МИНИСТЕРСТВО ТРАНСПОРТНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА
ВСЕСОЮЗНЫЙ НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ
ТРАНСПОРТНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

Утверждаю
Зам директора института
Н. Б. Соколов
12 октября 1983 г.

РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ОПРОБОВАНИЮ НАБУХАЮЩИХ ГРУНТОВ

Одобрены Главтранспроектом

Москва 1983

gost.e-ecolog.ru

ПРЕДИСЛОВИЕ

В настоящих Рекомендациях рассмотрены направленность и специфика изысканий, обусловленные особенностями состава, сложения, состояния и свойств набухающих грунтов и характером взаимодействия их в основаниях дорожных сооружений, откосах, теле насыпей и в качестве объектов разработки при строительстве.

Особое внимание обращено на особенности лабораторных исследований набухающих грунтов, определений перемещений и напряжений в их массивах.

Рекомендации разработаны в лаборатории инженерной геологии и геофизики отделения изысканий и проектирования железных дорог ЦНИИС кандидатами техн.наук Б.Л.Юровским (разд. 1-3, приложение), А.М.Гореликом (разд.1); кандидатами геол.-минерал. наук О.В.Кунашвили (разд. 1 и 2), М.К.Дружининым (разд.1), инж. Б.А.Биневичем (разд.1).

В проведении опытно-производственных работ приняли участие инженеры Р.С.Сигуа, Ш.Г.Глонти, Ш.А.Минадзе (Кавгипротранс), А.А.Королев, М.С.Шавлохов (Мосгипротранс). Лабораторные исследования проводили инженеры Т.П.Минаева, Р.И.Трубицына (ЦНИИС), Е.В.Лазишвили (Кавгипротранс), И.П.Авдеев, Н.И.Резник (Мосгипротранс).

Зам.директора института — Н.Б.Соколов

Зав.отделением изысканий и проектирования железных дорог — А.М.Козлов

1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1.1. После получения технического задания от главного инженера комплексного проекта или руководителей специализированных отделов на выполнение инженерно-геологических изысканий главный геолог экспедиции (начальник экспедиции, партии, отряда) должен составить общую программу работ и выдать задания исполнителям.

1.2. В подготовительном периоде инженерно-геологических изысканий следует собрать, изучить, проанализировать и обобщить информацию о природных условиях района и участках объектов проектирования, материалы изысканий и строительства прошлых лет, фондовую и текущую отчетность организаций, эксплуатирующих сооружения разного вида и назначения.

1.3. При анализе геологической обстановки необходимо учитывать следующие особенности набухающих грунтов:

а) к усадке при подсыхании и набуханию при увлажнении способны все глины и суглинки, но эта способность проявляется только при определенных условиях. Более подвержены усадке и набуханию высокодисперсные глины средней и высокой степени литификации, обладающие обратимыми коагуляционными и стабилизационными структурными связями. Как правило, содержание в них частиц мельче 0,005 мм превышает 50%, число пластичности составляет 0,28, границы раскатывания и текучести соответственно превышают 0,27 и 0,55. В составе этих глин присутствуют минералы групп гидрослюд, монтмориллонита и бейделлита [1-3];

б) набухают грунты средней плотности и плотные с влажностью, меньшей влажности полной влагоемкости;

в) полнее набухание проявляется при нарушении природного сложения глинистых грунтов, например, при разработке в земляных карьерах и укладке в насыпи;

г) основная масса покровных отложений, венчающих геологические разрезы, имеет четвертичный возраст. Перекрытые ими дочетвертичные глинистые породы должны набухать сильнее в силу более высокой плотности, мень-

шей влажности, разгрузки при вскрытии карьерами, выемками, котлованами, разрушения структурных связей при выветривании [4]. Наиболее интенсивно процессы набухания - усадки протекают в зонах переменного температурно-влажностного режима, например, в откосах насыпей;

д) глины, вмещающие, перекрывающие и подстилающие пласты водоносных песков, не размягчаются подземными водами, а как бы консервируются; подземные воды не влияют на склонность коренных глин к набуханию;

е) более склонны к усадке и набуханию морские и озерные глины палеогена, неогена и четвертичной системы, особенно мелководных фаций, и элювий-делювий этих пород; сильно набухают хвалынские, бакинские, апшеронские, киммерийские, аральские, мэотические, сарматские, майкопские глины и их элювий-делювий [5-11].

1.4. В районах распространения набухающих грунтов дорожные инженерно-геологические изыскания в целом проводят так же, как и в общем случае, но необходим и особый подход к составу, содержанию и методике работ, обусловленный региональной спецификой условий и свойствами самих этих грунтов [5,8,9].

Для выбора оптимального по технико-экономическому сравнению варианта трассы рекомендуется пользоваться фондовыми источниками для обоснования необходимости обходов, минимальных по протяжению пересечений местных выходов и участков неглубокого от поверхности земли залегания набухающих грунтов. При этом следует учитывать глубину и высоту проектируемых выемок и насыпей, зависящие от степени расчленения рельефа на данном конкретном участке территории.

Особое внимание следует уделять поискам и разведке местных ненабухающих грунтов (в том числе полускальных и скальных) в целях создания защитных экранов, предохраняющих откосы выемок и насыпей, а также обнажаемые набухающие грунты от выветривания.

1.5. Мощность покровных отложений, рельеф поверхности кровли толщ конкретных набухающих грунтов, состав, сложение и состояние последних рекомендуется определять по результатам крупномасштабных (1:25000-1:5000) инже-

нерно-геологических съемок, проводимых при дорожных изысканиях и по материалам сопутствующих картированию геофизических работ, разведки и классификационного опробования грунтов.

В силу растрескивания при многократно чередующихся процессах набухания и усадки на обнажаемых поверхностях глинистые грунты подвергаются выветриванию, шелушению, осыпанию, сплывам и оползаниям со склонов и откосов; кровля толщи и выходы набухающих грунтов служат поверхностями смещения оползней выдавливания, скольжения, потоков и суффозионного выплывания. Участки развития перечисленных процессов, явлений и образований необходимо картировать при проведении инженерно-геологических съемок масштабов 1:2000-1:1000 и более крупных. Систематически весной, осенью и при гравитационных смещениях следует выполнять повторные аэро- и фототеодолитные съемки для прослеживания динамики неблагоприятных процессов.

1.6. При производстве инженерно-геологической съемки в летнее время в районах распространения набухающих грунтов следует обратить особое внимание на изучение усадочной трещиноватости, как важного критерия для оценки физико-химической активности грунтов в данных природно-геологических условиях.

Мощность трещиноватой зоны зависит от состава и состояния глинистых грунтов, климатических и морфологических условий района, от вида и толщины защитного слоя и других факторов. Для плейстоценовых делювиальных глинистых пород Северного Кавказа она составляет 3,5 м, а для третичных глин Средней Азии - более 8 м.

Ширина усадочных трещин колеблется от нескольких миллиметров до 15-25 см.

1.7. Трещины усадки следует характеризовать шириной длиной, ориентировкой стенок (азимутом падения и углом падения), расстоянием до соседней трещины той же системы, формой поверхности стенок, структурой и составом заполнителя и др.

По взаимосвязи в ориентировке рекомендуется выделять системные и хаотические сети трещин. Системные

сети состоят из нескольких (обычно не менее трех) систем – продольных, поперечных, косых и др. Хаотические сети отличаются от системных отсутствием упорядоченности в ориентировке трещин.

1.8. При изучении усадочной трещиноватости глинистых грунтов следует выполнять массовые измерения параметров сети трещин главным образом в естественных обнажениях, а также в горных и строительных выемках, котлованах с последующей обработкой измеренных характеристик методами математической статистики с применением ЭВМ.

1.9. Кроме массовых замеров параметров трещиноватости следует применять геофизические методы исследований: ультразвуковое просвечивание для оценки пустотности массива, сейсмопрофилирование и электропрофилирование для оценки положения и мощности зон повышенной трещиноватости и т.д.

1.10. Границы территорий, подлежащих инженерно-геологической съемке, определяются зоной формирования, развития и локализации неблагоприятных для целей строительства процессов и явлений, влияющих на строительное освоение территории, ее охрану и рациональное использование. При этом следует выявить комплекс природных факторов, сказывающихся на развитии и формировании указанных геологических процессов.

1.11. Геофизические исследования следует проводить для выявления и прослеживания изменчивости строения массивов грунтов, обусловленной неоднородностью их состава, состояния, свойств, мощности и условий залегания, а также для определения гидрогеологических характеристик.

Для повышения достоверности интерпретации результатов геофизических исследований следует предусматривать комплексное применение методов или их модификаций, а также проведение параметрических определений соответствующих свойств грунтов в горных выработках, обнажениях, расчистках.

1.12. Горные выработки необходимо размещать с учетом результатов наземных маршрутных наблюдений, ранее выполненных инженерно-геологического дешифрирования аэроснимков и геофизических исследований, степени обна-

женности территории и сложности инженерно-геологических условий. Максимальная густота выработок должна быть в местах сочленения геоморфологических элементов и на участках, характеризующихся сложным геологическим строением.

Глубины горных выработок надлежит устанавливать, исходя из предполагаемых размеров сферы взаимодействия дорожных сооружений и зданий с геологической средой и необходимости решения конкретных геодинамических задач.

Состав опробования набухающих грунтов усложнен. Наряду с тем, что определяют в общем случае дорожных инженерно-геологических изысканий [13], надлежит устанавливать характеристики свойств пород в соответствии с требованиями разд.2 настоящих Рекомендаций.

1.13. Изучение грунтов полевыми методами следует проводить для уточнения границ инженерно-геологических элементов, установления показателей состояния, прочностных, деформационных и фильтрационных характеристик массива набухающих грунтов в основаниях зданий, за обделкой тоннеля и др. Кроме того, опытным замачиванием дна котлована можно достоверно определить нижнюю границу зоны набухания грунта, а штамповыми испытаниями – величину подъема опытного штампа под расчетной нагрузкой [12].

1.14. Для установления характера, причин, факторов и интенсивности, периодичности и масштабов протекания неблагоприятных для целей строительства процессов рекомендуется организовывать стационарные и режимные наблюдения. Их следует проводить также и на участках интенсивного выветривания, осыпания и оплывания грунтов, если эти явления угрожают не только местной, но и общей устойчивости склона, откосов, котлованов, проектируемых и эксплуатируемых выемок, деформируемых зданий и других сооружений.

1.15. Совокупные объемы лабораторного и полевого опробования набухающих грунтов должны обеспечивать возможность получения нормативных и расчетных показателей свойств набухающих грунтов.

Поведение грунтов во взаимодействии с сооружением рекомендуется оценивать во всем диапазоне их состояний (от предела усадки до полного свободного набухания, от мерзлого до талого состояния) при действии различных по величине и направлению нагрузок, с учетом инерционных объемных сил фильтрации, сейсмики, динамического воздействия от подвижного состава. Это позволяет прогнозировать изменение свойств набухающих грунтов не только в природном состоянии в разные сезоны года, но и после обжатия грунтов в основании зданий и сооружений, за тоннельной обделкой, в теле насыпей и откосах выемок, а результаты прогнозов использовать при проектировании [13-16].

1.16. В пояснительной записке необходимо отразить независимо от масштабов инженерно-геологической съемки:

распространение, возраст, генезис, условия залегания инженерно-геологических групп грунтов, находящихся в сфере взаимодействия сооружений и их комплексов с геологической средой;

обобщенные инженерно-геологические свойства, напряженное состояние основных инженерно-геологических групп грунтов (массивов) и петрографических (литологических) разностей горных пород в и вне пределов зон выветривания и концентрации напряжений. Характеристики физико-механических и фильтрационных свойств пород и напряжений в массивах и их элементах следует приводить с учетом неоднородности и изменения во времени (тренд свойств и напряжений), учитывая воздействие природных, техногенных факторов и режима обводнения;

подземные воды, их распространение, режим и агрессивность по отношению к материалам конструкций, условия газоносности вмещающих пород;

геоморфологические условия (генетические типы склонов, характер поверхности и уступов надпойменных террас и водоразделов), тектонические структуры (дизъюнктивные, пликативные, смешанные) разных порядков, трещиноватость и блочность грунтов;

инженерно-геологические процессы (выветривание, набухание, склоновые и т.д.) и явления (оползни, разуплотнение, осыпи и т.д.), а также прогноз их развития,

месторождения естественных (местных и привозных) строительных материалов, их кондиционность для объектов строительства), мощность, площадь распространения и др.;

площади с различной сейсмической балльностью, изосейсмы и сейсмомикрорайонирование;

состояние имеющихся сооружений, их деформации и эффективность осуществленных защитных мероприятий;

районирование территории по степени сложности инженерно-геологических условий с прогнозом их развития;

рекомендации по основным элементам конструкций сооружений с учетом охраны, рационального использования и улучшения геологической среды.

