/\tau_{f,ст}) = B_1(t)(\tau/\tau_{f,ст})^{n(t)} \quad (8)$$

где $B_1(t)$ и $n(t)$ – зависящие от длительности испытания образцов функции. На рис. 6 штрихпунктирной линией показана кривая, построенная по соотношению (5) с учетом (7,8). Как видно из рис.6, учет неподобия экспериментальных кривых сдвиговой ползучести существенно улучшает их аппроксимацию.

Закономерности изменения реологических свойств набухающих глин при замачивании При замачивании глинистых массивов вследствие набухания изменяется плотность-влажность грунтов, безусловно изменяются и параметры сопротивления сдвигу и их реологические свойства. Одним из расчетных реологических показателей при выполнении прогноза длительного деформирования является коэффициент вязкости глинистого грунта (η).

В данном разделе нами исследована зависимость между показателем сцепления водноколлоидальной природы (Σ_w) и коэффициентом вязкости, рассчитанным для периода установившейся ползучести (течения). Экспериментальные исследования сопротивления сдвигу и сдвиговой ползучести проводились на набухающих глинах, отобранных из тела земляной плотины Адуана (САР). Всего были испытаны две серии образцов-близнецов с различной плотностью-влажностью. Основные показатели водно-физических свойств этих грунтов приведены в табл.9. Перед испытанием сдвиговой ползучести грунтов были определены стандартные сопротивления сдвигу (табл.10). Испытания на сдвиговую ползучесть проводились для образца № 1 под уплотняющим давлением $\sigma=0,3$ МПа при трех постоянных значениях касательных напряжений: $\tau=0,0760$ МПа ($\tau/\tau_{ст}=0,661$); $\tau=0,0920$ МПа ($\tau/\tau_{ст}=0,800$); $\tau=0,1050$ МПа ($\tau/\tau_{ст}=0,910$); для образца №2 – при $\sigma=0,1$ МПа: $\tau=0,0402$ МПа ($\tau/\tau_{ст}=0,600$); $\tau=0,0489$ МПа ($\tau/\tau_{ст}=0,730$); $\tau=0,0590$ МПа ($\tau/\tau_{ст}=0,880$). Результаты испытаний – экспериментальные кривые сдвиговой ползучести для двух различных образцов, приведены рис.7 Анализ приведенных кривых показывает, что период неустановившейся ползучести кратковременен, и основная деформация грунтов определяется незатухающей установившейся ползучестью. По методу Эндрайде кривые ползучести представлены в виде затухающей и установившейся ползучести (течение). Согласно теории Н. Маслова процесс установившейся ползучести находит свое выражение при условии $\sigma \tan \varphi + \Sigma_w > \tau > \sigma \tan \varphi$. Из этого критерия

следует, что установившаяся ползучесть обусловлена мобилизацией Σ_w , которая обуславливает пластические свойства глинистых грунтов.

Таблица 9

Геотехнические показатели грунтов

№	Влажность, W_0	Плотность			Коэфф. пористости	Пределы Пластичности			Показатель консистенции I_L	Коэфф. водонасыщения, S_r	Давление набухания, σ_{sw} , МПа
		ρ , г/см ³	тв. частиц ρ_{ss} , г/см ³	скелета, ρ_d , г/см ³		Верхний W_L	Нижний W_P	Число I_P			
1	0,400	1,83	2,76	1,31	1,11	0,699	0,200	0,311	0,039	0,99	0,200
2	0,560	1,68	2,76	1,08	1,56	0,699	0,025	0,311	0,553	0,991	0,025

Таблица 10

Результаты испытаний стандартного сопротивления сдвигу

№ Образца	Сопротивление сдвигу, τ_{st} , Мпа, при			Показатели параметров сопр. сдвигу	
	уплотняющем давлении, σ , Мпа			tg φ	C, МПа
	0,05	0,1	0,3		
1	0,075	0,0805	0,1050	0,175	0,0625
	0,069	0,0785	0,120		
	0,070	0,080	0,120		
2	0,050	0,065	0,1225	0,270	0,04
	0,0538	0,0675	0,129		
	0,0567	0,0685	0,115		

Для описания процессов установившегося деформирования ползучести грунтов использованы показатели степени мобилизации сцепления водноколлоидальной природы

$$(\tau - \tau_{yp}) / \Sigma_w \quad (9)$$

с учетом теории Н. Маслова:

$$\gamma_{vt} = (\tau - \tau_{yp}) t / \Sigma_w \cdot \eta_v \quad (10)$$

или

$$\gamma_{vt} = (\tau - \tau_{yp}) t / \eta \quad (11)$$

где γ_{vt} – деформация установившейся ползучести, $\tau_{yp} = \sigma \operatorname{tg} \varphi$ – порог ползучести, η – коэффициент вязкости, t – время, η_v – относительный коэффициент вязкости, $(\tau - \tau_{yp}) / \Sigma_w$ – степень мобилизации сцепления водноколлоидальной природы, τ – касательное напряжение.

Коэффициент вязкости (η) и относительный коэффициент вязкости (η_v) определены из зависимостей

$$V_{vt} = f(\tau - \tau_{yp}) \quad (12)$$

и

$$V_{vt} = \Pi[(\tau - \tau_{yp}) / \Sigma_w] \quad (13) \text{ (табл. 11)}$$

Для образца № 1 получены

$$V_{vt} = 0.009523(\tau - 0.0468) \quad (14)$$

$$V_{vt} = 0.000521[(\tau - 0.0468) / 0.0625] \quad (15)$$

а для образца №2–

$$V_{vt} = 0.01262(\tau - 0.0240) \quad (16)$$

$$V_{vt} = 0.00052[(\tau - 0.0240) / 0.0400] \quad (17)$$

Для образцов №№ 1, 2 из зависимостей (14; 16) определены коэффициенты вязкостей и соответственно получены $\eta = 9.1 \cdot 10^6$ МПа.с.; $\eta = 6.8 \cdot 10^6$ МПа.с. Из условий (15) и (17) получены :

$$[(\tau - 0.0468) / 0.0625 V_{vt}] = 19719.4 \quad (18)$$

и

$$(\tau - 0.0240) / 0.04 V_{vt} = 1953.1 \quad (19)$$

Сопоставление значений $(\tau - \tau_{yp}) / \Sigma_w \cdot V_{vt}$ для образцов №№ 1, 2 показывает, что соотношение степени мобилизации водноколлоидального сцепления и их скоростей установившейся ползучести, независимо от физического состояния (плотности-влажности) грунта, практически постоянная величина. Так как $\eta = (\tau - \tau_{yp}) / V_{vt}$ то следует, что

$$\eta / \Sigma_w = \text{const} \quad (20)$$

т.е. отношение коэффициента вязкости и водноколлоидального сцепления для данного грунта независимо от его физического состояния (плотности-влажности) практически является постоянной величиной.

Таблица 11

№ образца	Скорость течения 1/день, V_{vt}	Степень мобилизации водноколлоидального сцепления	Касательные напряжения τ , МПа	Касательные напряжения, мобилиз. при установившейся ползучести $(\tau - \tau_{yp})$, МПа
1	0,00022	0,467	0,076	0,0292
	0,00036	0,723	0,0920	0,0452
	0,00046	0,931	0,1050	0,0582
2	0,00020	0,405	0,0402	0,0162
	0,00030	0,623	0,0489	0,0229
	0,00044	0,875	0,0590	0,0350

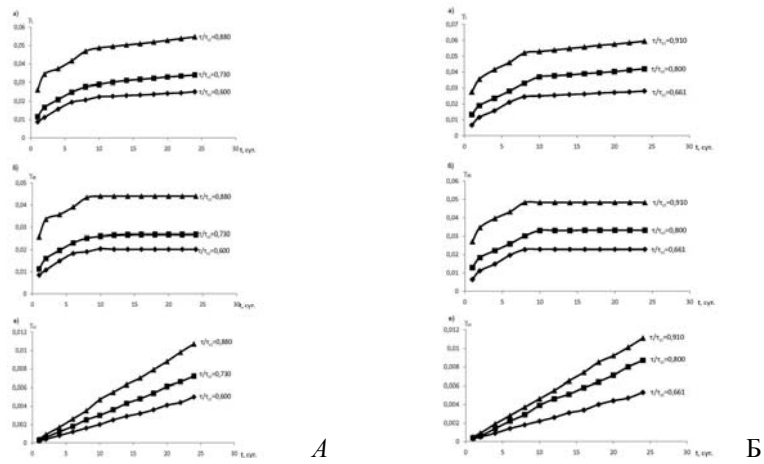


Рис.7 Семейство экспериментальных кривых сдвиговой ползучести (а), их представление в виде семейств кривых затухающей ползучести (б) течение с постоянной скоростью (в). при влажности А – $W=0.400$ - при $\sigma=0,3$ МПа, Б – $W=0.560$ $\sigma=0,1$ МПа.