2. ОСОБЕННОСТИ ЛАБОРАТОРНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ НАБУХАЮЩИХ ГРУНТОВ

2.1. При определении минералогического состава рекомендуется прежде всего подготовить грунт к разделению на фракции.

Карбонатные грунты обрабатывают следующим образом: берут среднюю пробу воздушно-сухого грунта, просеянного через сито 1 мм, помещают ее в стакан с дистиллированной водой, добавляют двухпроцентную соляную кислоту до прекращения выделения углекислого газа (в случае сильнокарбонатных пород концентрация соляной кислоты может быть доведена до 10%, но при такой обработке магнезиальные силикаты могут частично растворяться). Затем удаляют из грунта кальций, для чего в стакан приливают 0,05 Н соляной кислоты, перемешивают и сливают прозрачный слой суспензии, пока не прекратится реакция на кальций (реакция с оксалатом аммония при нагревании). Далее отмывают от хлора дистиллированную воду путем сливания прозрачного слоя суспензии декантацией. Если все же в пробе присутствует хлор, отмывание продолжают декантацией на воронках с фильтрами. В случае прохождения частиц через фильтр отмывание прекращают. Содержимое на фильтре и в стакане помещают в пол-литровую бутылку, доливают дистиллированную воду и взбалтывают на Шюттель-аппарате в течение двух часов. Взбалтывание можно

заменить растиранием суспензии в тестообразном состоянии пестиком с резиновым наконечником.

Некарбонатные породы сразу же начинают отмывать от кальция 0,05 Н соляной кислотой.

Породы, засоленные водорастворимыми солями, отмывают от солей многократным сливанием прозрачного слоя суспензии.

2.2. Далее необходимо произвести выделение фракций мельче 0,001 мм. Пробу, освобожденную от соединений, коагулирующих в суспензии, помещают в трехлитровую банку с двумя делениями в верхней части, находящимися на расстоянии 7 см друг от друга. Доливают ее дистиллированной водой до верхней метки и перемешивают мешалкой. Через сутки верхний семисантиметровый слой суспензии сливают сифоном во вторую банку. Доливают первую емкость до верхней отметки, перемешивают, оставляют на одни сутки. Так продолжают до полного осветления суспензии. Суспензию из второй банки постепенно выпаривают в фарфоровой чашке на водяной бане. Выпаривать досуха суспензию не рекомендуется, глинистая фракция досушивается на воздухе.

2.3. Для применения иммерсионного метода при изучении минералогического состава отдельных фракций грунтов (табл. 1) необходим поляризационный микроскоп и набор жидкостей с известными показателями преломления.

Исследования производят следующим образом. С высушенной глинистой массы, покрывающей дно фарфоровой чашки (см. п.2.2), срезают лезвием бритвы тонкую стружку, которую наносят на 6–8 предметных стекол вместе с каплей иммерсионной жидкости. Жидкости подбирают так, чтобы одна из них имела показатель преломления больше, а другая – меньше, чем у исследуемого минерала. Предметные стекла изучают под микроскопом.

Гидрослюдистые глины в препаратах дают удлиненные агрегаты веретеновидной формы. Показатели их преломления изменяются от 1,555 до 1,6000, двупреломления – от 0,018 до 0,030. Каолинитовые глины образуют агрегаты изометричной или удлиненной формы с извилистыми краями. Показатели преломления их 1,561–1,570, двупреломле-

Таблица 1

Показатели	Глины		
	монтмориллонитовые	гидрослюдистые	каолинитовые
Химический состав фракции менее 0,001 мм, %:			
SiO_2	59,3–65,0	49,8–51,4	43,9–45,1
Al_2O_3	17,0–24,8	21,0–22,6	37,25–38,3
CaO	0,74–2,14	0,28–1,53	0,28–0,56
MgO	3,53–5,41	3,07–4,24	0,15–0,42
Fe_2O_3 (FeO)	2,26–3,39 (0,21–0,33)	4,9–8,15 (0,76–2,96)	1,05–2,11 (–)
K_2O	0,15–1,54	5,71–6,28	0,16
Na_2O	1,53–2,37	0,24–0,64	0,38
SiO_2/R_2O_3	4	4	2
pH среды	7–14	6–7	1–6
Гигроскопическая влажность	0.16–0,12	0,08 и меньше	0,04–0,03 и меньше
Максимальная молекулярная влагоемкость	1,50–0,50	0,40–0,12	0,40–0,12

Продолжение табл. 1

Показатели	Глины		
	монтмориллонитовые	гидрослюдистые	каолинитовые
Максимальная гигроскопическая влажность	0,43–0,40	0,15–0,05	0,12–0,05
Способность к катионному обмену, мг-экв на 100 г сухой глины	100 и более	50 и менее	3–15

ния – 0,005–0,009. Монтмориллонитовые глины образуют агрегаты характерной веерообразной или серповидной формы с показателями преломления 1,480–1,610 и двупреломления 0,018–0,030.

2.4. Для определения минералогического состава глинистых грунтов с помощью органических красителей окрашиванию подвергают глинистые грунты светлых оттенков. Темно-серые и черные глины, богатые органическими веществами, и красно-бурые, содержащие окислы железа, подлежат окрашиванию после удаления из них примесей (см. п.2.1).

Водные растворы красителей рекомендуется приготавливать следующих концентраций:

метиленовый голубой (МГ) – 10 мг сухого вещества в 1 л дистиллированной воды;

бензин (БН) – 0,5 г сухого вещества в 500 $см^3$ дистиллированной воды; изредка взбалтывая, отстаивают раствор 2–3 ч, после чего отфильтровывают и полученный концентрат разбавляют вдвое;

хризоидин (ХН) – 1 мг сухого вещества в 1 л воды;

хлористый калий – насыщенный раствор.

Все красители следует хранить в темном месте.

2.5. Окрашивание метиленовым голубым производят следующим образом.

Кусочек грунта массой 0,5–1 г замачивают водой, растирают, переносят в пробирку, заливают водой, взбалтывают и оставляют на сутки.

Через сутки, если суспензия не скоагулировала, верхние 7 см сливают в чистую пробирку. Если суспензия очень густая, ее разбавляют водой. Внешне по своей консистенции она должна напоминать мутную воду.

Если суспензия через сутки скоагулировала и над осадком образовался слой чистой воды, его сливают, пробирку вновь доливают водой, взбалтывают и оставляют на сутки. Так продолжают до тех пор, пока суспензия не станет устойчивой.

Сильнозасоленные грунты перед окрашиванием предварительно промывают водой, а в случае присутствия карбонатов – двухпроцентной соляной кислотой при комнатной

температуре в течение 24 ч с последующей отмывкой хлора.

В чистую пробирку наливают 5 мл приготовленной суспензии, добавляют такое же количество МГ и взбалтывают; затем половину этой суспензии отливают в другую пробирку и в нее добавляют две капли насыщенного раствора хлористого калия. Обе пробирки взбалтывают и оставляют на сутки.

Через сутки отмечают цвет раствора в обеих пробирках, его прозрачность, характер и цвет осадка (гелевидный, плотный и др.). Затем обе пробирки взбалтывают и наблюдают характер окрашивания всей суспензии в целом. Если в пробирке с МГ суспензия осела полностью, раствор над осадком стал прозрачным, бесцветным, а осадок не окрашен, то прозрачный бесцветный раствор сливают и добавляют еще 5 мг МГ. Иногда краситель добавляют несколько раз, если глины гидрослюдистого состава.

Если в пробирке с МГ часть суспензии не осела и окрашена, то определяют ее цвет. Затем пробирку взбалтывают и наблюдают цвет всей суспензии. Если он не изменился, то наиболее дисперсная часть содержит тот же минерал, что и осадок в целом. Если цвет изменился, значит, тонкодисперсная и более грубодисперсная (в осадке) части суспензии различны по составу.

2.6. Цвет окрашенной суспензии определяют визуально на белом фоне при дневном свете по 10-балльной шкале (табл.2). Отмечают также и оттенки, которые могут быть обусловлены примесями других глинистых и неглинистых минералов или растворенных соединений. Важно обращать внимание на яркость и чистоту цвета окрашенных суспензий.

Монтмориллонитовые глины дают с МГ интенсивный чистый фиолетовый, фиолетово-синий или синий цвет, который при добавлении хлористого калия переходит в ярко-голубой, голубовато-зеленый или зеленовато-голубой. Осадок гелевидный.

Гидрослюдистые глины окрашиваются в Ф-С и С цвета мало изменяющиеся от добавления хлористого калия, или в блеклый светло-фиолетовый цвет. Осадок плотный.

Таблица 2

Номер цвета по шкале	Цвет	Индекс цвета
I	Фиолетовый	Ф
П	Фиолетово-синий	Ф–С
Ш	Синий	С
IУ	Сине-голубой	С–Г
У	Голубой	Г
УI	Голубовато-зеленый	Г–З
УП	Зеленый	З
УШ	Травяно-зеленый	Тр–З
IХ	Травяной	Тр
Х	Желто-зеленый	Ж–З

Каолиновые глины окрашиваются в блеклый светло-фиолетовый цвет, который не меняется от добавления хлористого калия. Примесь гидрослюды вызывает изменение окраски от добавления хлористого калия в Ф–С, С или Г цвета. Осадок плотный.

2.7. Для уточнения диагностики гидрослюд суспензию окрашивают бензидином. Для этого берут в пробирку 2 мл суспензии, приготовленной из исследуемого образца грунта, и добавляют такое же количество бензидина. Пробирку взбалтывают и оставляют на сутки. При этом гидрослюды слабо окрашиваются в грязно-синий цвет, каолиновые глины бензидином не окрашиваются, монтмориллонитовые глины окрашиваются в глубокий синий цвет.

При использовании хризоидина берут две пробирки и в каждую наливают по 1 мл приготовленной суспензии. Туда же добавляют по 1 мл раствора ХН. В одну из пробирок добавляют 1–2 капли 5%-ной соляной кислоты, чтобы ускорить оседание из суспензии.

Суспензии из монтмориллонитовых глин окрашиваются в кирпично-красный цвет, который может быть ярко-красным при добавке красителя. Добавка капли раствора серной кислоты вызывает коагуляцию, и раствор становится

бесцветным. Окраска осадка при этом остается неизменной. Суспензии каолинитовых и гидрослюдистых глин окрашиваются ХН в светло-желтый цвет. При оседании осадка из суспензии видно, что часть красителя остается в растворе.

Если, слив раствор, заменить его водой, то бледная желтая окраска еще более бледнеет, так как часть красителя десорбируется.

Повторным промыванием можно почти полностью отмыть глину от ХН, чего невозможно добиться при окрашивании монтмориллонитовых глин.

2.8. Для установления примеси каолинита в любой глинистой породе рекомендуется применять силикагель. Для этого в пробирку с суспензией, окрашенной МГ, опускают несколько зерен силикагеля. На следующий день эти зерна должны быть окрашены в С цвет.

Результаты окрашивания следует изображать графически в виде кривых: сплошная - для МГ, пунктирная - для МГ + HCl. Совпадение кривых указывает на наличие смеси глинистых минералов, сильное расхождение - на наличие монтмориллонита.

2.9. Для удаления свободных окислов железа, окрашивающих глинистые породы в бурые, красновато-бурые и желтые тона различной интенсивности, следует каолинитовые и монтмориллонитовые глины обрабатывать 3%-ным раствором щавелевой кислоты в присутствии металлического алюминия при температуре 40 и 80°С в течение 20, 40 и 60 мин в зависимости от содержания Fe_2O_3. Обработку гидрослюдистых глин рекомендуется производить при температуре 40°С в течение 1 ч.

Органическое вещество из глин удаляют раствором перекиси водорода (концентрация 6-16%) при температуре 24,40 и 70°С в течение 90 мин.

2.10. При изучении набухающих грунтов в лаборатории следует определять:

свободное относительное набухание грунта $\varepsilon_н^{\circ}$;

зависимость относительного набухания от нагрузки $\varepsilon_н = f(P)$;

давление набухания $P_н$;

влажность после набухания $w_н$;
относительную усадку грунта δ_y (по высоте δ_{y-h} ; диаметру δ_{y-d} ; объему δ_{y-v});
влажность на пределе усадки w_y .

2.11. По величине свободного относительного набухания, определенной на образцах ненарушенного сложения, грунты следует классифицировать согласно табл.3 [13,19].

Таблица 3

Грунты	Свободное относительное набухание	
	в компрессионных приборах	в приборах ПНГ
Слабонабухающие	$0,04 \leq \delta_н^{\circ} < 0,08$	$0,07 \leq \delta_н^{\circ} < 0,13$
Средненабухающие	$0,08 \leq \delta_н^{\circ} < 0,12$	$0,13 \leq \delta_н^{\circ} < 0,20$
Сильнонабухающие	$0,12 \leq \delta_н^{\circ}$	$0,20 \leq \delta_н^{\circ}$

Стандартное набухание (компрессионное набухание при давлении на грунт 0,01 МПа [3]) рекомендуется классифицировать так:

Низкое ..... $\delta_н^{cm} \leq 0,015$
Среднее ..... $0,015 < \delta_н^{cm} \leq 0,05$
Высокое ..... $0,05 < \delta_н^{cm} \leq 0,25$
Очень высокое ..... $\delta_н^{cm} > 0,25$

Грунты нарушенного сложения следует оценивать по величине обобщенного показателя набухания – усадки $\delta_{ну}$ [15,16] , который определяют при раздельном испытании параллельных образцов на набухание и усадку

$$\delta_{ну} = \frac{\delta_н + \delta_y}{1 - \delta_y} \quad . \qquad (1)$$

В зависимости от величины $\delta_{ну}$ грунты подразделяют на следующие виды (табл.4).

Таблица 4

Грунты	Обобщенный показатель набухания- усадки
Слабонабухающие	$\delta_{ну} \leq 0{,}10$
Средненабухающие	$0{,}10 < \delta_{ну} \leq 0{,}20$
Сильнонабухающие	$\delta_{ну} > 0{,}20$

Оценку набухающих грунтов как среды или основания сооружений производят на образцах ненарушенного сложения, при этом следует учитывать, что величины набухания и усадки зависят не только от состава и свойств пород (дисперсности, минералогического состава, воднофизических свойств), но и от их состояния на момент отбора образцов (плотности, влажности, структурных характеристик). Поэтому при испытании образцов в лаборатории следует прогнозировать изменение состояния пород под влиянием строительства сооружения и испытывать грунты при прогнозных значениях плотности, влажности и т.д.

Оценку набухающих грунтов как материала для сооружения земляного полотна, дамб, берм и т.д. производят на образцах грунта, сформированных при нормируемой плотности и влажности, а также при возможных отклонениях этих показателей вследствие неоднородности грунтов в карьере, погодного воздействия на слои грунтов в зоне выветривания и т.д. Поэтому плотность грунтов задают в зависимости от действующих норм уплотнения, а влажность паст должна соответствовать этой плотности по левой ветви кривой стандартного уплотнения.

Так как показатели свободного набухания особенно чувствительны к условиям проведения опытов и виду применяемых приборов, то для получения сравнительных данных параллельные испытания рекомендуется проводить в однотипных приборах при одинаковых условиях (температуре, характере засоления воды и т.д.). Эксперименты следует планировать математическими методами [20-22].

2.12. Для определения свободного относительного набухания грунтов ненарушенного сложения рекомендуется использовать компрессионные приборы. При этом образцы грунта для испытаний необходимо подготовить по следующей методике (ГОСТ 24143-80, [15,16,23,24]):

выровнить ножом поверхность монолита грунта и поставить на нее острым краем режущее кольцо прибора;

надеть на кольцо насадку и, придерживая ее рукой или применяя винтовой пресс, вырезать столбик грунта под кольцом несколько большего диаметра чем диаметр кольца; насадить кольцо на столбик грунта, слегка нажимая на насадку и не допуская перекосов кольца;

снять насадку, срезать выступающий грунт вровень с краем кольца и накрыть грунт плоским стеклом, чтобы избежать испарения влаги из образца;

подрезать столбик грунта примерно на 10мм ниже уровня острого края кольца; перевернуть кольцо с грунтом и срезать лишний грунт, подравнивая образец с краем кольца.

Подготовленный образец помещают в компрессионный прибор; торцевые поверхности образца должны быть покрыты влажными бумажными фильтрами. Далее устанавливают штамп, закрепляют над ним индикатор таким образом, чтобы при перемещении штампа ножка индикатора могла свободно двигаться; записывают начальные показания индикатора, насыщают водой образец грунта при градиенте напора меньше или равном единице.

2.13. Свободное относительное набухание грунтов определяют также в приборах ПНГ, при этом следует:

кольцо с накладкой плавно вдавить в грунт с помощью крышки; отделить кольцо с грунтом от общей массы монолита, срезать излишки грунта вровень с нижним краем кольца, снять накладку, подровнять верхний торец образца;

надеть накладку на кольцо, положить на торцевые поверхности влажные бумажные фильтры, штамп, установить кольцо с грунтом на перфорированном диске, укрепить скобу;

поместить собранный прибор в ванночку, установить индикатор, записать первоначальное показание индикатора;

налить в ванночку воду так, чтобы ее уровень не превышал высоты кольца; в течение опыта надо следить за поступлением воды в образец и доливать ее по мере испарения.

2.14. Свободное относительное набухание грунтов нарушенного сложения определяют следующим образом. Просеянный через сито с отверстиями диаметром 1 мм грунт увлажняют и помещают в эксикатор на сутки. После гидратирования вновь определяют влажность грунта, затем рассчитывают с точностью до 0,01 г массу грунта q, которым нужно заполнить кольцо для получения необходимой плотности ρ, плотности сухого грунта ρ_d или коэффициента пористости e по формулам:

$$\left.\begin{aligned} q &= v_к (1+W)\rho_d; \\ q &= v_к \rho; \\ q &= v_к (1+W)\rho_s/(1+e), \end{aligned}\right\} \qquad (2)$$

где $v_к$ – объем грунта в кольце прибора;

ρ_s – плотность частиц грунта.

Далее ставят на кружок влажной фильтровальной бумаги кольцо компрессионного прибора и заполняют его подготовленным грунтом, при этом поверхность грунта должна находиться строго вровень с краями кольца; накрывают грунт фильтровальной бумагой, надевают на кольцо насадку и устанавливают его в ванну компрессионного прибора. Затем испытания продолжают согласно рекомендациям п.2.13.

При испытании в приборе ПНГ грунт помещают в кольцо вместе с насадкой, установленной на перфорированном диске. Сверху в кольцо вдавливают штамп так, чтобы высота образца равнялась 10 мм, укрепляют скобу и продолжают испытания (см. п.2.13).

2.15. При определении относительного набухания и давления набухания методом одной кривой устанавливают зависимость относительного набухания от давления:

в монолиты грунта, отобранные из одного инженерно-геологического элемента, врезают кольца компрессионных

приборов; образцы помещают ь одометры, устанавливают штампы, индикаторы, записывают начальные показания индикаторов;

загрузку приборов производят по схемам математического планирования экспериментов;

на штампы приборов передают соответственно, т.е. каждый прибор загружают своей ступенью давления, нагрузки 0,0025; 0,025; 0,05; 0,1; 0,2; 0,3; 0,4 МПа и т.д.; нагрузку на штампы и количество образцов назначают с учетом возможных величин напряжений в породах;

во всех компрессионных приборах давление на грунт выдерживают до условной стабилизации осадки (не больше 0,01 мм за 16 ч по ГОСТ 23908-79); после стабилизации осадки образцы замачивают;

для испытания грунтов с нарушенной структурой образцы подготавливают согласно требованиям, изложенным в п.2.14;

для определения зависимости $\delta_н = f(P)$ и величины $P_н$ все опыты дублируют; к расчетам принимают среднее значение полученных показателей.

2.16. В ходе всех испытаний грунтов необходимо:

показания индикатора перемещений записывать через 5 мин после подачи воды, 10 мин, 30 мин, 60 мин, далее через два часа, затем - два раза в сутки до окончания опыта;

опыт считать законченным, если показания индикатора в течение 16 ч изменились не более чем на 0,01 мм;

в случае отсутствия набухания замачивание производить в течение трех суток;

за начало набухания считать относительную деформацию δ, превышающую 0,001.

Относительное набухание рассчитывают с точностью до 0,001 по формуле

$$\delta_н = (h' - h)/h, \qquad (3)$$

где h - первоначальная высота образца;

h' - высота образца в конце опыта за вычетом тарировочных поправок (по ГОСТ 24143-80).

Относительное набухание определяют не менее чем на шести образцах, отобранных из одного инженерно-геологического элемента (по ГОСТ 20522-75).

Влажность набухания определяют после испытания грунта согласно ГОСТ 5180-75.

Для определения давления набухания после испытаний строят зависимость $\delta_н = f(P)$. Давление, при котором $\delta_н = 0$, принимают за давление набухания. Зависимость $\delta_н = f(P)$ наиболее целесообразно строить в полулогарифмической системе координат, так как в этом случае удается получить линейные зависимости (рис. 1). Изменение набухания во времени показано на рис. 2.

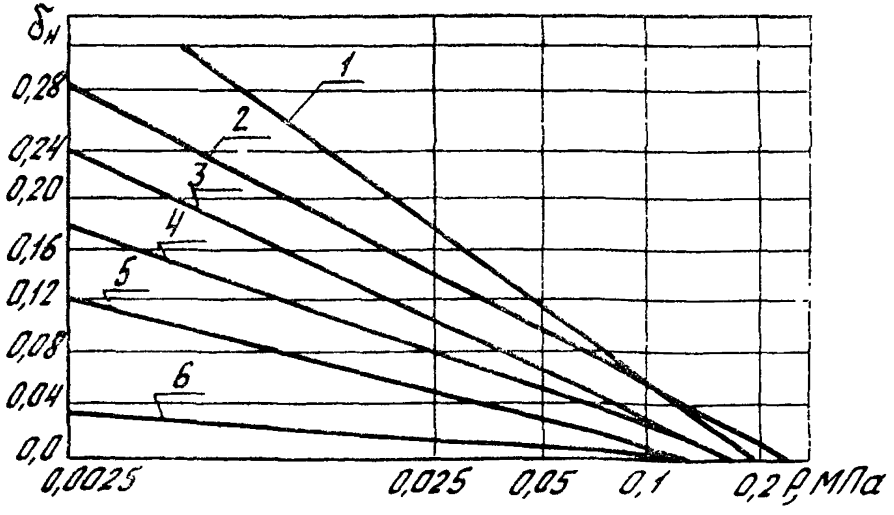

Рис. 1. Определение давления набухания в полулогарифмической системе координат для грунтов с различным числом пластичности I_p:

1 – I_p = 0,230; ρ = 2,11 г/см^3; W = 0,05; $P_н$ = 0,18 МПа;
2 – I_p = 0,220; ρ = 2,19 г/см^3; W = 0,06; $P_н$ = 0,23 МПа;
3 – I_p = 0,140; ρ = 2,00 г/см^3; W = 0,04; $P_н$ = 0,16 МПа;
4 – I_p = 0,230; ρ = 1,95 г/см^3; W = 0,20; $P_н$ = 0,16 МПа;
5 – I_p = 0,220; ρ = 1,93 г/см^3; W = 0,27; $P_н$ = 0,12 МПа;
6 – I_p = 0,140; ρ = 1,86 г/см^3; W = 0,14; $P_н$ = 0,10 МПа

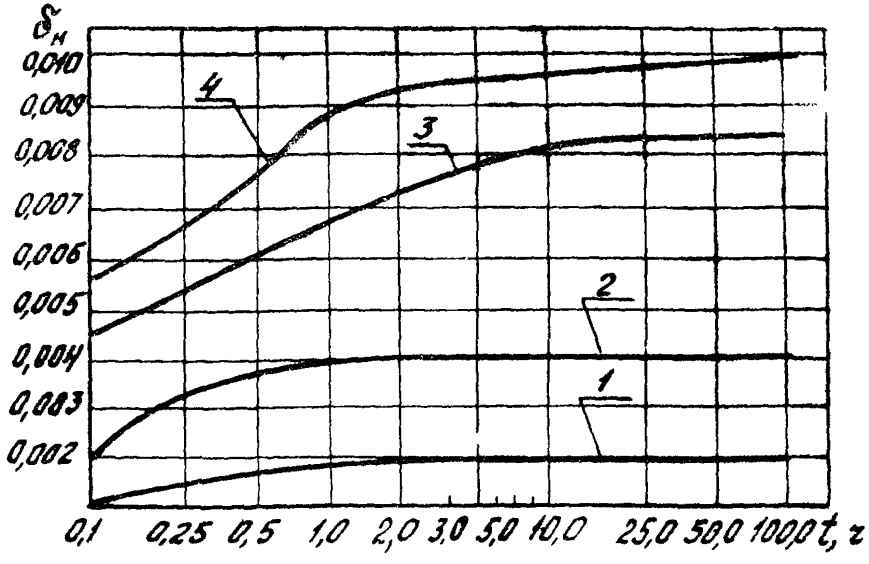

Рис. 2. Процесс набухания грунта $\delta_н$ нарушенного сложения ($I_р$ = 0,240) во времени t в полулогарифмической системе координат:
1,2,3,4 – кривые, соответствующие набуханию под нагрузками соответственно 0,2; 0,1; 0,025; 0,01 МПа

2.17. Определение относительного набухания методом двух кривых рекомендуется применять как ускоренный экспресс-метод на ранних стадиях проектирования, в основном при инженерно-геологической съемке. Методика испытаний описана в [19,23].