Задачи определения скоростей смещения слоя набухающий грунтовой массы по наклонному напластованию с учетом набухания грунтов. Для иллюстрации практического использования полученных закономерностей на примере определения скоростей вязкой деформации набухающей грунтовой толщи, расположенной на неподвижной подстилающей поверхности, ранее была решена Н.Н.Масловым, без учета изменяемости прочностных и деформационных свойств грунта по глубине толщ. Известно, что проявление ползучести может иметь место при одновременном соблюдении следующих условий: $\tau > \sigma_z \tan \phi$ и $\tau < \sigma_z \tan \phi + \Sigma_w$. Указанная задача нами решена для случая сдвиговой деформации слоя глинистого грунта по наклонной поверхности в соответствии с законом течения ньютоновской вязкой жидкости:

$$\tau = \eta dV_y/dy \quad (21)$$

и вязкопластического течения Бингама

$$\tau - \tau_{lim} = \eta dV_y/dy \quad (22)$$

Нормальное и касательное напряжения от собственного веса толщ для горизонта (y) соответственно равны (см.рис.8):

$$\sigma = \rho g(H-y) \cos \alpha \quad (23)$$

$$\tau = \rho g(H-y) \sin \alpha \quad (24)$$

Для случая, когда физические и реологические свойства грунтов по высоте грунтовой толщ не изменяются (при уплотняющих давлениях $\sigma_{sw} < \sigma_z$) для скорости пластического течения получены следующие соотношения:

$$V_y = \rho g(Hy - y^2/2) \sin \alpha / \eta \quad (25)$$

Для решения задачи прогноза скоростей смещения слоя набухающей грунтовой массы использовались полученные нами закономерности изменения сопротивления сдвигу набухающих грунтов при замачивании в широких пределах изменяемости уплотняющих давлений. В пределах уплотняющих давлений $\sigma_{sw} > \sigma_z$ деформация набухания грунтов зависит от внешних давлений. Непосредственные контакты между глинистыми частицами носят опосредованный характер и исчезают, сцепление имеет вязкую водноколлоидальную природу, т.е. $\text{tg}\varphi=0$, $\Sigma_w=0$. В пределах изменяемости уплотняющих давлений $\sigma_{sw} > \sigma_z$ зависимость Σ_w от уплотняющих давлений:

$$\Sigma_w = \sigma \text{tg}\Psi \quad (26) \text{ (см. рис.2),}$$

где σ – уплотняющее давление; $\text{tg}\Psi$ – угловой коэффициент носить линейный характер.

Для решения задачи прогноза скоростей смещения слоя набухающей грунтовой массы с учетом набухания использовались полученные автором зависимости между показателем водноколлоидального сцепления и коэффициентом вязкости, рассчитанные для периода установившейся ползучести (течения): $\eta/\Sigma_w = k = \text{const}$. Так как набухание возможно при условии $\sigma_{sw} > \sigma_z$, процесс набухания возможен в интервале изменяемости у координата в пределах от $(H - \sigma_{sw})/\rho g$ до H ; в интервале изменяемости у координата от 0 до $(H - \sigma_{sw})/\rho g$ процесс набухания отсутствует (см. рис.2;8;)

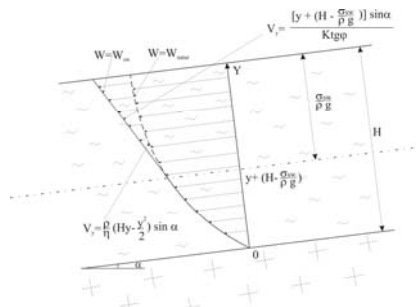


Рис.8 Расчетная схема по прогнозу смещения набухающих оползневых масс по подстилающей кровле коренных пород.

В интервале изменяемости у от $H - \sigma_{sw}/\rho g$ до H вследствие набухания изменяются как водноколлоидального сцепление, так и коэффициент вязкости. Для получения выражения (25) при условиях набухания одновременно с учетом полученных нами соотношений (20) и (26), а также условия

$$\rho g (H - y) \sin \alpha = \eta \, dV_y / dy \quad (27)$$

уравнение примет следующий вид:

$$\rho g [y + (H - \sigma_{sw}/\rho g)] \sin \alpha = k \rho g \text{tg}\Psi [y + (H - \sigma_{sw}/\rho g)] \, dV_y / d[y + (H - \sigma_{sw}/\rho g)] \quad (28)$$

Следовательно, для определения скорости смещения наклоненной толщи получено следующие уравнение:

$$V_y = [y + (H - \sigma_{sw}/\rho g)] \sin \alpha / k \text{tg}\Psi \quad (29)$$

В интервале изменяемости у от $(H - \sigma_{sw})/\rho g$ до H . вследствие набухания при переменности вязкости по глубине слоя грунта, расчетные скорости

деформации наклонной толщи значительно увеличиваются, с применением установленных нами простейших соотношений, вводит существенный корректив в расчет.

Влияние начальной плотности скелета и возраста на показатели ползучести цементогрунтов из набухающих глинистых грунтов при сжатии

Цементогрунты на связанных грунтах широко применяются в дорожном, а также аэродромном строительстве, но они имеют сравнительно невысокую прочность и морозоустойчивость, что значительно ограничивает область их применения. Усредненные геотехнические показатели суглинистых грунтов приведены в табл. 12. Для стабилизации исследованных набухающих суглинков были использованы портландцементы алитово-белитовой марки 400. Для выявления влияния начальной влажности на прочность цементогрунтов их испытания на сжатие проводились при: W_{opt} , $W_{opt}+2$; $W_{opt}-2\%$. После 7, 14, 28, 60-и суток хранения проводились испытания образцов на одноосное сжатие на гидравлическом прессе. Зависимости изменения прочности на сжатие цементогрунтовых смесей от времени, начальной влажности и плотности скелета приведены на рис. 9. В цементогрунтовых смесях гидратация и гидролиз портландцемента приводят к взаимному проникновению и срастанию продуктов гидролиза и формированию конденсационно-кристаллизационных типов структур. Для всех образцов цементогрунтов наиболее интенсивный рост прочности наблюдается в первые 7 суток, что определяется преобладанием в составе цемента трехкальциевых силикатов и беллита (C_2S), которые способствуют быстрому протеканию процессов гидратации и гидролиза.

Таблица 12

Естест. влажность, $W_{ест}$	Максим. молек. влагоемк., $W_{м.м.в.}$	Макс. гигроскопич. влажность, $W_{гг}$	Плотн. минер. частиц	Пределы пластичности			Оптимальная влажность W_{opt}	Макс. плотн. скелета	Колл. актив. K_p
				Верх. предел, W_L	Нижн. предел, W_p	Число пластичн. I_p			
8,0	0,53	0,06	2,68	0,333	0,219	0,114	0,210	1,68	0,411

Экспериментальными исследованиями установлено, что наибольшая прочность на одноосное сжатие получена при влажности $W_{opt}-2\%$. Стандартная прочность (28 суток) составляет 5,07 МПа. После 60-и суток твердения прочность на сжатие составляет 6,07 МПа.

С целью получения зависимости относительной деформации ползучести (ϵ) от времени при различных относительных сжимающих напряжениях ($\sigma/\sigma_{вр.сопр.сж.}$), применен метод испытания двух образцов. Один образец испытывается под действием некоторого постоянного, а второй – под действием ступенчато возрастающего во времени относительного сжимающего напряжения. Результаты испытания второго образца-близнеца

используются для определения зависимостей относительного сжимающего напряжения-деформации от ползучести и функции относительно сжимающих напряжений, а второй – для определения параметров меры ползучести.

Результаты экспериментальных исследований ползучести цементогрунтов приведены на рис.10. Испытания для различных возрастов цементогрунтов на сжатие различными относительно сжимающими напряжениями ($\sigma/\sigma_{вр.сопр.сж.} = 0,25; 0,50; 0,75$) показали, что с течением времени, вследствие старения уменьшается деформация ползучести из-за увеличения прочности цементогрунтов.

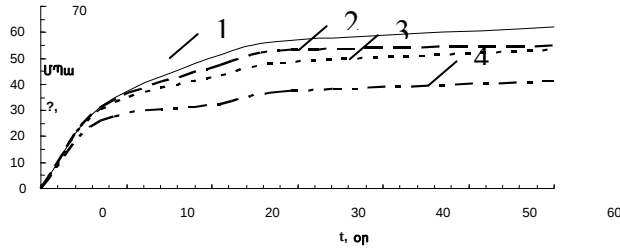


Рис. 9.
Зависимость прочности цементогрунтовых образцов от времени:
1) при влажн. $W_{орб}$
 $\rho_d = 1,65 \text{ г/см}^3$;

- 2) $W_{орб} + 2\%$, $\rho_d = 1,6 \text{ г/см}^3$;
3) $W_{орб} - 2\%$, $\rho_d = 1,55 \text{ г/см}^3$; 4) $W_{орб}$, $\rho_d = 1,5 \text{ г/см}^3$.