Методика определения горизонтального давления набухания изложена в [19].

2.18. Величину усадки грунта естественного сложения определяют следующим образом:

отбирают кольцами образцы грунта (5–6 колец);

образец на предметном стекле, покрытом тонким слоем парафина, помещают в эксикатор с небольшим количеством воды и сушат при закрытой крышке; два раза в сутки измеряют линейные размеры образца (высоту в центре и диаметр по трем, заранее размеченным направлениям);

при стабилизации процесса усадки (по линейным размерам) крышку эксикатора открывают и продолжают сушку образца на воздухе; два раза в сутки измеряют его массу;

при стабилизации изменения массы образец досушивают в термостате при температуре 105±2°С до постоянной массы и в конце испытаний производят контрольные измерения линейных размеров образца грунта;

рассчитывают величину усадки грунта:

в случае сохранения образцом геометрической формы и отсутствия трещин путем измерения его размеров и с последующим определением объема:

$$\left.\begin{aligned} \delta_{y-v} &= \frac{V_к - \pi d^2 h/4}{V_к}; \\ \delta_{y-d} &= \frac{d_к - d_к}{d_к}; \\ \delta_{y-h} &= \frac{h_к - h}{h_к}, \end{aligned}\right\} \qquad (4)$$

где $V_к$ – объем кольца, $см^3$;

d, h – средние (не менее трех определений) размеры образца, см;

в случае сложной деформации геометрических очертаний, но при отсутствии трещин путем парафинирования образца с последующим определением объема его после усадки

$$\delta_y = (V_к - V_y)/V_к; \qquad (5)$$

в случае появления трещин замещением объема образца сыпучей средой.

Для измерения образца необходимы емкость, в 3–5 раз большая его объема, мерный цилиндр и однородный песок с фракциями не менее 0,1 мм. Емкость заполняют уплотненным материалом. Образец разрушают по трещинам на отдельные кусочки. Часть материала из емкости отсыпают в мерный цилиндр, в емкость помещают кусочки образца и дополняют ее объем материалом из мерного цилиндра. Объем остатка материала в мерном цилиндре будет равен объему высушенного образца. Величину усадки рассчитывают по формуле (5).

Влажность усадки W_y определяют как влажность образца при прекращении уменьшения его объема в процессе высыхания. Для определения величины W_y при подсушивании образцов определяют их линейные размеры и влажность, затем строят график зависимости объема грунта от влажности. При первоначальных высоких значениях влажности зависимость объема образца от влажности имеет прямолинейный характер, по мере же уменьшения влажности прямолинейный характер графика нарушается. Далее продолжают указанную прямую до пересечения с касательной, проведенной из точки прекращения изменения объема. Проекция точки пересечения на ось абсцисс дает значение влажности усадки.

Величину усадки грунтов нарушенной структуры определяют следующим образом.

Грунт в воздушно-сухом состоянии размельчают, замешивают при влажности, которая на 5% больше влажности на границе текучести, и оставляют в эксикаторе на 24 ч для равномерного распределения воды. Затем пасту помещают в латунные чашечки с плоским дном и гладким верхним краем, строго параллельным дну (диаметр чашечки около 4 см, высота около 1,5 см). Перед заполнением грунтом стенки и дно чашечки необходимо смазать тонким слоем вазелина во избежание прилипания грунта. После заполнения грунтом чашечку многократно простукивают, пока из грунта не перестанут выходить пузырьки воздуха. Далее верх чашечки тщательно заглаживают ножом и аккуратно подсушивают.

Для построения графика усадки следует параллельно высушивать несколько образцов и по мере высыхания на воздухе определять их объем, массу, линейные размеры и влажность. На основе полученных данных можно построить график усадки, который используют для определения величины влажности усадки.

2.19. Наибольшее набухание свойственно монтмориллонито-гидрослюдистому составу минералов, наименьшее - каолинито-кварцево-гидрослюдистым породам. Процесс набухания первых в 3-6 раза длительнее, чем вторых.

При нарушении сложения грунта величина набухания возрастает в 2–3 раза.

При увеличении начальной влажности пород величина набухания снижается, и по достижении влажности на границе раскатывания набухание прекращается.

Увеличение плотности пород повышает величину набухания. Однако искусственное уплотнение грунтов может уменьшить набухание, что связано с резким уменьшением их водопроницаемости, в результате чего некоторая часть грунта становится недоступной для воды.

Усадка грунтов тем больше, чем выше дисперсность пород. При нарушении сложения грунта величина δ_y значительно возрастает. Легко- и среднерастворимые соли уменьшают усадку, замедляют ее процесс и снижают трещиноватость.

2.20. При определении параметров набухания рекомендуется пользоваться уравнениями регрессии.

Для грунтов Азово-Кубанской предгорной равнины они имеют следующий вид [8] (характеристика грунтов приведена в приложении):

нижнеплейстоценовые делювиальные глины:

$$\delta = -0{,}16722 + 0{,}00051\,\Phi_г + 1{,}881\,W_p \;;\; R = 0{,}62, n = 47; \quad (6)$$

$$\rho_н = -0{,}1231 + 0{,}0104\,\rho_d + 146{,}53\,W_L \;;\; R = 0{,}65,\; n = 47; \quad (7)$$

плиоценовые морские глины:

$$\delta_н^o = -0{,}25175 + 0{,}00802\,\Phi_г + 0{,}7131\,I_p \;;\; R = 0{,}83, n = 36; \quad (8)$$

$$\rho_н = -0{,}0303 + 1{,}93\,\delta_н - 0{,}065\,\delta_y \;;\; R = 0{,}93,\; n = 36, \quad (9)$$

где W_p, W_L, I_p – пределы и число пластичности, в долях единицы;

$\Phi_г$ – содержание глинистой фракции, %;

ρ – коэффициент корреляции;

n – число определений;

сарматские глины восточной части Степного Крыма [25]:

$$\lg \delta_н^o = 2{,}417 - 1{,}516\,W \;;\; R = 0{,}98,\; n = 31; \quad (10)$$

грунты нарушенного сложения, уплотненные в приборе стандартного уплотнения при оптимальной влажности [3]

$$\delta_{cm} = 3{,}6 \cdot 10^{-5} \cdot A^{2{,}44} \cdot \Phi_{\Gamma}^{3{,}44} \qquad (11)$$

где А – активность глин по Скемптону.

Обобщенный показатель набухания-усадки определяют по следующей формуле [16]:

$$\delta_{ну} = 1{,}05\sqrt{W_L} - 0{,}45.$$

Давление набухания вычисляют по зависимости [1]

$$P_н = 6{,}0\,\delta_н^{\circ} W_L \quad , \qquad (12)$$

или более точно

$$\lg P_н = 1{,}23\ \lg \delta_н^{\circ} - 0{,}938. \qquad (13)$$

2.21. Относительное сжатие набухающих пород рекомендуется определять в компрессионных и трехосных приборах.

Тарировку компрессионных приборов следует производить по методике [27], подготовку образцов грунта – согласно требованиям, изложенным в п. 2.18. При испытаниях целесообразно строить компрессионные кривые в полулогарифмической системе координат ($\delta - \lg P$), при этом необходимо принимать следующие ступени давления: 0,01-0,025-0,05-0,1-0,2-0,4 МПа.

Исходя из анализа работы сооружения со средой, материалом, основанием, задают условия опыта. Рекомендуются следующие основные схемы компрессионных испытаний:

испытания при естественной плотности и влажности грунтов ненарушенного сложения с замачиванием образца под последней ступенью нагрузки; в этом случае определяют давление предуплотнения P_c (рис. 3), для чего строится зависимость $\delta = f(\lg P)$. Перелом в графике функции $\delta = f(\lg P)$ свидетельствует о том, что набухающие породы, как правило, являются переуплотненными; значения коэффициента пористости после

опыта $e_к$ для набухающих пород, замоченных под нагрузкой, как правило, оказывается выше $e_н$

испытания с замачиванием образца набухающих грунтов сразу же до приложения нагрузки; они моделируют кинематику набухания грунта на поверхности склонов (откосов) с последующим их нагружением;

опыты с замачиванием грунта под разными нагрузками (см.п.2.15);

испытания пород нарушенного сложения; в этом случае рекомендуется задавать плотность сухого грунта соответственно нормативному коэффициенту уплотнения $K_у$, влажность – по левой ветви кривой стандартного уплотнения.

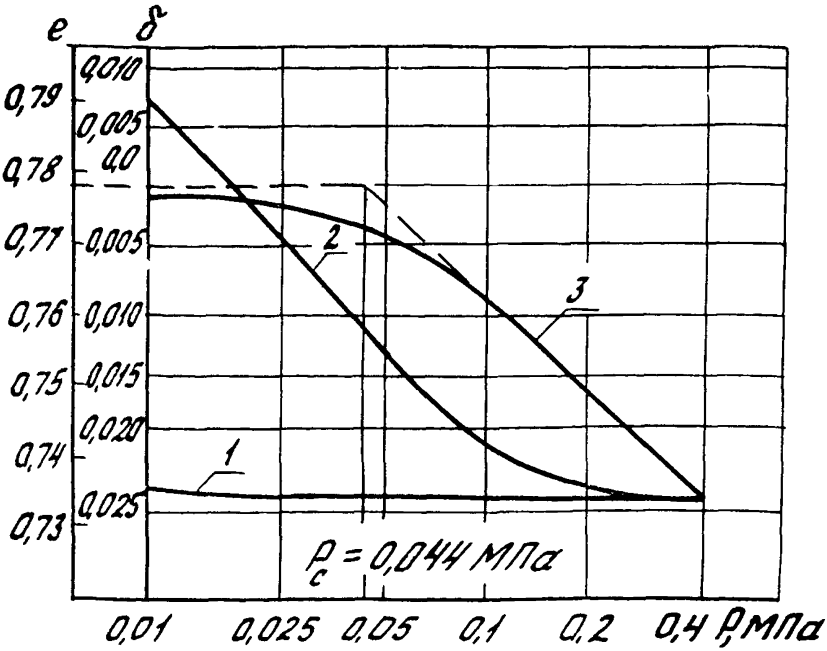

Рис. 3. Компрессионные кривые набухающих грунтов: 1 – набухание грунта при его замачивании под нагрузкой 0,4 МПа; 2 – декомпрессия грунта при естественной влажности; 3 – компрессия грунта $I_ρ$=0,240; $ρ_d$ = 1,49 г/см³)

Для ускоренных компрессионных испытаний рекомендуется разработанная в ЦНИИСе методика исследований сжимаемости: ступени нагрузки принимают равными 0,05–0,1–0,3–0,6 МПа; каждую ступень выдерживают 24 ч. Расхождения между результатами, определенными по ускоренной и обычной методике, не превышают 2–3 %.

После проведения испытаний рекомендуется рассчитывать относительное сжатие грунта для всех ступеней давления, затем построить компрессионную кривую в совмещенных системах координат
и определить необходимые параметры [24,27,29].

2.22. Метод испытания набухающих грунтов пенетрацией следует применять для определения:

сравнительной характеристики прочности;

закономерности изменения механических свойств грунтов в зависимости от их влажности, плотности и состава;

"чувствительности" при нарушении сложения грунтов;

кинетики и величины тиксотропного и синеретического упрочнения грунтов;

кинетики изменения прочности при набухании, в процессе длительной фильтрации, при воздействии агрессивных сред, после размокания, вибрации и т.д.;

приближенной оценки деформационного поведения пород и влияния скорости деформирования на их прочностные свойства;

пределов пластичности и консистенции связных грунтов.

Для испытаний рекомендуется применять конический пластометр П.А.Ребиндера с углом 30°. Сопротивление вдавливанию находят по формуле

$$R_п = F / h_п^2 , \qquad (14)$$

где $R_п$ – сопротивление вдавливанию конуса, Па;
F – действующая нагрузка, Н;
$h_п$ – глубина погружения конуса, м.

Высокодисперсные и смешанные грунты средней уплотненности, а также пылеватые и смешанные высокой степени уплотненности имеют $R_п$ от 0,1 до 2 МПа. Эти зна-

чения близки к их сопротивлению на одноосное сжатие. Грунты упруго-вязкие, высокоуплотненные имеют $R_п > 2$ МПа [11,37].

При определении "чувствительности" грунтов устанавливают $R_{п\,ест}$ путем неоднократного (в среднем по 5-6 испытаниям) вдавливания корпуса в породу естественного сложения, затем образец тщательно переминают и вычисляют $R_{п\,нар}$. Отношение $R_{п\,ест}$ к $R_{п\,нар}$ дает "чувствительность" грунтов.

При испытаниях следует учитывать, что породы ненарушенного сложения отличаются значительно большей прочностью [11]. При механическом нарушении естественного структурного каркаса глин и освобождении замкнутой в порах воды толщина гидратных слоев на поверхности частиц увеличивается, а содержание свободной воды уменьшается, поэтому пасты менее прочны и более пластичны. После набухания прочность паст снижается (табл. 5) [11].

Таблица 5

Образец	В естественном состоянии		После набухания		После размокания	
	W	$R_п$, кПа	W	$R_п$, кПа	W	$R_п$, кПа
С ненарушенной структурой	0,36	665	0,54	100	0,60	57,7
Паста	0,35	130	0,45	55	0,54	27,7

Различие в прочностях глин с ненарушенной и нарушенной структурой показывает, что к оценке таких грунтов по сопоставлению их естественной влажности с пределами пластичности необходимо подходить исключительно осторожно, так как при нарушении сложения их прочность резко падает.

2.23. Тиксотропное восстановление структур набухающих грунтов во времени определяют следующим образом:

образец грунта естественной влажности тщательно переминают либо готовят пасту заданной плотности и влажности;

образец (толщина слоя более 2,5 см) помещают в плоскодонную чашку диаметром более 5 см; испытания конусом производят через 0,10, 20, 30 мин, 1,2,3 ч и через 1,2,3,10 суток; для сохранения влажности образцы держат в эксикаторе с водой;

рассчитывают величину тиксотропного упрочнения (отношение величин $R_п$ тиксотропно упрочненного в течение 10 суток к $R_п$ нарушенного сложения).

2.24. Пределы пластичности пород определяют в такой последовательности:

измеряют сопротивление вдавливанию конуса при влажности, близкой к границе раскатывания $R_{п-1}$ и границе текучести $R_{п-2}$;

термостатическим методом находят соответствующие влажности паст W_1 и W_2;

вычисляют коэффициенты пенетрации $N_1 = 132\,R_1$ и $N_2 = 132R_2$;

на оси $lgN - W$ графика наносят точки W_1; $lg\,N_1$ и W_2; $lg\,N_2$, через эти точки проводят прямую;

при значениях $N = 1$ и $N = 25$ соответственно находят значения W_L и W_P (рис. 4).

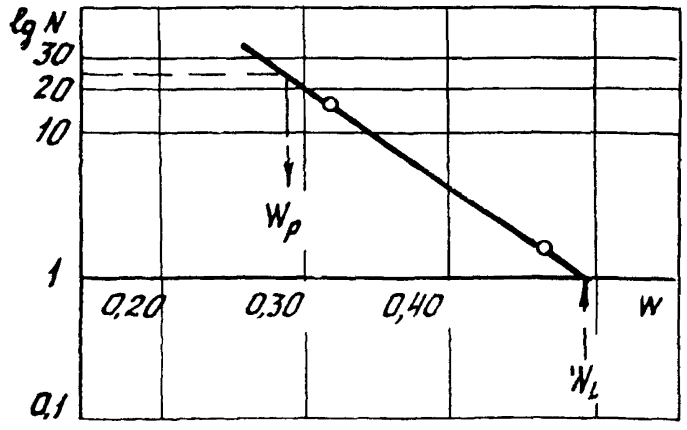

Рис. 4. Определение пределов пластичности грунтов пенетрацией

2.25. Метод одноосного сжатия следует применять для определения:

механической прочности грунтов (временного сопротивления одноосному сжатию, коэффициента структурной прочности и показателя структурной прочности для глинистых грунтов);

сопротивления сдвигу;

характера и показателей деформативности (модулей общей деформации и упругости, коэффициента поперечной деформации - коэффициента Пуассона);

предельной несущей способности грунтов;

классификационной оценки глинистых грунтов и номенклатурного вида полускальных пород.

Метод одноосного сжатия может быть рекомендован как основной для определения механической прочности пород при инженерно-геологической съемке (методику испытаний см. в [27,31]).

2.26. Метод шариковой пробы проф. Н.А.Цытовича [32] следует применять для определения сил сцепления $C_ш$ с учетом изменения их во времени $C_{gл}$. При этом величину $C_ш$ рекомендуется рассматривать как комплексную характеристику, позволяющую оценить не только сцепление, но и внутреннее трение, что может быть использовано при вычислении предельной нагрузки на набухший грунт по формулам идеально связных тел (без учета трения) [28, 30, 32]:

для плоской задачи

$$R_{кр} = 5{,}14\, C_{gл} + q \; ; \qquad (15)$$

для пространственной осесимметричной задачи при круглой или квадратной площади

$$R_{кр} = 5{,}7\, C_{gл} + q \; , \qquad (16)$$

где q - боковая пригрузка, Па .

При испытании набухающих грунтов на специальном приборе следует измерять осадки шарового штампа $h_ш$ при некоторой постоянной нагрузке F . При этом отношение $h_ш$ к диаметру штампа D должно быть менее 0,1, но более 1/200. Тогда упругими деформациями можно пренебречь, а результаты испытаний не будут зависеть от D.

По теории пластично-вязких сред

$$C_ш = 0{,}18\ F/\pi D h_ш . \qquad (17)$$

При малых углах внутреннего трения набухших грунтов можно положить $C_ш \approx \tau$

Если пренебречь значением φ нельзя, то этот же монолит, на котором определялось $C_ш$, следует испытать на сдвиг или трехосное сжатие. В данном случае при испытании одного монолита на сдвиг можно построить прямую Мора-Кулона, так как $C_ш$ принимают за сцепление, с помощью τ, полученного при определенной нагрузке, можно найти $tg\,\varphi$.

Для определения длительной прочности $C_{g\Lambda}$ испытания рекомендуется продолжать несколько часов до затухания осадок штампа.

2.27. Следует учитывать, что показатели прочностных свойств пород являются интегральными показателями состава, состояния, характера структурных связей и свойств грунтов. Поэтому прочностные показатели, установленные методом одноосного сжатия, находятся в зависимости от деформационных и прочностных характеристик грунтов, определенных при компрессионном сжатии, сдвиге, пенетрации, динамическом зондировании, испытании крыльчаткой, толчении, истирании, сопротивлении резанию и т.д.

Так, например, у некоторых грунтов, имеющих прочность ниже 3 МПа, наблюдается прямая пропорциональная зависимость между значениями сопротивления одноосному сжатию и вдавливанию конуса.

2.28. Прочностные характеристики набухающих грунтов определяют путем испытания их в сдвиговых приборах. Приборы должны соответствовать ГОСТ 12248-78. Рычажные системы и кольца приборов необходимо оттарировать [11, 27, 29].

При консолидированно-дренированном (медленном) испытании (КД) грунт предварительно выдерживают под заданными нагрузками до завершения процесса консолидации по ГОСТ 12248-78 и "медленно" срезают. При сдвиге по этой схеме поровое давление отсутствует и при предварительном уплотнении образца, и при сдвиге. Результаты

испытания характеризуют прочность, которую грунт приобретает после длительного процесса эксплуатации сооружений. Ее рекомендуется учитывать главным образом в проектах реконструкции дорожных сооружений и расчетах нормативного давления. Глинистые грунты должны иметь показатель консистенции $I_L \leq 1$, коэффициенты пористости для супесей и суглинков $e \leq 1$ и для глин $e \leq 1{,}5$.

При неконсолидированно-недренированном (быстром) испытании (НН) сдвигающие усилия прикладывают сразу же после приложения нормального давления (по ГОСТ 12248–78). Грунт разрушается без изменения первоначальной плотности и влажности. При приложении как нормальных, так и сдвигающих напряжений в поровой воде возникает избыточное давление, которое и обеспечивает неизменность плотности и влажности. Испытывать следует водонасыщенные глинистые грунты при степени влажности $G \geqslant 0{,}85$ и $I_L \geqslant 0{,}5$, время сдвига при этом испытании не должно превышать 2 мин. Испытания характеризуют ожидаемую прочность в начальный период строительства.

В процессе неконсолидированно-дренированного испытания (НД) в отличие от схемы (КД) образцы грунта медленно срезают без предварительного уплотнения при естественной или заданной плотности и влажности. Результаты испытаний характеризуют прочность грунта в случае медленного роста нагрузок, например, для расчета устойчивости косогора при возведении на нем сооружения.

При консолидированно-недренированном испытании (КН) в отличие от схемы (НН) под действием нормальных нагрузок образец доводят до состояния полной стабилизации, затем производят быстрый сдвиг, при этом поровое давление появляется только на втором этапе испытаний. Испытания характеризуют прочность грунтов, консолидация которых закончена, при быстром приложении сдвигающих нагрузок (например, при расчетах устойчивости улавливающей стены в период камнепада).

Если в процессе испытаний по схеме (НД) происходит выжимание грунта в зазор срезывателя, рекомендуется переходить на ускоренное испытание, уменьшая время среза.

Если при испытании по схеме (КН) наблюдается хрупкий скол образца, следует переходить на замедленное испытание, увеличивая время среза до 20–40 мин.

При испытаниях грунтов нарушенного сложения плотность сухого грунта рекомендуется принимать в зависимости от нормируемой степени уплотнения, а влажность – соответствующей этой плотности по левой ветви кривой стандартного уплотнения. Результаты испытаний используют для проектирования насыпей и подушек при возможности длительного подтопления.

Учитывая условия предварительного водонасыщения, следует:

водонасыщение при неизменном объеме образца грунта под арретиром производить, если давление набухания меньше веса сооружения и бытового давления;

водонасыщение в условиях свободного набухания выполнять при моделировании работы откосов насыпей и выемок;

водонасыщение при нагрузках, действующих при сдвиге, производить, если давление набухания больше суммы веса сооружения и бытового давления.

Глинистые набухающие грунты замачивают до условной стабилизации деформаций набухания, принимаемой равной 0,1 мм за 24 ч.

Образцам набухающих грунтов, предназначенным для определения сопротивления срезу в условиях полного водонасыщения после стабилизации набухания при заданном нормальном давлении, необходимо передать это давление до начала замачивания.

Сдвиги переуплотненных образцов с замером порового давления по определению длительной прочности грунтов подробно изложены в [27].

2.28. Испытания грунтов методом трехосного сжатия производят в стабилометрах, которые рекомендуется применять:

в случае испытания неоднородного грунта с явно выраженной слоистостью или макроагрегатностью, причем сдвиг в стабилометре происходит по слабейшей поверхности разрушения; по этой же причине в стабилометре следует определять контактный вид прочности, что имеет большое значение при рассмотрении устойчивости оползней;

при испытании грунтов, имеющих включения крупнее 0,5 мм, так как в сдвиговом приборе неизбежно заклинивание этих частиц между обоймами;

при испытании водонасыщенных набухающих грунтов, если в сдвиговом приборе происходит выжимание грунта в зазор срезывателя или смятие образца в сдвиговой обойме;

для повышения точности определения прочности водонасыщенных пород в условиях недренированных испытаний, так как наличие щели вносит существенное искажение в режим управления дренированием образца в сдвиговом приборе;

для определения длительной прочности пород, так как длительное сохранение влажности образцов в сдвиговом приборе затруднительно;

твердых глинистых пород, которые в сдвиговом приборе разрушаются хрупко;

для определения значений μ и E при возможности ограниченного бокового расширения грунта, что имеет место в откосах насыпей, склонах;

для перехода от значений φ и C, определенных по схеме испытаний (НН), к значениям, определенных по схеме испытаний (КД) с замером порового давления;

для определения характеристик, необходимых для прогноза изменения порового давления на период строительства и эксплуатации.

Для определения прочностных характеристик грунта проводят серию испытаний при различных соотношениях главных напряжений, доводя образец до разрушения. Условия прочности пород выражают через значение наибольшего σ_1 и наименьшего σ_2 главных напряжений в момент разрушения.

Графически зависимости между главными нормальными напряжениями и касательными представляют в виде кругов предельных напряжений (кругов Мора) [23,27].

2.30. Для оценки уплотняемости набухающих грунтов рекомендуется применять метод стандартного уплотнения. Испытания проводят по ГОСТ 22733-77 в приборе Союздорнии путем послойного (три слоя) трамбования грунта ударами груза весом 0,25 Н, падающего с высоты 0,3 м, при общем количестве ударов 120.

При испытании пород в приборе ЦНИИСа грунт трамбуют в один слой ударами груза весом 0,25 Н, падающего с высоты 0,3 м, при количестве ударов 20.

Для испытаний применяют пробы грунта воздушно-сухого состояния (высушивают при комнатной температуре), при котором возможно его просеивание и размельчение. Каждую отдельную пробу испытывают не более трех раз. При испытании грунтов, содержащих зерна, легко разрушающиеся при трамбовании, каждую пробу испытывают только один раз.