Установлено, что цементогрунты одинакового возраста, в условиях равных относительных сжимающих напряжений, независимо от начальной плотности скелета, для различных моментов времени имеют одинаковые относительные деформации ползучести (см.рис.10). На основании полученных данных можно определить параметры ползучести образцов цементогрунтов одинакового возраста с любой начальной плотностью скелета. С учетом изменения начальной плотности скелета и нелинейной деформации ползучести для аппроксимации экспериментальных кривых использовалась теория старения. Для $t=42$ дня при

$$\varepsilon(\sigma/\sigma_{вр.сопр.сж.}, t) = B(\sigma/\sigma_{вр.сопр.сж.})^m \quad (30)$$

Получено следующие соотношения:

$$(\sigma/\sigma_{вр.сопр.сж.}, t=42) = 0,0121(\sigma/\sigma_{вр.сопр.сж.})^{0,9802} \quad (31)$$

Функции относительных сжимающих напряжений получены из следующих соотношений:

$$f(\sigma/\sigma_{вр.сопр.сж.}) = 0,0121(\sigma/\sigma_{вр.сопр.сж.})^{0,9802} / \omega(t=42, \sigma/\sigma_{вр.сопр.сж.}=0,25) \quad (32)$$

Так как $\omega(t=42 \text{ дня}, \sigma/\sigma_{вр.сопр.сж.}=0,25) = 0,0031$, функция относительных сжимающих напряжений определяется из следующего выражения:

$$f(\sigma/\sigma_{вр.сопр.сж.}) = 3,9032(\sigma/\sigma_{вр.сопр.сж.})^{0,9802} \quad (33)$$

Для цементогрунтов возраста $t=14$ дней с плотностью скелета $\rho_d = 1,55 \text{ г/см}^3$ получены следующее обобщенное уравнение ползучести:

$$\varepsilon(\sigma/\sigma_{вр.сопр.сж.}, t) = 0,0121 \{ 1 - \exp(-0,2482t)(\sigma/\sigma_{вр.сопр.сж.})^{0,9802} \} \quad (34)$$

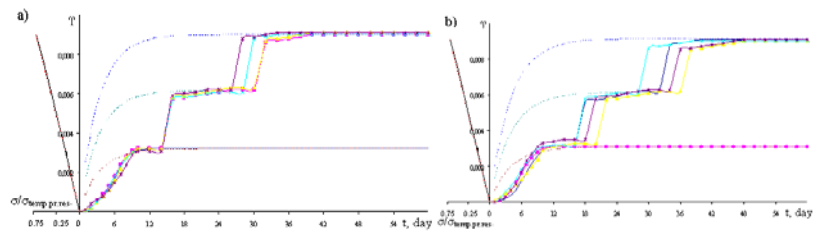


Рис.10 Семейство кривых ползучести цементогрунтов: а- возраст $t=7$ дней с плотностью скелета $\rho_d = 1,68; 1,60; 1,55; 1,50 \text{ г/см}^3$; б- возраст $t=14$ дней с плотностью скелета $\rho_d = 1,68; 1,60; 1,55; 1,50 \text{ г/см}^3$

Проведенные исследования позволили сделать следующие выводы:

1. При напряжениях, не превышающих стандартное сопротивление сдвигу, деформации сдвига набухающих глинистых грунтов протекают только в стадиях затухающей и установившейся ползучести, не переходя в стадию прогрессирующего течения. Сдвиговая ползучесть набухающих грунтов, независимо от их состояния плотности-влажности и условий испытания (уплотнение и сдвиг без замачивания, уплотнение и сдвиг после замачивания под арретир, замачивание после приложения уплотняющих давлений без арретирования), при равных уровнях касательного напряжения практически равная. Установлено, что для определения сдвиговой ползучести набухающего грунта с учетом влияния различных факторов достаточно из опыта определить одно семейство экспериментальных кривых сдвиговой ползучести и его сопротивляемость сдвигу.
2. Экспериментальными исследованиями установлены, что соотношение степени мобилизации водноколлоидального сцепления $(\tau - \tau_{yp} / \Sigma_w)$ и их соответствующих скоростей установившейся ползучести (V_{vt}) , независимо от физического состояния (плотности-влажности) грунта, соотношение $(\tau - \tau_{yp}) / V_{vt} \Sigma_w$ практически постоянная величина. Из этого следует, что отношение коэффициента вязкости (η) и водноколлоидального сцепления (Σ_w) для данного грунта, независимо от его физического состояния (плотности-влажности), практически является постоянной величиной $\eta / \Sigma_w = k = \text{const}$.
3. Сопротивление сдвигу и ползучесть набухающий глин обусловленных изменчивостью влажности и консистенции изменяются. Повышение вследствие набухания влажности, верхней зоны толщи вызывает разупрочнение и вязко-пластическое течение набухающих грунтов. Установлено, что скорости смещения верхней зоны наклоненной толщи набухающих глин в условиях замачивания по высоте изменяются линейным законом, определяются следующей формулой: $V_y = [y + (H - \sigma_{sw} / \rho g)] \sin \alpha / k \text{ tg} \Psi$.

4. Экспериментальными исследованиями установлено, что цементогрунты из набухающих грунтов одинакового возраста, в условиях равных относительных сжимающих напряжений ($\sigma/\sigma_{вр.сопр.сж.}$), независимо от начальной плотности скелета, для различных моментов времени имеют одинаковые относительные деформации ползучести.

Глава 5. Упрощенные методы определения прочностных и деформационных показателей набухающих грунтов

В случае, когда образцы обладают значительной неоднородностью, обычные стандартные методы определения геотехнических показателей (давление, деформации набухания, параметры сопротивления сдвигу и сдвиговой ползучести) не могут быть использованы, так как вырезка из одного монолита грунта образцов с близкими физико-механическими свойствами практически невозможна.

Метод определения характеристик набухания глинистых грунтов

По сравнению с известным способом, нагружения и замачивания образца в компрессионном приборе с последующим построением кривых уплотнения и набухания под действием различных по величине нормальных напряжений, в предложенном методе предварительно замачивается образец под арретир и определяют величину давления свободного набухания $\sigma_{sw,0}$. Затем его обжимают ступенчато возрастающей нагрузкой $\sigma = P - \sigma_{sw,0}$, превышающей величину давления свободного набухания, а после стабилизации деформации уплотнения проводят ступенчатую разгрузку. На рис.11 приведены кривые уплотнения (1,3,4) и разуплотнения (набухания) под нагрузками (2, 5) грунта (рассматриваемого в примере 1), соответственно определенные по методу ГОСТ-у и по предложенному способу. Кривая 4 является сдвинутой влево на величину $\sigma_{sw,0}$ от кривой уплотнения 3. Знак (+) означает уплотнение, а знак (–) – разуплотнение (набухание) образца по отношению к начальному состоянию нулевой деформации; $\sigma_{sw,st}$ – давление набухания, определяемое по ГОСТ -у, σ_{sw} – давление набухания, определенное по предложенному методу.

Способ определения характеристик набухания грунтов, отличается тем, что с целью повышения точности и сокращения количества испытываемых образцов, предварительно замачивают один образец под арретир и устанавливают величину давления набухания, затем нагружают нагрузкой, превышающей значение давления набухания и проводят его ступенчатую разгрузку.

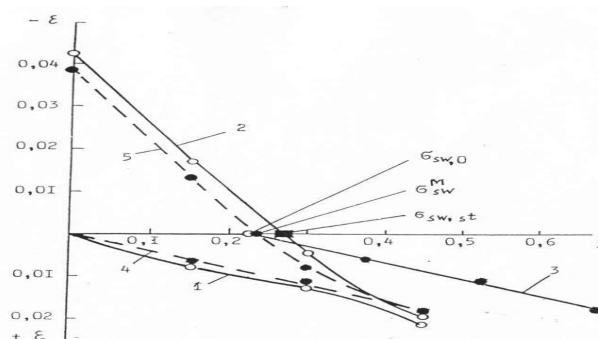


Рис. 11 Кривые: 1 – уплотнение грунтов, 2 – набухание, определенное по ГОСТ 24142-80, 3 и 4 – уплотнение грунта после замачивания под арретир и разгрузки, 5 – определение по методу испытания одного образца.

Предложенный способ испытания одного образца вполне применима для определения характеристик набухания глинистых грунтов.

Определение параметров сопротивления сдвигу набухающих глинистых грунтов методом одного образца

Для решения рассматриваемой задачи предлагается воспользоваться методом повторного (многократного) испытания образцов под действием ступеней разгрузки по величине уплотняющих нормальных давлений. При определении стандартного сопротивления сдвигу набухающих грунтов, при больших деформациях сдвига, имеет место практически полное исключение влияния жесткого структурного сцепления на показатели прочности грунта. Материалом для исследования послужили образцы глин, отобранные из ядра плотины Адуана (САР), бентонитовых глин Саригюхского месторождения и миоценовых глин Эребунийского района. Отобранные образцы отдельно и попарно (в общем числе шесть образцов-близнецов) были испытаны при естественной влажности при уплотняющем давлении соответственно 0,1; 0,2; 0,3 МПа. Второй режим испытания, осуществлен в условиях водонасыщения, двух образцах на приборе кручение М-5, предварительно методом компенсации деформации набухания, определены давления набухания ($\sigma_{sw,0}$).