В результате испытаний по графику стандартного уплотнения следует определять максимальную стандартную плотность скелета грунта ρ_d^{max} и соответствующую ей оптимальную влажность W_0

Коэффициенты уплотнения K_y, выраженные в долях от максимальной стандартной плотности, назначают на основании накопленного опыта. Так как с повышением нагрузок на оси подвижного состава, скоростей движения поездов такой прием не может гарантировать оптимальную плотность грунта, последнюю следует определять, исходя из требований работы грунта насыпей практически в упругой стадии и обеспечения минимума приведенных строительно-эксплуатационных затрат. Ниже даны уравнения регрессии, полученные в ЦНИИСе, для трех видов набухающих грунтов (см.приложение). Уравнения позволяют определить рациональную плотность грунтов в зависимости от напряженного состояния насыпи.

$$\lambda_1 = \lambda_{1-р} = -0{,}1378 + 0{,}3431\, e_н + 0{,}1490\, \sigma_0 + 0{,}0567 I_р; \quad (18)$$
$$t_{e_н} = 6{,}05,\ t_\sigma = 6{,}82,\ t_{I_р} = 2{,}92,\ t_{таб}^{0,05} = 2{,}90;$$

$$\lambda_{а-н} = \lambda_{0-н} = -0{,}1430 - 0{,}0359\, W_н + 3154\, e_н + 0{,}1950\, \sigma_0; \quad (19)$$
$$t_{e_н} = 5{,}85,\ t_\sigma = 8{,}82,\ t_W = 2{,}77,\ t_{таб}^{0,05} = 2{,}90;$$

$$\lambda_у = \lambda_{0-к} = -0{,}0119 + 0{,}0114\, e_н + 0{,}0528\, \sigma_0 \quad (20)$$
$$t_{e_н} = 7{,}76,\ t_\sigma = 2{,}85.\ t_{таб}^{0,05} = 2{,}86,$$

где λ_i - приведенные относительные деформации:
$\lambda_i = \delta_i/(1 + e_н)$; λ_1, $\lambda_{о-к}$ - учитывают действие *поездной нагрузки*, $\lambda_{о-н}$ - *постоянной* (рис.5);
t_i - критерий Стьюдента для коэффициентов уравнений.

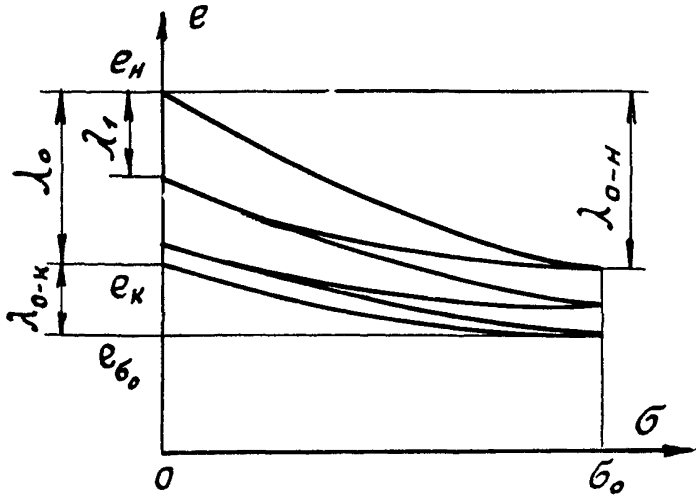

Рис. 5. Расчетная схема

Приведенные уравнения регрессии вполне надежны. Сводка статистик дана в табл. 6.

Указанные уравнения определены на основании 78 испытаний, в которых аргументы изменялись в следующих границах:

$$0{,}27 \geqslant I_p \geqslant 0{,}13;$$
$$0{,}8 \geqslant \sigma \geqslant 0{,}2;$$
$$0{,}33 \geqslant w \geqslant 0{,}15;$$
$$0{,}89 \geqslant e_н \geqslant 0{,}38.$$

Таблица 6

Статистики	Значения статистик для функций		
	λ_1	$\lambda_{a-н}$	λ_y
Коэффициент корреляции	0,80	0,81	0,66
Критерий Фишера для дисперсионного анализа	43,9	48,8	30,7
Среднеквадратическое отклонение от регрессии	0,040	0,040	0,012
Критерий Фишера для регрессии	2,66	2,86	1,77
Критерий значимости коэффициента корреляции	42,0	46,9	29,8

На рис. 6 приведены комплексные характеристики упругой компрессии суглинков, а на рис. 7 номограмма для определения плотности грунтов e_o, обеспечивающей упругую работу земляного сооружения под нагрузкой.

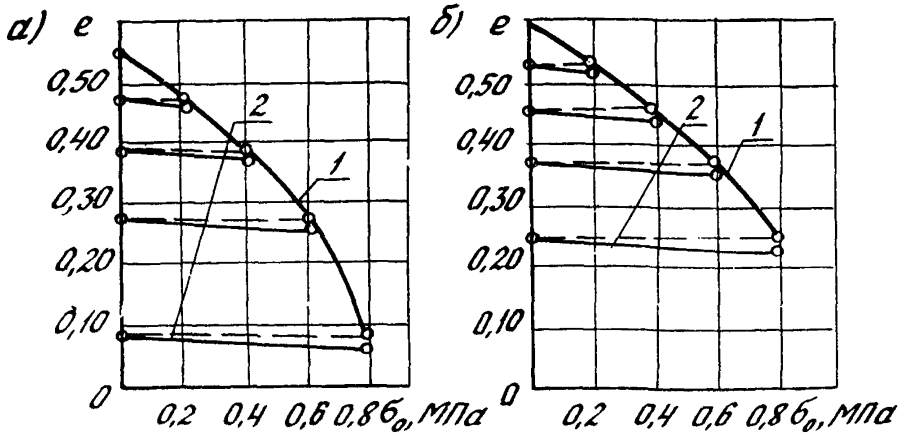

Рис. 6. Кривые упругой компрессии:
а – для грунта с $I_p = 0{,}127$; б – для грунта с $I_p = 0{,}159$; 1 – кривые $e_o = f(\sigma_o)$; 2 – $e_y = f(\sigma_o)$

Значения e_o рекомендуется определять решением системы уравнений

$$\left.\begin{aligned} e_o &= e_k; \\ \lambda_1 &= f(e_н, \sigma_o) = 0, \end{aligned}\right\} \qquad (21)$$

где e_k – конечное значение коэффициента пористости при наступлении упругой компрессии e_y.

Для решения системы (21) следует заменить в уравнении (18) σ_o на σ_p, а $e_н$ на $(e_н - \lambda_{a\text{-}н})$; в уравнении (19) σ_o на σ_a; в уравнении (20) σ_o на σ_a, и $e_н$ на $(e_н - \lambda_o)$.

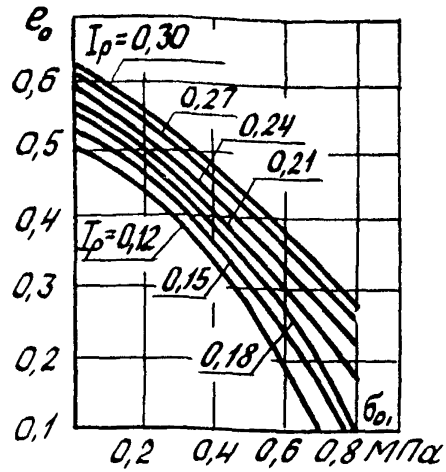

Рис. 7. Номограмма для определения плотности грунтов $e_o = f(б_o)$

Уплотнение грунтов вплоть до коэффициента пористости обеспечивает безосадочность насыпей. Но так как в ряде случаев достижение e_o невозможно, технически сложно или экономически нерационально, остаточные деформации можно ограничить допустимым пределом, предусмотрев соответствующий запас на осадку насыпи по высоте или ширине ее. В этом случае возникнут дополнительные расходы как строительные, так и эксплуатационные. Следовательно, вопрос назначения рациональной степени уплотнения необходимо решать на основе технико-экономического сравнения возможных вариантов и перспективного развития рабочих параметров пути [33,34].

3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ И НАПРЯЖЕНИЙ В ГРУНТОВОМ МАССИВЕ НАБУХАЮЩИХ ПОРОД

3.1. В этом разделе даны рекомендации для определения перемещений и напряжений в набухающем грунтовом массиве с учетом инерционных сил на основе решения

уравнений механики сплошной среды в случае плоского деформированного состояния.

3.2. Равновесие массива грунта следует рассматривать в прямоугольной системе координат z, x (положительные направления координатных осей: z – вверх, x – направо). Удельный вес грунта действует вдоль оси z в отрицательном направлении. В этом случае уравнения равновесия и движения имеют вид:

$$\begin{aligned} &\partial\sigma_x/\partial x + \partial\tau_{xz}/\partial z + \rho x = 0 \text{ или } (\rho\partial^2 u/\partial t^2); \\ &\partial\tau_{zx}/\partial x + \partial\sigma_z/\partial z + \rho z = 0 \text{ или } (\rho\partial^2 w/\partial t^2), \end{aligned} \qquad (22)$$

где σ_x, σ_z – нормальные напряжения;

τ_{zx}, τ_{xz} – касательные напряжения, причем $\tau_{xz} = \tau_{zx}$;

x, z – проекции объемных сил, отнесенные к единице массы;

u, w – перемещения точки вдоль осей координат x, z соответственно;

t – время.

3.3. Поскольку система (22) статически неопределима, необходимо ввести геометрические уравнения Коши, устанавливающие связь между относительными деформациями с перемещениями:

$$\left.\begin{aligned} &\varepsilon_x = \partial u/\partial x; \quad \varepsilon_y = \partial w/\partial z; \\ &\varepsilon_{xz} = \partial w/\partial x + \partial u/\partial z, \end{aligned}\right\} \qquad (23)$$

где $\varepsilon_x, \varepsilon_z$ – относительные нормальные деформации;

ε_{xz} – относительный сдвиг (искажение прямого угла).

3.4. Из (23) следует, что эти уравнения не являются взаимно независимыми. Поэтому следует добавить еще одно уравнение неразрывности или сплошности – уравнение Сен-Венана:

$$\partial^2\varepsilon_z/\partial x^2 + \partial^2\varepsilon_x/\partial z^2 = \partial^2\varepsilon_{zx}/\partial z\,\partial x. \qquad (24)$$

3.5. Так как имеется всего пять уравнений для восьми неизвестных компонент напряженно-деформируемого состояния грунта, полученная система является статически неопределимой Поэтому к системам уравнений (22), (23) не-

обходимо добавить еще три физических уравнения теории упругости – уравнения Гука:

$$\left.\begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{1}{E}(\sigma_x - \mu\sigma_z); \\ \varepsilon_z &= \frac{1}{E}(\sigma_z - \mu\sigma_x); \\ \varepsilon_{xz} &= \tau_{xz} / G_\tau, \end{aligned}\right\} \qquad (25)$$

где G_τ – модуль сдвига, равный

$$G_\tau = E / [2(1+\mu)].$$

3.6. Системы (22), (23) и (25) являются замкнутыми, имея восемь неизвестных компонент и восемь уравнений. Следовательно, математически они разрешимы при выполнении условия неразрывности (24) и граничных условий

$$\begin{aligned} \sigma_{nx} &= \sigma_x \cos(\hat{n,x}) + \tau_{zx}\cos(n,z); \\ \sigma_{nz} &= \tau_{xz}\cos(\hat{n,x}) + \sigma_z \cos(n,z), \end{aligned} \qquad (26)$$

где σ_{nx}, σ_{nz} – составляющие напряжения на контуре;

$\cos(\hat{n,x})$, $\cos(n,z)$ – направляющие косинусы на контуре.

3.7. Уравнения (22), (23), (25) рекомендуется решать по методу сил (неизвестны напряжения), методом перемещений (неизвестны перемещения точек) и смешанным методом (неизвестны некоторые из напряжений и некоторые из перемещений).

При решении плоской задачи методом сил рекомендуется пользоваться (в случае, если объемной силой является только сила тяжести) уравнениями равновесия (22) и дополнительным уравнением Леви [35]

$$\nabla^2(\sigma_x + \sigma_z) = 0, \qquad (27)$$

где $\nabla^2(\ldots..)$ – гармонический оператор.

$$\nabla^2(\ldots.) = (\partial^2/\partial x^2 + \partial^2/\partial z^2)(\ldots..).$$

Если объемными силами можно пренебречь, то необходимо использовать дифференцируемую скалярную функцию напряжений $\varphi(x, z)$ – функцию Эри. При этом

$$\left.\begin{aligned}\sigma_x &= \partial^2\varphi/\partial z^2;\\ \sigma_z &= \partial^2\varphi/\partial x^2;\\ \tau_{xz} &= -\partial^2\varphi/\partial x\,\partial z.\end{aligned}\right\} \qquad (28)$$

Кроме того, следует удовлетворить условию неразрывности бигармоническим уравнением

$$\nabla^2(\nabla^2\varphi) = 0. \qquad (29)$$

Функция Эри позволяет не решать три уравнения равновесия, а определить одну $\varphi(x, z)$, при помощи которой дальше посредством дифференцирования (а не интегрирования) рекомендуется находить остальные функции. Уравнение (28) должно удовлетворять и условиям на контуре (26).