Таблица 13

Результаты сдвиговых испытаний

Объект исследования	σ_z	$\tau_{f,st}$	$\sigma_{sw,0}$	$\sigma_{sw,0} + \sigma_z$	$\tau_{f,st,sw} + \sigma_z$	$\tau_{f,st} / \tau_{f,st,sw} + \sigma_z$
Глины плотины Адуана	0,3	0,140	0,25	0,25+0,3	0,135	0,964
	0,3	0,130		0,25+0,3	0,130	1,00
	0,2	0,110		0,25+0,2	0,115	0,957
	0,2	0,105		0,25+0,2	0,100	0,952
	0,1	0,075		0,25+0,1	0,070	0,933
	0,1	0,085		0,25+0,1	0,080	0,941
	-	-		0,25	0,0750	-
	-	-		0,25	0,0775	-

	-	-		0,15	0,035	-
	-	-		0,15	0,035	-
	-	-		0,05	0,0070	-
	-	-		0,05	0,0080	-
Саригюхские бентонитовые глины	0,3	0,125	0,35	0,35+0,3	0,130	0,961
	0,3	0,125		0,35+0,3	0,120	0,960
	0,2	0,100		0,35+0,2	0,095	0,950
	0,2	0,115		0,35+0,2	0,105	0,913
	0,1	0,075		0,35+0,1	0,08	0,938
	0,1	0,08		0,35+0,1	0,08	1,00
	-	-		0,35	0,060	-
	-	-		0,35	0,065	-
	-	-		0,25	0,040	-
	-	-		0,25	0,0425	-
	-	-		0,15	0,0025	-
	-	-		0,15	0,002	-
Эребунийские миоценовые глины	0,3	0,150	0,20	0,2+0,3	0,145	0,967
	0,3	0,145		0,2+0,3	0,160	0,906
	0,2	0,120		0,2+0,2	0,110	0,917
	0,2	0,130		0,2+0,2	0,125	0,961
	0,1	0,085		0,2+0,1	0,0775	0,912
	0,1	0,090		0,2+0,1	0,085	0,944
	-	-		0,2	0,065	-
	-	-		0,20	0,060	-
	-	-		0,10	0,035	-
	-	-		0,10	0,0275	-
	-	-		0,05	0,0175	-
	-	-		0,05	0,020	-

Затем дополнительно загружены до определенного максимального уплотняющего давления $P = \sigma_{sw,0} + \sigma_{z,max}$. После стабилизации деформации уплотнения осуществлены сдвиговые испытания. После первого испытания образцов разгрузением ступенями уплотняющую нагрузку доведены до заданного значения: $\sigma_{zn} < \sigma_{z5} < \sigma_{sw,0} + \sigma_{z4} < \sigma_{sw,0} + \sigma_{z3} < \sigma_{sw,0} + \sigma_{z2} < \sigma_{sw,0} + \sigma_{z1} < \sigma_{sw,0} + \sigma_{z,max}$. Результаты испытания сопротивления сдвигу стандартным методом ($\tau_{f,st}$) и двухкратным определением ($\tau_{f,st,sw+\sigma z}$) под действием одних и тех же нормальных уплотняющих давлений (σ_z), а также соотношения $\tau_{f,st}/\tau_{f,st,sw+\sigma z}$ приведены в таблице 13.

Как видно из таблицы 13, соотношения сопротивления сдвигу при естественной влажности и при повторном испытании для грунтов плотины Адуана колеблется от 0,933 до 1,0; для Саригюхских бентонитовых глин – от 0,913 до 1,0; для миоценовых глин – от 0,906 до 0,967. Приведенные результаты показывают, что для определения параметров остаточного сопротивления сдвигу набухающих грунтов можно воспользоваться методом многократного испытания одного образца.

Методика определения параметров сдвиговой ползучести по одной экспериментальной кривой, полученной при ступенчатом росте касательного напряжения (уровня касательного напряжения) Суть выполненных исследований заключается в том, что на ступенях экспериментальной кривой сдвиговой ползучести выделяются участки деформированных с постоянной скоростью для различных значений τ или $\tau/\tau_{f,ст}$. Используя эти данные строится семейство кривых деформации ползучести сдвига постоянной скорости-время ($Y_{vt}-t$) и кривая зависимости $Y_{vt}-\tau$ или $Y_{vt}-\tau/\tau_{f,ст}$. Известными методами определяются порог ползучести и коэффициент вязкости η . По разности деформации основной, экспериментальной кривой и деформаций сдвиговой ползучести с постоянной скоростью строится кривая затухающей ползучести при ступенчатом росте касательного напряжения τ (или $\tau/\tau_{f,ст}$), что позволяет определить мера затухающей сдвиговой ползучести $\omega_d(t)$, функция касательного напряжения $f(\tau)$ или уровня касательного напряжения $f(\tau/\tau_{f,ст})$. Выражение деформации сдвиговой ползучести записывается в виде:

$$Y(t) = Y_{dt} + Y_{vt} = \omega_d(t) \cdot f(\tau) + (\tau - \tau_{yp}) \cdot t / \eta \quad (35)$$

где первые члены правых частей соотношения (35) представляют собой затухающую ползучесть, а вторые члены – деформации течения с постоянной скоростью. Предложенная методика, позволяет определить параметры как затухающей ползучести деформации сдвига, так и течения с постоянной скоростью. Она проверена испытанием двух набухающих грунтов природного сложения, отобранных из Агарцинского оползневого массива железнодорожной линии Иджеван–Раздан, в одном их начальном состоянии плотности-влажности под действием $P_z = 0,3 \text{ МПа}$ и при трех ступенях уровня касательного напряжения $\tau/\tau_{f,ст} = 0,25; 0,50$ и $0,75$.

Глава 6. Противодеформационные мероприятия, рекомендуемые против набухания на земляных (гидротехнических) сооружениях.

Задача проводимых исследований заключалась в том, чтобы выявить основные закономерности изменения свойств набухающих грунтов при замачивании для обоснованного проектирования оснований и фундаментов промышленных и гражданских сооружений. Действующими нормами на проектирование земляных сооружений устанавливается, что применение глинистых грунтов как стройматериалов должно быть ограничено вследствие того, что их состояние и свойства могут существенно изменяться под воздействием замачивания. Однако эти указания касаются жирных глин, использование которых как стройматериала недопустимо. На основе обобщения данных по большому количеству деформирующихся участков земляных плотин на территории Сирийского Арабского Республики (САР) установлено, что подавляющее большинство деформаций относится к участкам, где грунт представлен набухающими глинами (плотины Баб-Аль-Хадида, Гадыр-Аль-Бустана, Адуана и т.д.).

Для устранения процесса набухания в земляных (гидротехнических) сооружениях применяются различные противодеформационные

мероприятия, которые автором подразделены на два типа: активные (конструктивные) и пассивные (искусственные стабилизации грунтов). Активные противодеформационные мероприятия направлены на прекращение или ослабление деформации набухания при воздействии на грунты балласта, а пассивные – путем искусственной стабилизации грунтовыми добавками.

6.1 Особенности изменения плотности-влажности глинистых грунтов вследствие набухания верхового откоса в теле плотины Баб-Аль-Хадида (САР)

В отличие от промышленного и гражданского строительства, где влияние на грунт климатических факторов и замачивания сводится к минимуму благодаря заглублению фундаментов, грунты в гидротехническом строительстве находятся под непосредственным воздействием этих факторов. На верхних частях верховых откосов плотины увлажнение грунтов происходит при низкой пригрузке, т.е. в условиях почти свободного набухания. Процесс набухания приводит к увеличению влажности и уменьшению плотности скелета грунта, которые в свою очередь приводят к уменьшению сопротивления сдвигу. Объектом исследования по установлению закономерностей изменения влажности и плотности грунтов с глубиной вследствие набухания является плотина Баб-Аль-Хадида (САР). Для исследования изменения влажности-плотности грунтов на верховом откосе тела плотины из различных глубин стенок шурфов и скважин были отобраны образцы. Результаты лабораторных определений влажности, плотности скелета образцов приведены на рис 12, где показаны диаграммы изменения влажности, плотности скелета грунта с глубиной.

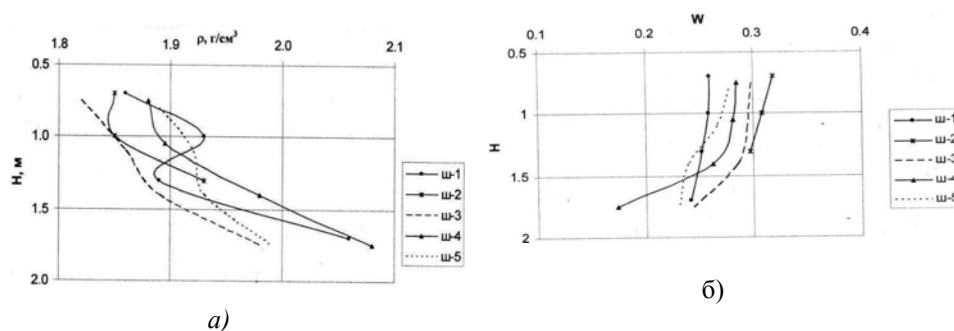


Рис.12. а) Изменение плотности скелета грунта с глубиной. б) изменение влажности с глубиной;

Анализ диаграмм показывает, что существенное влияние на набухание оказывает на плотностные характеристики глинистых грунтов в верхнем бьефе плотины (до глубины 3,5–4,0), практически все образцы не удовлетворяют условию: $\rho_d/\rho_{d,max} > 0,95$.