3.8. *Одна из причин* появления напряжений в набухающем грунтовом массиве – это нелинейное и неравномерное распределение влажности (именно это является причиной появления усадочных трещин). Разность между естественным напряженным состоянием и состоянием, возникающим вследствии неравномерного увлажнения (лессов, набухающих пород), рекомендуется связать обобщенным законом Гука. Последствия таких напряжений необходимо учитывать при расчетах подъема (опускания) поверхности земли в процессе ее экранирования, а также при расчетах конструкций, устраиваемых в грунтовом массиве (горное давление на обделку тоннеля).

Уравнения (25) по аналогии с теорией термоупругости (В.Новацкий, 1962 г.) для плоской задачи следует записать

$$\left.\begin{aligned}\varepsilon_x - \alpha\Delta W &= (1/E)(\sigma_x - \mu\sigma_z);\\ \varepsilon_z - \alpha\Delta W &= (1/E)(\sigma_z - \mu\sigma_x);\\ \varepsilon_{xz} &= \tau_{xz}/G_\tau.\end{aligned}\right\} \qquad (30)$$

$$\left.\begin{aligned}\varepsilon &= (1/E)(1-2\mu)\sigma + 3\alpha\Delta W;\\ \varepsilon' &= (1/E')(1-2\mu')\sigma + 3\alpha\Delta W,\end{aligned}\right\} \qquad (31)$$

где ΔW – приращение влажности грунта по сравнению с первоначальной;

α – коэффициент набухания (усадки, просадки); поскольку относительное набухание можно записать следующим образом: $\delta_н = (e_к - e_н)/(1+e_н)$, коэффициент α определяется так:

$$\alpha = \alpha_1 / (1 + e_н).$$

Здесь α_1 – эмпирический коэффициент, зависящий от вида грунта, напряженного состояния; значение α_1 можно вычислить экспериментальным путем; по предварительным экспериментам α_1 для набухающих пород близок к единице и линейно зависит от действующих напряжений, т.е. $\alpha_1 = A + \alpha\sigma_z$, $\alpha_1' = A' + \alpha'\sigma_x$;

δ – относительная деформация для образца, вырезанного с торца монолита;

δ' – относительная деформация для образца, вырезанного с боковой поверхности монолита;

σ – напряжения при простом растяжении – сжатии.

σ_τ, E', μ' – характеристики образцов, вырезанных из боковой поверхности монолита.

Уравнения (30) с учетом (31) приводятся к виду

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \lambda'\delta' + 2G'_\tau\delta_x - \alpha' E'\Delta W/(1-2\mu'); \\ \sigma_z &= \lambda\delta + 2G_\tau\delta_z - \alpha E\Delta W/(1-2\mu); \\ \tau_z &= \delta_{xz} G_\tau, \end{aligned} \qquad (32)$$

где $\lambda = \mu E/[(1+\mu)(1+2\mu)$-коэффициент, напоминающий коэффициент Ламэ.

Подставляя уравнения (33) и (31) в уравнения равновесия (22) и пренебрегая объемными силами, получают новые уравнения равновесия

$$\left.\begin{aligned} (\lambda' + G')\frac{\partial\delta'}{\partial x} + G'_\tau\nabla^2 u &= \alpha'\frac{E'}{1-\mu'}\frac{\partial W}{\partial x}, \\ (\lambda + G)\frac{\partial\delta}{\partial z} + G_\tau\nabla^2 w &= \alpha\frac{E}{1-\mu}\frac{\partial W}{\partial z} \end{aligned}\right\} \qquad (33)$$

Граничные условия теперь имеют вид:

$$\left.\begin{aligned}
&\alpha' E \Delta W/(1-2\mu')\cos(\hat{n,x}) = \lambda' \delta' \cos(\hat{n,x}) + \\
&+ G'_\tau [(\partial u/\partial x)\cos(\hat{n,x}) + (\partial u/\partial z)\cos(\hat{n,z})]; \\
&\alpha E \Delta W/(1-2\mu)\cos(\hat{n,z}) = \lambda \delta' \cos(\hat{n,z}) + \\
&+ G_\tau [(\partial w/\partial z)\cos(\hat{n,z}) + (\partial w/\partial x)\cos(\hat{n,x})].
\end{aligned}\right\} \quad (34)$$

В уравнениях (33) правые члены занимают место компонентов объемных сил в уравнениях равновесия (22), а левая часть уравнений заменяет компоненты поверхностных сил. Таким образом, перемещения u и w вызываемые изменением влажности ΔW, совпадают с перемещениями, вызываемыми объемными силами

$$X = -\alpha' \frac{E'}{1-2\mu'} \frac{\partial W}{\partial x}; \quad Z = -\alpha \frac{E}{1-2\mu} \frac{\partial W}{\partial z}, \quad (35)$$

и поверхностным равномерно распределенным нормальным давлением интенсивностью

$$q = \alpha E \Delta W/(1-2\mu). \quad (36)$$

3.9. Если найдено решение уравнений (34), удовлетворяющих граничным условиям (35), можно получить значения перемещений u, w (метод перемещений), то соответствующие касательные напряжения рекомендуется определить по формулам (30), а нормальные – по формулам (32). Полное напряжение, вызываемое неравномерным распределением влажности, рекомендуется получить с помощью наложения гидростатического давления (36) на напряжения, вызываемые объемными силами (35) и повехностными силами (36)

Таким образом, влажностные напряжения должны удовлетворять уравнениям равновесия:

$$\left.\begin{aligned}
&\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} - \alpha' \frac{E'}{1-2\mu'} \frac{\partial W}{\partial x} = 0; \\
&\partial \tau_{xz}/\partial x + \partial \sigma_z/\partial z - \alpha \frac{E}{1-2\mu} \frac{\partial W}{\partial z} = 0,
\end{aligned}\right\} \quad (37)$$

граничным условиям

$$\left.\begin{aligned}
&\sigma_x \cos(\hat{n,x}) + \tau_{xz} \cos(n,z) = \frac{\alpha E \Delta W}{1-2\mu}; \\
&\sigma_z \cos(\hat{n,z}) + \tau_{xz} \cos(n,x) = \frac{\alpha E \Delta W}{1-2\mu},
\end{aligned}\right\} \quad (38)$$

а также условию совместности

$$\nabla^2(\sigma_x + \sigma_z) = 0. \qquad (39)$$

3.10. В [27] для решения практических задач введен параметр влагоупругости Y_w:

$$u = \frac{\partial Y_w}{\partial x} \; ; \quad w = \frac{\partial Y_w}{\partial z} \; , \qquad (40)$$

тогда уравнения равновесия (33) следует записать так:

$$\left.\begin{aligned} (1-\mu')\frac{\partial}{\partial x}\nabla^2 Y_w &= (1+\mu')\,\alpha'\frac{\partial W}{\partial x} \\ (1-\mu)\frac{\partial}{\partial z}\nabla^2 Y_w &= (1+\mu)\,\alpha\frac{\partial W}{\partial z} \end{aligned}\right\} \qquad (41)$$

Здесь необходимо принять функцию Y_w в следующей форме (С.П.Тимошенко, Дж.Гудьер, 1975 г.).

$$\nabla^2 Y_w = \frac{1+\mu}{1-\mu}\,\alpha\,\Delta W. \qquad (42)$$

Частное решение уравнения (42) дает логарифмический потенциал

$$Y_w = \frac{1}{2\pi}\,\frac{1+\mu}{1-\mu}\,\alpha \iint W(x_1, z_1)\ln r\, dx_1 dz_1 \; , \qquad (43)$$

где $W(x_1, z_1)$ – влажность в точке с координатами x_1, z_1;

$$r = \sqrt{(x-x_1)^2 + (z-z_1)^2} \; ,$$

r – расстояние между этой точкой и точкой с координатами x, z.

Если влажность, меняясь со временем, подчиняется уравнению влагопереноса, то на основе (42)

$$\frac{\nabla^2 \partial Y_w}{\partial t} = \frac{1+\mu}{1-\mu}\,\alpha K_w \nabla^2 W \; , \qquad (44)$$

где K_w – коэффициент влагопроводности, аналогичный коэффициенту потенциалопроводности в уравнении переноса вещества в капиллярно-пористых телах:

$$K_w = -v_z \frac{\partial W}{\partial z}; \qquad (45)$$

v_z – скорость движения влаги.

Следовательно:

$$\frac{\partial Y_w}{\partial t} = \frac{1+\mu}{1-\mu} \alpha K_w \Delta W. \qquad (46)$$

Интеграл этого выражения пригоден для случая, когда ΔW со временем $\longrightarrow 0$:

$$Y_w = \frac{1}{2\pi}(1+\mu)\iint W(x_1,z_1)\ln r\, dx_1\, dz_1. \qquad (47)$$

Определив перемещения по формулам (40), следует вычислить компоненты напряжений (метод сил) на основании обобщенного закона Гука:

$$\sigma_x = \frac{E}{1-\mu'}\left(\frac{\partial u}{\partial x} + \mu' \frac{\partial w}{\partial z} - (1+\mu')\alpha' \Delta W\right);$$

$$\sigma_z = \frac{E}{1-\mu^2}\left(\frac{\partial w}{\partial x} + \mu \frac{\partial u}{\partial x} - (1+\mu)\alpha \Delta W\right); \qquad (48)$$

$$\tau_{xz} = G_\tau\left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial w}{\partial z}\right).$$

Примеры расчета. 1. В случае неустановившегося режима влажности в слое, когда начальная влажность равна $W_н$, а на поверхности земли поддерживается режим влажности интенсивностью W_1, причем $W_1 \lesseqgtr W_н$ в зависимости от условий на поверхности (период дождей или период засухи), для определения распределения влажности необходимо решить уравнения влагопереноса с граничными условиями $W(0,t)=W_1$; $\partial w/\partial z\,(h,t) = 0$ и начальным условием $W(z) = W_н$, которое может быть получено методом Фурье

$$W(z,t) = W_1 + \frac{4}{\pi}(W_н - W_1)\sum_{n=1,3,\ldots}^{\infty} \frac{1}{n} \sin\frac{\pi n z}{2h}\, e^{-\lambda n t}, \qquad (49)$$

где $\lambda_n = \frac{\pi^2 n^2}{4h_r^2} K_w$

Уравнение (48) определяет закономерность проникновения влаги в водонасыщенный слой грунта толщиной h_r. Напряжение в этом слое

$$\sigma_x = \alpha' \frac{E'}{1-\mu'} W(z,t), \qquad (50)$$

где $W(z,t)$ – определяется по формуле (50).

С увеличением h_r скорость проникновения влаги в толщу и ее градиенты будут уменьшаться. Этот вывод следует из анализа формулы (48).

2. При решении примера по И.М.Горьковой (1965г.) введем критическую влажность трещинообразования $W_{тр}$ или же критические растягивающие напряжения трещинообразования $\sigma_{тр}$, тогда на основе изложенных решений можно определить глубину проникания трещин в грунтовую толщу во времени. Для этого достаточно рассмотреть решение одного из уравнений:

$$W(z,t) = W_{тр}; \quad \sigma(z,t) = \sigma_{тр}. \qquad (51)$$

Если поверхность слоя подвергается воздействию влаги с периодическим режимом изменения, то влажность в слое грунта также меняется периодически. Амплитуда изменений влажности в слое грунта ω убывает с глубиной, а глубина ее проникновения зависит от периода колебания влажности. Практические наблюдения за режимом изменения влажности показывают, что зона интенсивного изменения влаги небольшая и начиная с некоторой глубины стабилизируется (рис. 8). Если мощность слоя больше глубины проникновения влаги, то решение задачи влагопереноса в слое грунта для одномерного слоя с граничным условием $W(0,t) = W_н \sin \omega t$ имеет вид (А.Н.Тихонов А.А.Самарский, 1966 г.):

$$W(z,t) = W_н \exp\left(\sqrt{\frac{\omega}{2K_w}}\, z\right) \cos\left(-z\sqrt{\frac{\omega}{2K_w}} + \omega t\right). \qquad (52)$$