Исследование закономерностей набухания глинистых грунтов верхнего откоса тела плотины Баб-Аль-Хадида Задача заключалась в исследовании влияния уплотняющих давлений на деформации набухания. В

лабораторных условиях на компрессионном приборе методом компенсации деформации набухания определены давления набухания. величина которых колеблется от 0,75 до 4,8 кг/см³. Так-как грунты при оптимальной влажности и максимальной плотности скелета грунта являются сильно набухающими, то исследовании зависимости деформации набухания от уплотняющих давлений опыты проводились на одном образце. Сначала методом компенсации деформации набухания определены давления набухания. Затем для определения деформации набухания при различных давлениях осуществлены разгрузки по ступеням. Получена, что зависимость деформации набухания от уплотняющих давлений носит криволинейный характер. Они были аппроксимированы в следующем виде (Е.А.Сорочан):

$$\delta_{sw} = \delta_{sw}^0 (1 - \sigma / \sigma_{sw})^k \quad (36)$$

где δ_{sw}^0 – деформация набухания при $\sigma=0$; σ_{sw} – давление набухания; k – показатель, характеризующий нелинейную деформируемость грунта при набухании разгрузки по ступеням.

Из кривых видно, что наиболее резко набухание уменьшается при возрастании давления от 0,1 до 0,12 МПа (см.рис.13). По мнению Е.А. Сорочана, резкое снижение деформации набухания в интервале внешних нагрузок от 0 до 0,15 МПа обусловлено деформацией слабосвязанной воды, образующей периферийные слои гидратной оболочки вокруг глинистых частиц грунта. Используя установленные закономерности, при реконструкции верхового откоса тела плотины Баб-Аль-Хадида, для предотвращения набухания грунтов как материал балласта использован дренирующий материал, подавив его соответственным весом. Так как, по сравнению с давлением набухания, набухание существенно подавляется относительно небольшими нагрузками, давление от веса подушки не обязательно должно быть равно полному давлению набухания, а может составлять лишь относительно небольшую его часть. Так, для верхнего откоса тела плотины Баб-Аль-Хадида давление набухания составляет 0,3 МПа. Согласно расчетам, для подавления набухания достаточна нагрузка 0,1 МПа и при применении дренирующего слоя плотностью 2,0 г/см³ мощность накладной подушки составит до 4,5–5,0 м (см.рис.14), это снизит величину деформации набухания в глине на 70–80%

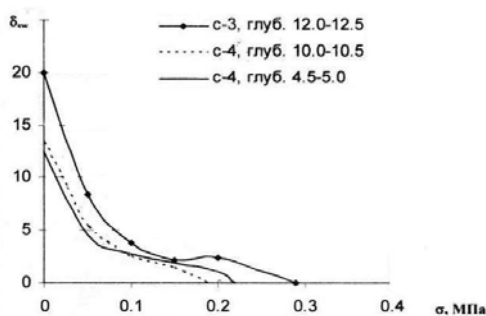


Рис.13 Кривые зависимости деформации набухания от внешнего давления.

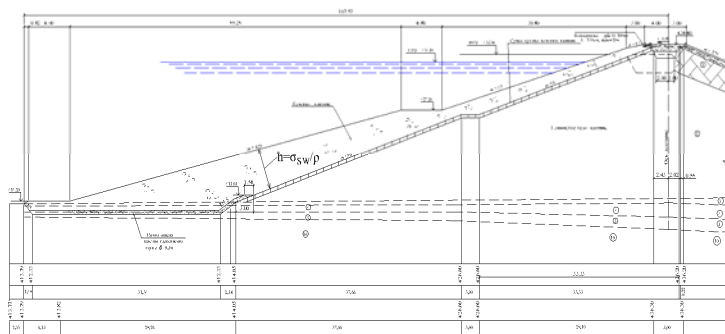


Рис 14 Схема реконструкции плотины Баб-Аль-Хадида для предотвращения набухания грунтов

Стабилизация набухающих глин применением известковых, шлаковых и туфовых порошков Благодаря высокой дисперсности и микропористости набухающие глинистые грунты имеют низкий коэффициент фильтрации, однако склонность к набуханию не позволяет использовать их в качестве строительного материала при возведении сооружений. Эта проблема существует в Армении и САР, где глинистые грунты в основном набухающие. В этой связи для получения оптимальных смесей предлагается использовать “нетрадиционные” грунтовые материалы: отходы промышленных предприятий месторождений – туфовый порошок, шлаковую пыль и известкистую пудру. Нами в качестве материала для создания противофильтрационных экранов и улучшения водопроницаемости грунтов рекомендуется создание смесей бентонитовых (красноватых) глин с добавками (туфовыми, шлаковыми, известковыми порошками) оптимального состава.

Подбор состава противофильтрационных грунтовых смесей из бентонитовых (красноватых) глин и грунтовых известковых порошков Наши исследования были направлены по определению оптимального количества известкового порошка при котором практически прекращается процесс набухания смеси. Другое важное условие оптимальная смесь должна иметь коэффициент фильтрации меньше 0,01 м/сут. Зависимости давления набухания испытанных смесей от процентного содержания порошка известняка достаточно хорошо аппроксимируются экспоненциальной функцией:

$$\sigma_{sw} = A \cdot \exp(-\Delta m_{CaCO_3}) \quad (37)$$

где A , Δ – коэффициенты; σ_{sw} – давление набухания; m_{CaCO_3} – процентное содержание известковой пыли.

Для бентонито-известковой смеси установлена зависимость

$$\sigma_{sw} = 6,3 \cdot e^{-0,150 m_{CaCO_3}} \quad (38)$$

а для миоценовой глинисто-известковой смеси –

$$\sigma_{sw} = 2,5 \cdot e^{-0,170mCaCO_3} \quad (39)$$

Были определены также коэффициенты фильтрации (K_f). По показателям K_f оптимальные смеси полностью удовлетворяют строительным нормами и правилам для их использования в земляных сооружениях в качестве противofiltrационного материала. Определены также K_f чистых бентонитовых и миоценовых глин. Несмотря на то, что в проведенных испытаниях процесс водопоглощения протекал в условиях постоянной плотности скелета глин, сложные физико-химические процессы приводят к существенному снижению их проницаемости и K_f . Чтобы исключить набухание фильтрационные испытания проводились с применением неполярной жидкости – керосина. Коэффициент проницаемости определяется следующей формулой:

$$K_p = K_f \eta / \gamma \quad (40)$$

где η – вязкость; γ – удельный вес. Результаты определения коэффициентов проницаемости и фильтрации для двух различных набухающих глинистых грунтов приведены в табл. 14. Видно что, водонасыщение в условиях отсутствия набухаемости бентонитовых глин приводит к снижению проницаемости в 717 раз, для миоценовых глин оно составляет в 152 раза. Такая большая разница обусловлена высокой степенью дисперсности монтмориллонитовых глин и особенностью структуры минерала монтмориллонит.

Таблица 14

Показатели водных свойств грунтов

Название грунта	Удельн. вес воды, кН/м ³	Удельный вес керосина, кН/м ³	Динам. вязкость воды, кН·с/м ²	Динам. вязкость керосина, кН·с/м ²	Коэф. фильт., опред. с водой, м/с	Коэф. фильт. опред. с керосином, м/с	Коэф. прониц., опред. с водой	Коэф. прониц.	Соотношение
Бентонит. глина	10,0	8,5	$1,01 \cdot 10^{-6}$	$1,85 \cdot 10^{-6}$	$2,4 \cdot 10^{-10}$	$7,9 \cdot 10^{-8}$	$2,4 \cdot 10^{-17}$	$1,72 \cdot 10^{-14}$	717
Краснов. Эребун. глина	10,0	8,5	$1,01 \cdot 10^{-6}$	$1,85 \cdot 10^{-6}$	$1,1 \cdot 10^{-8}$	$9,2 \cdot 10^{-7}$	$1,1 \cdot 10^{-15}$	$2,0 \cdot 10^{-13}$	182

6.5. Подбор состава противofiltrационных грунтовых смесей из бентонитовых (красноватых) глин и грунтовых шлаковых и туфовых порошков В качестве глинистой составляющей в оптимальной смеси

выбраны бентонитовые глины Саригюхского месторождения и миоценовые красноватые глины Эребунийского района. Для стабилизации набухающих грунтов выбраны Аштаракский вулканический шлак и туфовый порошок, являющийся эксплуатационным отходом Агаракского месторождения туфа. Для получения оптимальной смеси подготовлены десятки образцов. Экспериментальными исследованиями установлено, что увеличение содержания вулканического шлака или туфового порошка приводит к существенному снижению давления набухания. При этом начиная с содержания 50–70% эти смеси становятся ненабухающими. Оптимальные смеси по величинам коэффициента фильтрации удовлетворяют требованиям применения в земляных сооружениях, как противофильтрационные элементы. При этом важное значение имеет их усадочные свойства так-как образовании усадочных трещин уменьшается их сопротивление сдвигу и увеличивается коэффициент фильтрации. С этой целью для отбора оптимального состава вышеуказанных смесей в условиях максимаально уплотненного состояния определена величина объемной усадки по формуле Денисова

$$i=[1-(d^{ест}/d^{усад})] \times 100 \quad (41)$$

Получены, что при оптимальном составе и в максимально уплотненном состоянии смеси при высыхании имеют заниженные объемные усадки.

Таблица 15

Результаты определения коэффициента фильтрации

Оптимальные смеси из бентонитов		Оптимальные смеси из красноватой глины	
Вулканический шлак 70%	$7,5 \cdot 10^{-7}$ см/с	Вулканический шлак 70%	$4,6 \cdot 10^{-5}$ см/с
Туфовый порошок 70%	$6,8 \cdot 10^{-7}$ см/с	Туфовый порошок 70%	$5,2 \cdot 10^{-5}$ см/с

Исследование сопротивления сдвигу и сдвиговой ползучести оптимальных смесей Для выявления влияния содержания туфового порошка на параметры сопротивления сдвигу и сдвиговой ползучести оптимальных смесей, полученных из бентонита-туфового порошка исследованы прочностные и ползучие свойства оптимальных смесей и бентонита. Образцы на сопротивление сдвигу испытаны в водонасыщенном состоянии при уплотняющих давлениях 0,1;0,2;0,3МПа. Результаты определения сопротивление сдвигу для смеси бентонит(30%)-туфового порошка(70%) и бентонитового грунта при максимально уплотненном состоянии показывают, что наличие туфового порошка приводит к существенному изменению показателей сопротивления сдвигу. У оптимальных смесей наблюдается увеличение коэффициента внутреннего трения, одновременно водноколлоидальные сцепление уменьшаются, что

имеет практическое значение при использовании оптимальной смеси в строительстве гидротехнических сооружений.

На основании обобщения результатов исследований набухающих грунтов в лабораторных и полевых условиях позволили:

- Впервые научно обосновать возможность использования набухающих грунтов в качестве строительного материала для земляных сооружений.
- Разработать методику расчета толщины пригрузочного слоя на верховом откосе плотины.

ОСНОВНЫЕ ВЫВОДЫ И РЕКОМЕНДАЦИЙ

1. Впервые для территории Республики Армении выполнена типизация набухающих глин в зависимости от условий их образования и минералогического состава, что служить основой оценки и прогноза изменения их свойств.
2. Доказано, что набухающие глинистые грунты обладают ярко выраженной изменчивостью сопротивления сдвигу, обусловленной начальной плотностью-влажностью, режима уплотнения, замачивания и сдвиговой ползучести.
3. Установлено, что замачивание набухающего грунта с влажностью $W_{\text{натур}} > W_p$, практически не влияет на его сопротивления сдвигу. В случае $W_{\text{натур}} < W_p$ замачивание приводит к существенному снижению ее сопротивляемости сдвигу. Для этих грунтов с природной влажностью $W_{\text{натур}} > W_p$ сопротивления сдвигу можно определить уплотнением и сдвигом образцов после замачивания под арретир.
4. Установлено, что при $W_{\text{натур}} > W_p$ и $\sigma_z > \sigma_{\text{sw},0}$ (σ_z –уплотняющее давление; $\sigma_{\text{sw},0}$ – давление свободного набухания) сопротивления сдвигу набухающего грунта природной влажности и замоченного после приложения уплотняющих давлений σ_z практически равны. При $W_{\text{натур}} > W_p$ и $\sigma_z < \sigma_{\text{sw},0}$ замачивание набухающего грунта приводит к его разуплотнению (набуханию) и резкому снижению сопротивляемости сдвигу.
5. Установлено, что снижение сопротивления сдвигу набухающего грунта с $W_{\text{натур}} < W_p$ и $\sigma_z > \sigma_{\text{sw},0}$, вследствие замачивания обусловлено уменьшением структурной прочности грунта (Эффект Ребиндера).
6. Показано, что диаграмма сопротивления сдвигу замоченного набухающего грунта с $W_{\text{натур}} > W_p$ при $\sigma_z > \sigma_{\text{sw},0}$, и $\sigma_z < \sigma_{\text{sw},0}$, имеет вид ломаной линии. Точка перелома графика соответствует $\sigma_z = \sigma_{\text{sw}}$. При $W_{\text{натур}} < W_p$ и $\sigma_z > \sigma_{\text{sw},0}$, и $\sigma_z < \sigma_{\text{sw},0}$, диаграмма сопротивления сдвигу

- имеет вид прямых с различными значениями параметров $\text{tg}\varphi$ и C . При изменении уплотняющих давлений в интервале $\sigma_z < \sigma_{\text{sw},0}$ образцы обладают различной плотностью скелета. Следовательно определяемые из соотношения $\tau_{f,st} = f(\sigma_z < \sigma_{\text{sw},0})$ параметры сопротивления сдвигу $\text{tg}\varphi$ и C нельзя считать действительными.
7. Впервые установлено, что увеличение влажности и коэффициента водонасыщения имеет двоякое влияние на скорость распространения упругих продольных волн в глинах:
 - а) При увеличении влажности от максимально-гигроскопической до влажности максимальной молекулярной влагоемкости и при постоянном коэффициенте пористости установлено снижение скорости распространения упругих продольных волн.
 - б). При влажности выше максимальной молекулярной влагоемкости рост последней обусловлена образованием осмотической пленочной воды и наблюдается рост скорости распространения упругих продольных волн.
 - в) При сейсмическом микрорайонировании территории распространения высокодисперсных набухающих глинистых грунтов необходимо учесть фактор начальной влажности.
 8. Недоучет роли трещиноватости набухающих глинистых грунтов приводит к значительному завышению расчетных показателей сопротивления сдвигу, неправильной оценке устойчивости склонов и откосов. (масштабный эффект). В связи с этим при расчете устойчивости откосов и склонов результаты сдвиговых испытаний образцов, нельзя принять для массивного глинистого грунта. Рекомендуется определить параметры сопротивления сдвигу испытанием образцов на одноплоскостном срезном приборе методом повторных сдвигов смоченной поверхности.
 9. При напряжениях, не превышающих стандартное сопротивление сдвигу, деформации сдвига грунтов протекают в стадиях затухающей и установившейся ползучести, не переходя в прогрессирующее течение. Сдвиговая ползучесть набухающих грунтов, независимо от их состояния плотности-влажности и условий испытания, при равных уровнях касательного напряжения практически равны.
 10. Установлено, что для определения сдвиговой ползучести набухающего грунта достаточно из опыта определить одно семейство экспериментальных кривых сдвиговой ползучести и его сопротивляемость сдвигу.
 11. Установлено, что соотношение степени мобилизации водноколлоидального сцепления и скоростей установившейся ползучести, практически постоянная величина. Из этого следует, что $\eta/\Sigma_w = k = \text{const.}$ практически является постоянной величиной.
 12. Установлено, что скорости смещения верхней зоны наклонной толщи набухающих глин в условиях замачивания по высоте изменяется линейным законом и определяется следующей формулой:

$$V_y = [y + (H - \sigma_{sw} / \rho g)] \sin \alpha / k \operatorname{tg} \Psi.$$

13. Установлено, что цементогрунты из набухающих грунтов одинакового возраста, в условиях равных относительных сжимающих напряжений ($\sigma / \sigma_{\text{вр.сопр.сж.}}$), независимо от начальной плотности скелета деформации ползучести равны.
14. Предлагается для сильно неоднородных набухающих грунтов:
 - а) определение показателей набухания осуществлять на одном образце.
 - б) параметры остаточного сопротивления сдвигу набухающих глинистых грунтов определить методом разгрузки для одного образца.
 - в) одной экспериментальной кривой сдвиговой ползучести определить параметры ползучести.
15. Впервые научно обоснована возможность использования набухающих грунтов в качестве строительного материала для земляных сооружений.
 - Разработана методика расчета толщины пригрузочного слоя на верховом откосе плотины.
 - Установлены закономерности изменения деформации набухания.
 - Для подавления балласта внешнее уплотняющее давление принять равным: $P_z = 0,3 \cdot \sigma_{sw}$, где толщина балласта определяется $h = 0,3 \cdot \sigma_{sw} / \rho$ (где ρ – плотность грунта).
16. Показано, что при использования набухающих глин в строительстве:
 - а) в качестве стабилизатора, рекомендуется использовать производственные отходы месторождений стройматериалов (известковый, шлаковый, туфовый порошки).
 - б) усадочные деформации резко уменьшаются при высыхании оптимальной смеси
 - в) оптимальные смеси набухающих грунтов с известковыми, шлаковыми, туфовыми добавками имеют более высокий коэффициент внутреннего трения и порога ползучести.

Основные положения диссертации опубликованы в следующих работах:

1. Месчан С.Р., Айроян С.Г. Влияние начального состояния на сопротивление сдвигу набухающего бентонитового грунта // ДАН АрмССР, -1987, том 84, №3,
2. Месчан С.Р., Айроян С.Г. Сдвиговая ползучесть набухающей бентонитовой глины, уплотненной и испытанной на сдвиг при переменной влажности и после водонасыщения под арретир // ДАН АрмССР. - / 1987, том 85, с. 30-34.
3. Месчан С.Р., Айроян С.Г. Сопротивление сдвигу набухающих грунтов, уплотненных при природной влажности и после водонасыщения // Основания, фундаменты и механика грунтов. - 1987, №4. с. 19-21.