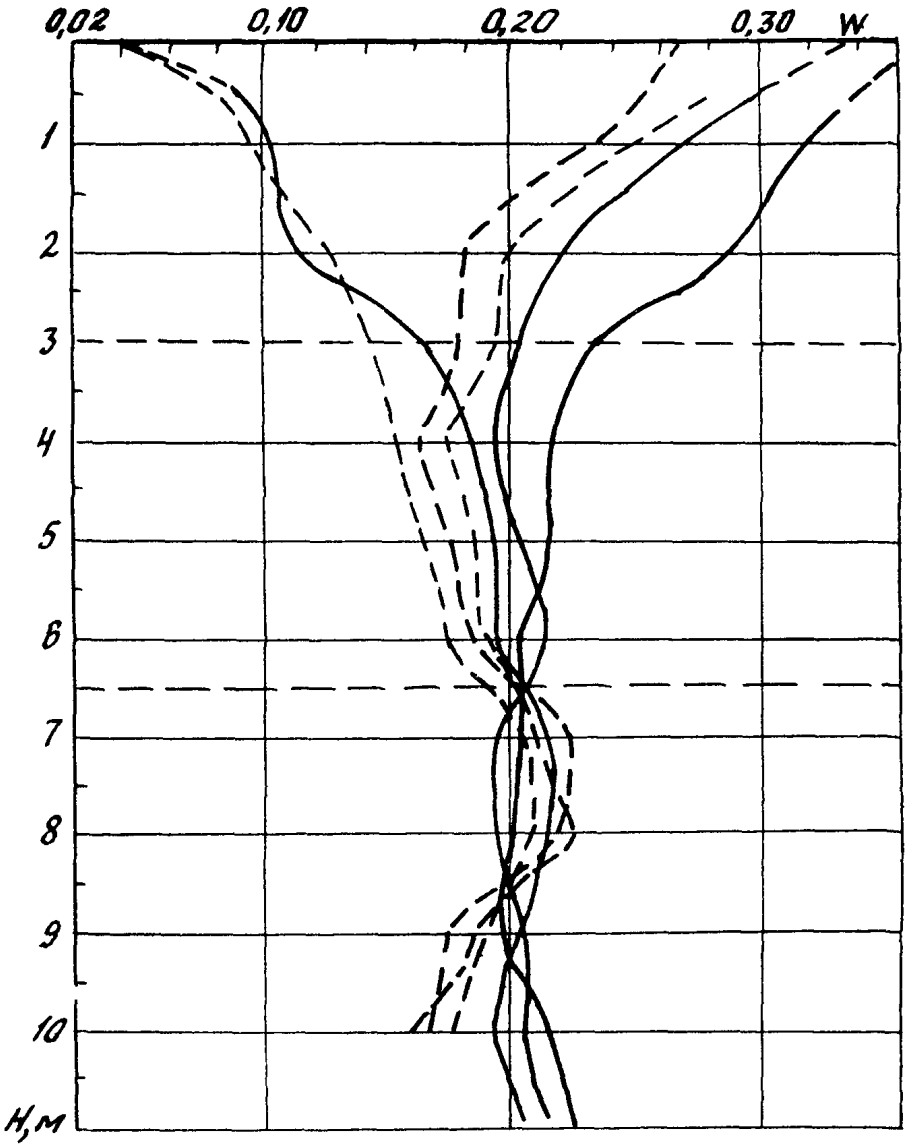

Рис. 8. Изменение естественной влажности набухающих грунтов с глубиной:

—— – глины dQ_1 (I_p = 0,23); —·—·— суглинки dQ_1 (I_p = 0,14)

Из (52) следует, что **амплитуда колебаний влажности** убывает с глубиной:

$$W(z) = W_н \exp\left(-z\sqrt{\frac{\omega}{2K_w}}\right),$$

т.е. если глубины растут в арифметической прогресси, то амплитуды убывают в геометрической прогрессии (первый закон Фурье).

Кроме того, колебание влажности происходит со сдвигом во времени, т.е. время запаздывания экстремальных значений влажности в грунте от соответствующих моментов на поверхности земли пропорционально глубине: $\Delta t = z/\sqrt{2K_w\omega}$ (второй закон Фурье).

Влажностные напряжения в слое рекомендуется определять выражением вида (50), т.е. будет происходить периодическое изменение этих напряжений во времени в соответствии с закономерностью изменения влажности по глубине слоя грунта (52). Будет также иметь место периодическое смещение границы раздела с нулевым напряжением, которое рекомендуется определять из уравнения (52), полагая $W(z,t) = 0$:

$$\omega t - z\sqrt{\frac{\omega z}{2K_w}} = 2k\pi \pm \frac{\pi}{2},$$

где $k = 1,2,3,\ldots$.

Влажностные напряжения следует вычислять так:

$$\sigma_x(z,t) = \alpha' \frac{E'}{1-\mu'} W_н \exp\left(-z\sqrt{\frac{\omega}{2K_w}}\right)\cos\left(\omega t - z\sqrt{\frac{\omega}{2K_w}}\right). \quad (53)$$

При увлажнении грунта любая точка его слоя совершает периодическое движение в направлении оси z, т.е. перемещение S любой точки можно определить на основании выражения (53) и закона Гука в предположении, что σ_z неизменно:

$$S(z,t) = -\int_0^z \varepsilon_z(t)\,dz = 2x_0\alpha'\sqrt{\frac{2K_w}{\omega}} \times \quad (54)$$
$$\times \exp\left(-z\sqrt{\frac{\omega}{2K_w}}\right)\left[\cos\left(-z\sqrt{\frac{\omega}{2K_w}}\right) + \right.$$
$$\left. + \sin\left(\omega t - z\sqrt{\frac{\omega}{2K_w}}\right) - (\cos\omega t + \sin\omega t)\right].$$

В случае наклонного пласта в грунте будут иметь место необратимые деформации сдвига, т.е. каждая точка после движения в направлении, перпендикулярном пласту, не возвращается на свое место, а опускается вниз под углом φ_0 по отношению к оси z. Значение смещения поверхности земли за один цикл в направлении оси x (при $t = \pi/\omega$) вычисляется по формуле

$$S_x = 2x_0 \alpha' \operatorname{tg}\varphi^0 \sqrt{\frac{\omega}{2K_w}} \left\{ \exp.\left(-h\sqrt{\frac{\omega}{2K_w}}\right) \times \right.$$
$$\left. \times \left[\cos\left(-h_r\sqrt{\frac{\omega}{2K_w}} + \pi\right) + \sin\left(\pi - h_r\sqrt{\frac{\omega}{2K_w}}\right)\right] - 1 \right\}. \quad (55)$$

Решение этой задачи, но в другой постановке рассмотрено К.Ш.Шадунцем (1976г.) и положено им в основу прогнозирования динамики оползневых потоков.

Необходимо учитывать при расчетах, что пульсация давления набухания в отличие от порового давления в слое грунта при проникновении влаги вызывает не только пульсацию суммы главных напряжений, но и поворот главных осей напряжений, т.е. эллипс напряжений меняет свою ориентацию в пространстве и во времени, что также отражается на накоплении остаточных деформаций сдвига грунта на склоне.

Приложение

ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ

Грунт	Пределы пластичности			Гранулометрический состав, %, при содержании фракций			Плотность частиц ρ_s, г/см³	Максимальная стандартная плотность скелета ρ_d^{max}, г/см³	Оптимальная влажность W_o
	текучесть W_L	раскатывание W_p	число пластичности I_p	песчаной $\Phi_{пс}$	пылеватой $\Phi_{пл}$	глинистой $\Phi_г$			
Суглинок тяжелый пылеватый (dQ_4)	0,340	0,200	0,140	30,0	45,0	25,0	2,71	-	-
Глина пылеватая (dQ_4)	0,470	0,240	0,230	10,0	46,0	44,0	2,70	-	-
Суглинок тяжелый пылеватый (dQ_{4-3})	0,320	0,200	0,120	19,0	63,0	18,0	2,69	-	-
Глина пылеватая (N_2)	0,480	0,240	0,240	7,0	57,0	36,0	2,68	-	-
Глина пылеватая (dQ_4)	0,535	0,273	0,251	5,8	21,2	73,0	2,69	-	-
Суглинок тяжелый (dQ_{3-4})	0,291	0,164	0,127	46,0	31,8	22,2	2,71	1,88	0,145
Суглинок тяжелый пылеватый (dQ_4)	0,397	0,238	0,159	29,1	40,2	30,7	2,70	1,73	0,207
Глина пылеватая (dQ_4)	0,622	0,352	0,270	5,0	20,4	74,6	2,65	1,40	0,322
Глина пылеватая (dQ_4)	0,585	0,345	0,240	13,5	22,4	64,1	2,65	1,56	0,220

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Сорочан Е.А. Строительство сооружений на набухающих грунтах. М., Стройиздат , 1974.

2. Сергеев Е.М. Инженерная геология. М., МГУ, 1978.

3. Гольдштейн М.Н. Механические свойства грунтов. М., Стройиздат, 1973.

4. Ярг Л.А. Изменение физико-механических свойств пород при выветривании. М., Недра , 1974.

5. Методика инженерно-геологических исследований высоких обвальных и оползневых склонов. М., МГУ, 1980.

6. Инженерно-геологический анализ применения противооползневых мероприятий на Черноморском побережье Крыма и Кавказа. М., Стройиздат, 1976.

7. Дружинин М.К., Горелик А.М. Распространение набухающих грунтов. В сб. трудов ЦНИИСа, вып.88. М., ЦНИИС, 1976.

8. Сафохина И.А., Чепик В.Ф. Критерии и методы оценки набухающих глинистых грунтов. В сб. научных трудов Производственного и научно-исследовательского института по инженерным изысканиям в строительстве Госстроя СССР "Инженерно-геологические процессы и свойства грунтов". М., Стройиздат, 1980.

9. Куцнашвили О.В. Исследование закономерностей изменения свойств набухающих пород Азово-Кубанской предгорной равнины в связи со строительством земляного полотна железных дорог. Автореферат диссертации на соискание ученой степени канд.геол.-минерал.наук. Ташкент, Институт сейсмологии АН УзССР, 1979.

10. Ломтадзе В.Д. Инженерная геология. Инженерная петрология. Л., Недра , 1970.

11. Горькова И.М. Физико-химические исследования дисперсных осадочных пород в строительных целях. М., Стройиздат, 1975.

12. Инструкция по инженерным изысканиям для промышленного строительства. СН 225-79. М., Стройиздат, 1979.

13. Руководство по проектированию оснований зданий и сооружений. М.,Стройиздат, 1978.

14. Указания по проектированию земляного полотна железных и автомобильных дорог. СН 449-72. М., Стройиздат, 1973.

15. Методические рекомендации по проектированию земляного полотна железных дорог из набухающих грунтов. М., ЦНИИС, 1973.

16. Временные методические указания по расчету устойчивости эксплуатируемых насыпей и проектированию контрбанкетов. М., Транспорт , 1979.

17. Руководство по лабораторным геотехническим исследованиям грунтов. М., Союзводпроект , 1975.

18. Руководство по лабораторным исследованиям физико-механических свойств грунтов при производстве инженерных изысканий для строительства. ВНМД 26-76. М., Стройизыскания , 1976.

19. Рекомендации по лабораторным методам определения характеристик набухающих грунтов. М., Стройиздат, 1974.

20. Шенк Х. Теория инженерного эксперимента. М., Мир , 1972.

21. Ашмарин И.П., Васильев Н.Н., Амбросов В.А. Быстрые методы статистической обработки и планирования экспериментов. Л., ЛГУ, 1975.

22. Инструкция по разработке методик проведения экспериментальных научных исследований. М., ЦНИИС, 1973.

23. Чаповский Е.Г. Лабораторные работы по грунтоведению и механике грунтов. М., Недра , 1975.

24. Методические рекомендации по повышению качества испытаний грунтов. М., ЦНИИС, 1976.

25. Разоренов В.Ф. Пенетрационные испытания грунтов. М., Стройиздат, 1980.

26. Монюшко А.М., Пахомов С.И. Методические основы прогнозирования изменений инженерно-геологических свойств набухающих грунтов при их обводнении. Тезисы докладов Всесоюзной конф. Тема 1У. Ростов-на-Дону, РИСИ, 1980.

27. Методические рекомендации по опробованию лессовых пород. М., ЦНИИС, 1982.

28. Гольдштейн М.Н. Механические свойства грунтов. М., Стройиздат, 1979.

29. Бирюхов Н.С., Казарновский В.Д., Мотылев Ю.Л. Методическое пособие по определению физико-механических свойств грунтов. М., Недра, 1975.

30. Ларионов А.К. Методы исследования структуры грунтов. М., Недра, 1971.

31. Горелик А.М., Юровский Б.Л., Петров Ю.В. Указания по применению метода одноосного сжатия при опробовании горных пород. В кн. "Рекомендации по методам инженерно-геологических работ при изысканиях железных дорог". М., Мосгипротранс, 1979.

32. Цытович Н.А. Тер-Мартиросян З.Г. Основы прикладной геомеханики в строительстве. М., Высшая школа, 1981.

33. Юровский Б.Ш. Коэффициенты пористости, обеспечивающие упругую работу насыпи. – Путь и путевое хозяйство, 1978, № 10.

34. Шахунянц Г.М. О рациональной степени уплотнения грунтов. – Путь и путевое хозяйство, 1978, № 6.

35. Харр М.Е. Основы теоретической механики грунтов. М., Стройиздат, 1971.

36. Безухов Н.И., Лужин О.В. Приложение методов теории упругости и пластичности к решению инженерных задач. М., Высшая школа, 1974.

gost.e-ecolog.ru