4. Месчян С.Р., Айроян С.Г. Прочность и закономерность ползучести набухающей грунтовой смеси при сдвиге // Изв. АН АрмССР, Серия науки о Земле. - 1987, том 40, №4, с. 76-78.
5. Месчян С.Р., Айроян С.Г. Сопротивление сдвигу набухающего грунта при изменении нормального напряжения и начальной влажности. // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1988, № 5. с. 24-26
6. Месчян С.Р., Айроян С.Г. Сдвиговая ползучесть набухающих грунтов // Основания, Фундаменты и механика грунтов - 1989, № 4. - С. 20-22.
7. Ս.Ռ.Մեսչյան, Ս.Հ.Հայրոյան Ն.Գ.Հախնազարով Հայաստանի ստանդարտ ՀՍ 178-99; Գրունտներ (գետնահողեր): Ոլորման միջոցով ամրության բնորոշիչների լաբորատոր որոշման եղանակներ Հայաստանի Հանրապետություն, 1999 թ. 30.03.18
8. Айроян С.Г. Определение параметров сдвиговой ползучести глинистых грунтов методом одной экспериментальной кривой Известия НАН РА Науки о Земле 1993, Том 46, N2 с.56-59
9. Месчян С.Р.; Айроян С.Г. Упрощенный метод определения характеристик набухания глинистых грунтов Известия НАН Армении Механика. 1995, N1 с.73-81
10. Месчян С.Р. Айроян С.Г. Метод определения характеристик набухания глинистых грунтов Основания, фундаменты и механика грунтов, 1995, N3 с.2-4
11. Айроян С.Г. Упрощенный метод определения остаточного сопротивления сдвигу глинистых грунтов по обратной ветви компрессионной кривой Известия НАН РА Науки о земле 2001, Том LIV, N1 с.53-54
12. Ս.Հ.Հայրոյան Խոնավության ազդեցությունը կավերի սահքի դիմադրության և նրանցում առաձգական երկայնական ալիքի տարածման արագության վրա ՀՀ ԳԱԱ հիմնադրման 60 ամյակին նվիրված «ԳԻՏԱԿԱՆ ԱՇԽԱՏՈՒԹՅՈՒՆՆԵՐԻ ԺՈՂՈՎԱԾՈՒԻ» 28-31 հոկտեմբերի 2003թ. Բ.Գյումրի ՀՀ ԳԱԱ Հրատարակչություն Գյումրի 2004 է.241-245
13. Ս.Հ.Հայրոյան Երկայնական ալիքների տարածումը կավային գրունտներում Խոնավության փոփոխության լայն տիրույթում ԵՊՀ Գիտական տեղեկագիր 3, 2004 128-131
14. Hairoyan S.G Impact Shrinkable Fracturing of Shear Strength in Clay 67th EAGE Conference Madrid, 2005. 6-14G-005
15. Ս.Հ.Հայրոյան Ուժանման գործոնի ազդեցությունը կավային գետնահողերով լանջերի և կառույցների կայունության վրա ԵՊՀ Գիտական տեղեկագիր 3.2006. է. 106-112
16. Айроян С.Г. Сопротивление сдвигу набухающих глин при изменении их плотности Известия НАН Армении РА, Науки о Земле, 2006, N 3, 42-44

17. Ս.Հ.Հայրոյան; Հ.Ռ.Շահնազարյան Կրաքարային փոշու քանակության ազդեցությունը ուռչող կավերի ուռչման ճնշման ջրաթափանցելիության վրա ՀՀ ԳԱԱ Տեղեկագիր, Գիտություններ երկրի մասին, հ. LX, 2007 է. 53-55
18. С.Г.Айроян, А.К.Аттапури Оценка пригодности суглинистого грунта Г.Эйбакабада (Иран) для получения цементогрунтов ԵՊՀ Գիտական տեղեկագիր Բնական գիտություններ Երկրաբանություն 3, 2008, է.137-14
19. Ս.Հ.Հայրոյան, Ա.Աթթարփուրի Ցեմենտագրուներին կմախքի սկզբնական խտության ազդեցությունը նրանց ամրացման գործընթացի ինտենսիվության վրա ԵՊՀ Գիտական տեղեկագիր երկրաբանություն և աշխարհագրություն, թիվ 2, Երևան, 2009, է.22-27
20. Ս.Հ.Հայրոյան. Հ.Ռ.Շահնազարյան Օպտիմալ կազմով խառնուրդների սահքի և սողքի դիմադրության ուսումնասիրությունները ԵՊՀ Գիտական տեղեկագիր երկրաբանություն և աշխարհագրություն, թիվ 3, Երևան, 2009, է. 8-16
21. Հ.Հայրոյան Ուռչման ազդեցությունը կավային գետնահողերի սահքի դիմադրության վրա Միջազգային գիտաժողովի նյութեր նվիրված ԱՐ ՊՀ Հիմնադրման 40-ամյակին Պրակ II Ստեփանակերտ «Դիզակ պլուս» 2009 է. 8-10
22. Айроян С. Влияние начальной влажности на распространение упругих продольных волн в глинистых грунтах. Всероссийская научная конференция с международным участием. Проблемы гидрогеологии, инженерной геологии и геоэкологии. Посвящается 80-летию кафедры гидрогеологии, инженерной геологии и геоэкологии. НПП ТПУ 2010 5-8 октября Томск с589-593.
23. Ս.Հ.Հայրոյան Կավային գրուներին կազմված լանջերի սեյսմիկ կայունության որոշ հարցեր, Երկրաֆիզիկայի և ինժեներային սեյսմաբանության արդի հիմնախնդիրները» ՀՀ ԳԱԱ Ա.Նազարովի անվան երկրաֆիզիկայի և ինժեներային սեյսմաբանության ինստիտուտի հիմնադրման 50-ամյակին նվիրված գիտական նստաշրջանի Գիտական աշխատությունների ժողովածու (4-7 հոկտեմբերի 2011, ք.Գյումրի) է. 295-298
24. Hayroyan S. A. Attarpury Creep of cementsoils during compression Актуальные проблемы механики сплошной среды труды международной конференции посвященный столетию академика Нагуша АРУТУНЯН 08-12 октября 2012, Цахкадзор, Армения. Том 2 Сборник научные трудов конференции с.260-264

25. Айроян С.Г. Прогноз скоростей смещения слоя набухающих оползневых масс по подстилающей кровле коренных пород Ученые записки Геология и география 1. 2013 с.21-24
26. Айроян С.Г. Определение параметров сопротивления сдвигу набухающих глинистых грунтов методом одного образца. Ученые записки Геология и география 2. 2013 с.9-12

ՀԱՅՐԱՅԱՆ ՍԱՐԳԻՍ ՀՐԱԶԻԿԻ
ՌԻՌՉՈՂ ԳՐՈՒՆՏՆԵՐԻ ԱՄՐՈՒԹՅԱՆ, ՍՈՂՔԻ ՓՈՓՈԽՈՒԹՅԱՆ
ՕՐԻՆԱԶԱՓՈՒԹՅՈՒՆՆԵՐՆ, ԿԱՆԽԱՏԵՍՈՒՄԸ և ԴՐԱՆՑ ԿԻՐԱՌՄԱՆ
ՀՆԱՐԱՎՈՐՈՒԹՅՈՒՆՆԵՐԸ ՇԻՆԱՐԱՐՈՒԹՅԱՆ ՄԵԶ
Ա Մ Փ Ո Փ ՈՒ Մ

Ատենախոսությունը նվիրված է ուշոդ գրունտների ամրության սողքի փոփոխության օրինաչափություններին, կանխատեսմանը և նրանց կիրառման հնարավորություններին շինարարության մեջ:

Ատենախոսությունը բաղկացած է ներածությունից, վեց գլուխներից, եզրակացությունից և օգտագործված գրականության ցանկից:

Ներածության մեջ հիմնավորված է ատենախոսության թեմայի արդիականությունը, նպատակը, հիմնական խնդիրները, նշված է աշխատանքում ստացված արդյունքների գիտական նորույթը, գիտական և պրակտիկ նշանակությունը: Առաջին գլխում շարադրված են հարցեր որոնք վերաբերում են ուշյման երևույթի ժամանակակից պատկերացումներին, ուշյման պրոցեսի վրա ազդող գործոններին: Ներկայացված է նաև սահքի դիմադրության և սողքի ուսումնասիրության ժամանակակից վիճակը: Չնայած խնդրի խիստ կարևորությանը փոքրաթիվ աշխատանքներ կան ուշոդ գրունտների սահքի դիմադրության և սողքի ուսումնասիրությունների վերաբերյալ:

Երկրորդ գլխում նվիրված է ուսումնասիրության օբյեկտ հանդիսացող ժրունտների հետախնդրական հատկություններին, նրանց առաջացման պայմաններին: Այս գլխում արծարծվում է նաև մեթոդական հարցեր, կիրառվող սարքավորումների առանձնահատկությունները: Ցույց է տրված, որ սահքային սողքի ուսումնասիրությունների ժամանակ առավել նպատակահարմար է կիրառել ոլորման փորձասարքերը:

Երրորդ գլխում բերված է ուշոդ գրունտների սահքի դիմադրության օրինաչափությունները սկզբնական խոնավության և խտացնող լարումների փոփոխության լայն միջակայքում: Փորձարարական ուսումնասիրություններով ցույց է տրվել, որ սկզբնական խոնավության պլաստիկության ստորին սահմանից բարձր

խոնավությունների դեպքում լրացուցիչ խոնավացումը գրունտի հաստատուն կմախքի խտության դեպքում չի բերում ամրության իջեցման, սկզբնական խոնավության պլաստիկության ստորին սահմանից ցածր խոնավությունների դեպքում լրացուցիչ խոնավացումը գրունտի հաստատուն կմախքի խտության դեպքում բերում է ամրության կտրուկ իջեցման (ամրության ադսորբցիոն իջեցում): Խոնավության նման ազդեցություն դիտվում է նաև կավային գրունտներում երկայնական առաձգական ալիքների տարածման օրինաչափություններում: Այս գլխում բերված է նաև, կծկման ճեղքերի ազդեցության գնահատումը սահքի դիմադրության վրա: Ապացուցվել է, որ կծկման ճեղքերի առկայության դեպքում սահքի դիմադրության ցուցանիշները անհրաժեշտ է որոշել կրկնակի կտրման եղանակով:

Չորրորդ գլուխը նվիրված է ուռչող գրունտների սահքային սողքի ուսումնասիրություններին: Փորձարարական ճանապարհով ստացվել է, որ հավասար հարաբերական սահքի լարումների դեպքում սողքի դեֆորմացիաները հավասար են: Ստացված է նաև ,որ մածուցիկության գործակցի և ջրակոլլոիդալ կապակցվածության հարաբերությունը, անկախ տվյալ գրունտի ֆիզիկական վիճակից հաստատուն մեծություն է: Լուծված է մածուցիկ պլաստիկ կավային ուռչող գրունտից կազմված լանջի շարժման արագության խնդիրը: Ուռչող գրունտից կազմված ցեմենտագրունտի համար ստացված են սեղման ժամանակ սողքի օրինաչափություններ: Ապացուցված է, որ միևնույն հասակի ցեմենտագրունտների համար, հավասար սեղմող լարումների պայմաններում անկախ նրա սկզբնական կմախքի խտությունից սողքի դեֆորմացիաները համընկնում են:

Հինգերորդ գլուխը նվիրված է անհամասեռ ուռչող գրունտների համար մեկ նմուշի փորձարկմամբ ուռչման ճնշման, դեֆորմացիայի, սահքի դիմադրության և սողքի պարամետրերի որոշման մեթոդներին:

Վեցերորդ գլուխը նվիրված է հողային կառույցներում ուռչման դեմ հակադեֆորմացիոն միջոցառումներին: Առաջարկված է ակտիվ միջոցառումներ: Բացի ակտիվ միջոցառումներից առաջարկվում է, որպես կայունացուցիչներ ուռչող գրունտների հետ կիրառել տուֆի, կրաքարերի, հրաբխային խարամի հանքավայրերի արտադրական թափոնները, որոնք գտնվում են փոշու տեսքով: Ստացված է, որ այդ խառնուրդները համեմատած մաքուր ուռչող գրունտների հետ ունեն ավելի փոքր կապակցվածություն և բարձր ներքին շփման գործակից, որը առավել բարենպաստ է հողային կառույցներում կիրառելիս, պայմանավորված սողքի հնարավոր երևույթի տեսանկյունով:

Ատենախոսությունում ստացված հիմնական արդյունքներն են՝

1. Ստացված է

ա) ուռչող գրունտների սահքի դիմադրության և սողքի օրինաչափությունները նրանց ֆիզիկական վիճակի և խտացնող լարումների փոփոխման լայն միջակայքում:

բ) ուռչող գրունտների ջրակոլլոիդալ կապակցվածության և մածուցիկության գործակցի փոփոխման օրինաչափությունները:

գ) կավային գրունտներում երկայնական ալիքների տարածման օրինաչափությունները խոնավության և ջրահագեցվածության փոփոխման դեպքում

դ) ուռչող գրունտներից կազմված ցեմենտագրունտների սեղման ժամանակ սողքի օրինաչափությունները սկզբնական խտացվածության աստիճանի և հասակի փոփոխման հաշվառմամբ

2. Մշակված է

ա) կծկման ճեղքերով կավային գրունտների սահքի դիմադրության որոշման մեթոդ

բ) անհամասեռ ուռչող գրունտների տարածման շրջանների համար գետտեխնիկ հատկությունների որոշման պարզեցված եղանակներ մեկ նմուշի փորձարկմամբ

3. Լուծված է ուռչող գրունտներից կազմված դելյուվիալ շերտի շարժման արագության խնդիրը ուռչման գործոնի հաշվառմամբ

4. Ստացված են ուռչող կավային գրունտներից և քարի հանքավայրերի արտադրական թափոններից կրաքարի փոշի, տուֆի փոշի, հրաբխային խարամ օպտիմալ խառնուրդներ որոնք ուռչող չեն, միաժամանակ բավարարում են հողային կառույցների համար որպես շինանյութ կիրառման պահանջներին:

S.H.Hairoyan

MECHANISM OF ALTERNATIONS OF THE STRENGTH AND CREEPING OF SWELLING SOILS, THEIR PROGNOSIS AND POTENTIAL APPLICATION IN CONSTRUCTIONS WORKS

Abstract

Dissertation is devoted to a mechanism of creeping strength changes of swelling soils, prognosis and their application in construction works. The dissertation is composed of introduction, six chapters, conclusions and list of references.

In introduction the actuality of dissertation topic, purpose, main tasks, indicated the scientific novelty of obtained results in the work: The first chapter is related to issues that related to current concepts of swelling phenomenon, factors impacting swelling processes. The paper presents the current state of shear strength

and creeping investigations. Despite the importance of the issue, there are few papers about the shear strength of swelling soils and creeping investigations.

The second chapter is devoted to the geotechnical characteristics of studied soils, to the conditions of their origin. This chapter is also relates to methodological issues, the specifics of applied instruments. It was indicated that during studies of shear creeping it is suitable to apply the torsion gauges.

The third chapter represents the shear strength mechanism in the wide range of initial humidity and consolidation stresses. According to obtained experimental data it has been indicated that when initial humidity is above of lower limits of plasticity, an additional moistening does not bring to strength losses under constant skeleton density conditions. In the case of initial humidity is below of lower limits of plasticity, an additional moistening brings to abrupt strength losses (adsorption decrease of strength) under the constant skeleton density conditions. Such an impact of humidity in clayey soils is also observed in the mechanism of elastic longitudinal wave propagation. This chapter also presents evaluation of the impact of contraction cracks on the shear strength. It has been proved when contraction cracks are available the shear strength parameters should be tested by double cutting method.

The fourth chapter is devoted to swelling clays shear creeping studies. According to experimental data we have concluded that in equal relative shear stresses the creeping deformations are equal as well. It has been obtained that ratio of viscosity factor and water-colloid cohesion is constant and independent of the physical condition of the soil. The problem of determining the velocity of the slope, composed of viscoplastic swelling soils has been solved. The mechanism of creeping under the compression stresses is determined for cement soils composed of swelling clays. It has been proved that creeping deformations coincide for cement soils of the same age and under same compression stresses independent of its initial skeleton density.

The fifth chapter represents the determination of swelling pressure, deformation, shear strength and creeping parameters of anisotropic swelling soils by the methods of one sample testing.

The sixth chapter is devoted to deformation control activities of swelling soils in earthworks. Active activities have been proposed. Beside active measures, it is proposed to apply the tuff, limestone and scoria dusts with swelling soils as stabilizers out of operating deposits, where those are being accumulated as wastes. It has been obtained that these mixtures in comparison with clear swelling soils are of less cohesion and high internal friction factor that is much more favorable to apply in soil constructions, from the point of creeping.

The following results have been obtained in the dissertation:

It has been obtained:

- a) shear strength and creeping mechanism of swelling clays in the wide range of physical state and compression stresses,
- b) mechanism of changes of water colloidal cohesion and viscosity factor of swelling soils,

c) propagation changes of longitudinal waves in clayey soils for the cases of humidity and saturation changes,

d) creeping mechanism during compression of swelling soils taking into account the initial consolidation state and changes of age.

Has been developed:

a) the method of determination of shear strength of swelling soils by compaction cracks

b) simplified methods of determination of geotechnical parameters for the regions where anisotropic swelling soils occur by one sample testing.

The problem of movement velocity determination of delluvial soils composed of swelling soils has been solved, where the influence of swelling was considered.

Optimum mixtures from the mixing of swelling clayey soils and dusts from limestone, tuff, and scoria out of wastes from their deposits have been developed. These mixtures are free of swelling and meet requirements for application in earthwork constructions.